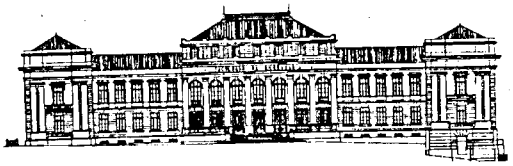
antónio joaquim pereira viana da fonseca

GEOMECÂNICA DOS SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO. CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRECTAS

DISSERTAÇÃO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL NA FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO



SETEMBRO DE 1996

UNIVERSIDADE DO PORTO
FACULDADE DE ENGENHARIA

GEOMECÂNICA DOS SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DO PORTO. CRITÉRIOS PARA DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRECTAS

antónio joaquim pereira viana da fonseca

DISSERTAÇÃO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL NA FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

624104(3) / FONa / GEO
UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECA
Nº
Data 4 - 11 - 96
N.º 2318

PORTO, SETEMBRO DE 1996

A sabedoria exalta os seus filhos,
toma sob a sua protecção aqueles que a buscam,
Aquele que a ama, ama a vida e os que vigiam, para a encontrar, gozarão da sua doçura.
Aquele que a possuir terá a glória como herança,
e Deus abençoará o lugar onde ele entrar.
(...)
Ao princípio ela poderá conduzi-los por caminhos sinuosos;
ela traz-lhe o temor, o medo e a provação, atormentá-lo-á com o rigor da sua disciplina,
até que o experimente nos seus pensamentos
e possa confiar no coração dele.
Então virá a ele pelo caminho direito, fá-lo-á feliz,
e desvendar-lhe-á os seus segredos.

(ECLESIÁSTICO 4, 11-18)

À Luisa,
pelo amor sem limites

Ao António e ao Francisco,
pela alegria contagiante

Índice Geral

ÍNDICE GERAL vii

RESUMO ix

ABSTRACT xi

RESUMÉ xiii

AGRADECIMENTOS xv

ÍNDICE DE TEXTO xix

ÍNDICE DE FIGURAS xxxvii

ÍNDICE DE QUADROS lxiii

SIMBOLOGIA lxxiii

CONSIDERAÇÕES INICIAIS 1

CAPÍTULO 1 - OS SOLOS RESIDUAIS 5

CAPÍTULO 2 - METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE SOLOS RESIDUAIS. ENSAIOS DE LABORATÓRIO *VERSUS* ENSAIOS *IN SITU* 35

ANEXO A.2.1 - Noção de estado estável (crítico) 167

CAPÍTULO 3 - DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS 171

CAPÍTULO 4 - ENSAIO DE CARGA DE UMA SAPATA EM ESCALA NATURAL 221

CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO, DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS *IN SITU* 265

CAPÍTULO 6 - APRESENTAÇÃO, DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA 395

ANEXO A.6.1 - Câmaras triaxiais convencionais e derivações. Câmara "stress-path" (célula de "Bishop-Wesley") e sistema de controlo e aquisição desenvolvido na FEUP 567

ANEXO A.6.2 - Novas técnicas em ensaios triaxiais. Instrumentação interna das deformações (electro-inclinómetros - Imperial College) 579

ANEXO A.6.3 - Metodologias e critérios usados nos ensaios triaxiais 587

ANEXO A.6.4 - Descrição do modelo hiperbólico clássico (Duncan e Chang, 1970). Fundamentos e formulação base 593

CAPÍTULO 7 - ANÁLISE DO ENSAIO DA SAPATA À LUZ DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO E *IN SITU* 597

CAPÍTULO 8 - ANÁLISES NUMÉRICAS DO ENSAIO DA SAPATA PROTÓTIPO. MODELOS CONSTITUTIVOS 643

ANEXO A.8.1 - Descrição do modelo elasto-plástico de Lade. Fundamentos e formulação base 723

CONSIDERAÇÕES FINAIS 731

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 741

Resumo

O presente trabalho trata da caracterização geotécnica de um solo residual do granito do Porto, com um grau de alteração representativo de muitos dos horizontes envolvidos frequentemente por obras de fundações directas das construções que vêm sendo realizadas na região. É dada ênfase especial às metodologias de ensaios *in situ* e de laboratório mais adaptadas à definição das propriedades físicas e mecânicas de um solo deste tipo, analisando criteriosamente os métodos correntes de dimensionamento de fundações directas à luz das particularidades deste material, tanto na vertente da deformabilidade como na da resistência.

Faz-se (Capítulo 1) uma breve descrição das características gerais dos solos residuais, salientando-se as implicações que as suas macroestruturas e microestruturas têm no comportamento físico e mecânico e são analisadas as exigências específicas da caracterização geológica nos métodos convencionais de identificação física e classificação destes solos. Apresenta-se uma súmula das características geotécnicas dos solos residuais do granito da Região Norte de Portugal, fruto da experiência regional.

São descritas (Capítulo 2) as metodologias correntes de avaliação das características mecânicas de maciços terrosos, com base em ensaios *in situ* e de laboratório e à luz das propostas da bibliografia, sendo discutida a sua adaptabilidade aos solos residuais do granito.

Descreve-se (Capítulo 3) o vasto trabalho experimental realizado nos terrenos do novo Hospital de Matosinhos, onde se apresentam níveis superficiais de solo residual (saprólito, W_5) com possança e características mecânicas susceptíveis de, em estruturas correntes, viabilizarem a adopção de fundações directas. Este estudo que incluiu um ensaio de carga até à rotura de uma sapata de 1,20m de diâmetro, cuidadosamente instrumentado (cuja descrição e interpretação preliminar se faz no Capítulo 4), foi acompanhado de um profundo e diversificado trabalho de caracterização geológica e geotécnica que envolveu ensaios *in situ* de carga em placa, ensaios de penetração dinâmica (SPT, DPL e DPSH) e estática (CPT), ensaios pressiométricos (de Ménard, PMT, e autoperfurador, SBPT), ensaios tipo "cross-hole" (CH) e com o dilatómetro de Marchetti (DMT). Complementarmente, procedeu-se à recolha de amostras, nomeadamente de alguns blocos talhados em poços, para caracterização física e mecânica em laboratório. Sendo a identificação geológica e física feita mais em pormenor no

Capítulo 3, a apresentação e interpretação dos resultados dos ensaios *in situ* é desenvolvida ao longo do Capítulo 5. A caracterização mecânica em laboratório (Capítulo 6) incluiu ensaios edométricos, de consolidação isotrópica, de determinação de K_0, de corte directo e corte simples e em câmara triaxial (convencional e sob distintas trajectórias de tensão). Neste âmbito foi dada atenção muito especial ao tipo de instrumentação adoptada nos provetes ensaiados, tendo sido usados processos de medição particularmente rigorosos das deformações, o que se prova ser fundamental para uma adequada definição dos parâmetros de deformabilidade do solo estudado, com vista à convergência dos resultados obtidos no ensaio de carga da sapata e com os obtidos por vários métodos de previsão.

Nesta perspectiva são consideradas metodologias de previsão do comportamento de fundações directas de cariz semi-empírico (Capítulo 7) ou baseadas em análises numéricas pelo método dos elementos finitos, com recurso a modelos elástico linear com e sem variação das propriedades do solo em profundidade, elástico-pseudo-plástico do tipo hiperbólico e elasto-plástico de Lade (Capítulo 8). Discute-se a importância da qualidade da amostragem e do recurso aos meios mais potentes de controlo e instrumentação, utilizados (e desenvolvidos) na FEUP, na boa definição paramétrica do solo residual estudado.

Finalmente, extraem-se algumas conclusões do trabalho realizado e indicam-se sugestões para desenvolvimentos futuros desta temática de caracterização geomecânica e modelação de solos residuais com vista ao dimensionamento de fundações.

Abstract

The present work deals with the characterisation of a residual soil from Porto granite, which has a weathering degree representative of the profiles frequently encountered in the direct foundation of buildings in this region.

Special emphasis is given to the *in situ* and laboratory procedures more adequate to the evaluation of physical and mechanical characteristics of this type of soil, by comprehensively analysing the common methods for shallow foundation design taking into account the singularities of this material, concerning both deformability and strength.

A brief description of the general characteristics of residual soils is made (Chapter 1), emphasising the implications of both macro and micro-structure on their physical and mechanical behaviour. The specific demands of a geological characterisation required to complement the conventional methods for physical identification and classification of such soils are analysed. An overview of the geotechnical characteristics of residual soils from granite of North Portugal is presented.

A general description is made (Chapter 2) of the methods currently proposed for the evaluation of soil mechanical properties taking into account *in situ* and laboratory test results, discussing their applicability to residual soils from granite.

The extensive experimental work carried out in the new Matosinhos Hospital grounds is described (Chapter 3). In this site surface profiles (saprolite, W_5) are dominant, with thickness and mechanical characteristics that allow the use of shallow foundations for current building structures. This study, which has included carefully instrumented loading test of a 1,20 m diameter footing (described preliminary in Chapter 4), was complemented by a very comprehensive geological and geotechnical characterisation which involved *in situ* testing such as loading tests, dynamic probing (DPL and DPSH) and SPT, static cone testing (CPT), pressuremeter testing (Ménard, DMT, and self-boring, SBPT), "cross-hole" testing (CH) and Marchetti dilatometer testing (DMT). Besides those tests, careful sampling was undertaken, namely by block trimming, in order to carry out a very complete physical and mechanical laboratory characterisation. The geological and physical identification is described in detail in

Chapter 3, while the presentation and interpretation of the *in situ* test results is developed in Chapter 5. Laboratory Mechanical Characterised (presented in Chapter 6) has included oedometer, isotropic consolidation, K_0 evaluation, direct and simple shear and triaxial tests (classical and under various stress paths). Special attention was given to the sample instrumentation technique adopted for triaxial tests. Very precise strain measurement equipment was used, which proved to be essential for an adequate definition of the soil deformability parameter in order to match the results obtained in the footing test with those from several predictive methods.

The behaviour of shallow foundations is analysed both by semi-empirical methods (Chapter 7) and by finite element models (Chapter 8) using several constitutive laws (linear elastic with in depth variation of soil properties; elasto-pseudo-plastic of the hyperbolic type; elasto-plastic Lade models).

The importance of the sampling technique and of the use of powerful control and instrumentation tools is discussed as a fundamental requisite for the accurate parametric definition of residual soils from granite.

Finally, some conclusions are extracted from this work and suggestions are made for future developments concerning the geomechanical characterisation and modelling of residual soil for the purpose of foundation design.

Résumé

Ce travail concerne la caractérisation géotechnique d'un sol résiduel granitique de Porto, avec un degré de altération figurant beaucoup des horizons environnés fréquemment par des travaux de fondations superficielles des constructions en exécution dans cette région. On donne une attention spéciale aux méthodologies d'essai "in situ" e de laboratoires plus ajustées à la définition des proprietés physiques et mécaniques d'un sol avec ces caractéristiques analysant en détail les méthodes d'évaluation de fondations superficielles courantes, salon les caractéristiques de ce matériel, versant la déformation et la résistance.

On fait (Chapitre 1) une petite description des caractéristiques générales des terrains résiduels, faisant ressortir les implications que leurs macro et microstructures ont dans le comportement physique et mécanique et on analyse les exigences spécifiques de la caractéristique géologique dans les méthodes conventionnelles d'identification physique et classification de ces sols. On présente un résumé des caractéristiques géotechniques des sols résiduels granitiques de la Région Nord du Portugal, résultat de l'expérience régionale.

Ce sont décrites (Chapitre 2) des méthodologies courantes d'évaluation des caractéristiques mécaniques de massifs terreux, avec des fondements en essais "in situ" et de laboratoire, selon les proposés de la bibliographie, en étant discutée son adaptabilité aux sols résiduels du granite.

On décrit (Chapitre 3) tout le travail expérimental réalisé sur les terrains du nouvel Hôpital de Matosinhos, où apparaissent des niveaux superficiaux de sol résiduel (saprolite, W_5 avec puissance et caractéristiques mécaniques capables de, sur des structures courantes, permettre l'option pour des fondations superficielles. Cette étude, qui comprend un essai de charge jusqu'á la rupture d'une semelle avec 1,20 m de diamètre, soigneusement essaié (dont on fait la description et l'interprétation préliminaires au Chapitre 4), a eté accompagné d'un travail profond et diversifié de caractérisation géologique et géotechnique qui a enveloppé des essais "in situ" de charge sur plaque, des essais de pénétration dinamique (SPT, DLP et DPSH) et statique (CPT), des essais pressiométriques (Ménard, PMT, et autoperfurateur, SBPT) des essais modèle "cross-hole" (CH) et avec la dilatomètre de Marchetti (DMT). En plus, on a pris des échantillons, particulièrement sur quelques blocs taillés en puites, pour

caractérisation physique et mécanique en laboratoire. Puisque l'identification géologique et physique sera plus détaillée au Chapitre 3, la présentation et interprétation des résultats des essais "in situ" sera developpée au cours du Chapitre 5. La caractérisation mécanique en laboratoire (présentée au Chapitre 6), comprend des essais oedométrique de consolidation isotropique, pour détermimation du K_0, de coupe direct et de coup simple et en chambre triaxial (conventionnel et sous plusieurs trajectoires de tension). Dans ce contexte on a donné une attention particulière à l'instrumentation adoptée sur les éprouvettes essayés, utilisant des procedés de mesure assez rigoureux des déformations, sans doute indispensable pour une définition précise des paramètres de déformabilité du sol essayé, cherchant la convergence des résultats déterminés par d'autres méthodes de prévision.

À ce propos on considère des méthodes de prévision du comportement de fondations superficielles d'aspect semi-empirique (Chapitre 7) ou fondées sur des analyses numériques par la méthode des éléments finis appelant à des modèles élastique linéaire avec et sans le changement de les propriétés du sol en pronfondeur, élasto-pseudo-plastique du modèle hyperbolique et elasto-plastique de Lade (Chapitre 8). On se discute l'importance de la qualité de l'echantillon et de l'appell aux moyens plus puissants du contrôle et instrumentation utilisés (et developpés) en laboratoire dans la FEUP, sur une bonne définition paramétrique du sol résiduel étudié.

Finalement, on extrait des conclusions du travail réalisé et on donne des suggestions pour d'autres travaux sur ce théme de caractérisation géomécanique et de modelage de sols résiduels en vue au calcul des fondations.

Agradecimentos

Este trabalho só foi possível graças ao contributo de muitas pessoas que demonstraram uma gratificante confiança nos objectivos e na capacidade de os alcançar. A muitas me refiro explicitamente, pelas razões que aponto, e aos que, e foram muitos, que contribuíram de forma esparsa neste trabalho aqui fica também a minha gratidão.

Aos meus mestres e amigos, Professores **Manuel de Matos Fernandes** e **António Silva Cardoso**, agradeço a inspiração, a orientação inexcedível, a dedicação e confiança que depositaram em mim e, muito, especialmente, as inumeráveis horas de revisão do texto final. Sem o Vosso irrepreensível rigor científico não teria alcançado os objectivos a que me propus e sem a Vossa estima não iria tão longe. Creiam-me, por isso, eternamente grato.

Ao **Jorge Almeida e Sousa**, meu colega e dilecto amigo, um grande abraço reconhecido porque, com a garra e desprendimento que caracteriza a sua vida, muito me ajudou na análise numérica apresentada com detrimento do seu próprio trabalho e, mais do que isso, me transmitiu sempre a alegria como vive a mecânica dos solos.

Foi determinante para este trabalho a minha estadia no Departamento de Engenharia Civil da **Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro**, onde fui acolhido de forma calorosamente ímpar por todos, tendo sido as orientações bibliográficas, experimentais e analíticas dos Professores **Roberto de Azevedo, Tácio de Campos, Eurípedes Vargas Jr** e **Pedrito da Rocha Filho** muito importantes para o amadurecimento dos meus conhecimentos sobre os solos residuais. Os ensinamentos de geologia do Professor **Franklin Antunes** foram também importantes. Particularmente determinante foi o trabalho experimental preliminar desenvolvido no Laboratório de Mecânica dos Solos da PUC/RJ onde o autor sempre dispôs de todas as facilidades e ajuda para a aprendizagem de algumas novas metodologias experimentais, personificadas nos colegas que desenvolviam então trabalhos de pós-graduação e nos funcionários que aí colaboram nos processos laboratoriais em curso. Sem particularizar, porque foram muitos, a todos o meu muito obrigado.

Ao Senhor **Armando Pinto** que pelo seu profissionalismo modelar, pela colaboração incansável e pela amizade que demonstrou, foi sempre o meu braço direito no desenvolvimento dos extensivos trabalhos experimentais que se realizaram, o meu elevado agradecimento.

Para realização dos ensaios *in situ*, em especial do ensaio de carga da sapata, no campo experimental do Hospital de Matosinhos e de laboratório sobre amostras recolhidas, contou-se com a prestimosa colaboração de algumas entidades, que à luz de um espírito de abertura ao apoio à investigação no campo da Geotecnia tornaram possível uma campanha experimental cuja envolvência de meios tão onerosos dificilmente teria permitido o sucesso da operação. Explicita-se, assim, o agradecimento formal às seguintes entidades mais directamente envolvidas neste processo:

(i) Direcção de Serviços Regionais das Instalações e Equipamentos de Saúde do Norte (**DSRIESN**), na pessoa do técnico responsável pela fiscalização da obra, Engenheiro **Oliveira Costa**, que, na qualidade de dono da obra demonstraram sempre interesse no trabalho, tendo realizado a ponte necessária entre a equipa da FEUP e o empreiteiro construtor para a disposição dos meios e consequente compensação económica;

(ii) Empresa **Construções Técnicas**, empreiteiro geral da obra, na pessoa do seu Director, Engenheiro **Luís Amado**, a quem se deve em grande medida a excepcional diligência no fornecimento gratuito de meios humanos e materiais (em equipamento, máquinas e correspondentes materiais - betão, ferro, areia, bombas, etc.), e foram muitos, para a execução do plano de trabalhos no campo experimental;

(iii) Empresa de construções **OPCA**, na pessoa do Director e amigo, Engenheiro **José Carlos Matos Pinho**, que constituída numa fase posterior como empreiteiro geral em substituição das Construções Técnicas, mantiveram a mesma disponibilidade humana e material para a continuação deste trabalho;

(iv) Empresa de construções **Teixeira Duarte**, na pessoa do Director do Serviço de Fundações, Engenheiro **Pires Carreto**, que, pela cedência em condições especiais da estrutura de carga e macaco hidráulico para os ensaios de carga e pela disponibilização de operadores especializados, permitiu levar a bom termo este trabalho;

(v) Laboratório Central da empresa de construções **Mota & C^{a}**, na pessoa do seu Director, o colega e amigo **Ricardo Andrade**, pela disponibilidade sempre célere na cedência do equipamento de penetração dinâmica e do pressiómetro de Ménard e pelo interesse que sempre manifestou pelo trabalho desenvolvido;

(v) Empresa de construções **Soares da Costa**, na pessoa do seu Administrador, Engenheiro **José Manuel Costa**, que diligenciou junto da sua sucursal **Socometal** o empréstimo dos perfis HEB que constituíram as vigas de suporte da estrutura de carga para apoio a pontos afastados da sapata;

(vi) Empresa **SEPSA**, na pessoa do Engenheiro **Helder Antunes**, cujas oficinas gratuita e diligentemente desempenaram alguns daqueles perfis após o acidente na primeira montagem da estrutura de carga;

(vii) Laboratório de Engenharia Civil da **Universidade do Minho**, na pessoa do seu responsável, Professor **Barreiros Martins**, que, no âmbito do excelente intercâmbio com a FEUP, disponibilizou os meios necessários para a instalação dos inclinómetros, deflectómetros e acompanhamento, pelos seus técnicos especializados, de todo este processo;

(viii) **Núcleo de Fundações** do **LNEC**, na pessoa do seu chefe, Engenheiro **Sêco e Pinto**, que pela cedência de tubos inclinométricos e empréstimo do equipamento de medição, bem como no acompanhamento técnico (feito pelo Senhor **José Alberto**, Técnico Especialista), tiveram, neste ensaio, colaboração activa; a execução dos ensaios com o pressiómetro autoperfurador (Camkometer) só foi também possível graças à colaboração com o NF, prestando aqui o meu agradecimento especial aos colegas e amigos Engenheiros **António Sousa Coutinho** e **João Marcelino Silva** que, para além de terem colaborado directamente na execução dos ensaios, me ajudaram com grande disponibilidade na interpretação dos resultados; ainda ao NF agradeço a disponibilidade na execução dos ensaios de corte simples, muito especialmente ao colega **Bilé Serra** que coordenou e acompanhou os ensaios realizados com prestimosa disponibilidade e amizade;

(viii) Secção de Vias de Comunicação do Departamento de Engenharia Civil da FEUP, na pessoa do Engenheiro **António Vasconcelos**, pela cedência do nível óptico de 0,1 mm de precisão e pela assistência inicial;

(ix) **Núcleo de Prospecção** do LNEC, na pessoa do Doutor **Fialho Rodrigues**, que disponibilizou, amável e diligentemente, uma equipa constituída pelos técnicos: Senhores Adelino Bastos e Costa Martins, para realização dos ensaios de "*cross--hole*";

(x) Laboratório de Geotecnia do **Ciccopn** e, em particular, ao colega e amigo Engenheiro **Nuno Cruz**, pela disponibilização do equipamento e colaboração nos ensaios com o dilatómetro de Marchetti.

Ao **Instituto Geológico Mineiro do Porto**, na pessoa do seu Director Professor **Machado Leite**, agradeço a realização das análises químicas e mineralógicas.

Ao colega e amigo **Rui Faria** agradeço a ajuda preciosa no tratamento dos resultados dos cálculos numéricos para elaboração das figuras de níveis e tensões principais.

Ao amigo Professor **Luís Lemos** agradeço o contacto feito com o Imperial College de Londres através do qual foi possível a aquisição dos electro-inclinómetros para instrumentação interna das deformações nos ensaios triaxiais.

À Senhora D. **Clotilde Bento** pela diligente colaboração na dactilografia do texto e pela cuidada verificação final das cópias, fruto do seu irrepreensível profissionamlismo, os meus agradecimentos.

Manifesto ainda e muito particularmente o meu profundo agradecimento ao Senhor **Manuel Carvalho** que, com a singular eficiência que se lhe reconhece, tornou possível a materialização deste longo texto e complexo arranjo gráfico, após inúmeras iterações e longas revisões.

Ao colega e amigo **José Couto Marques** pela revisão do "abstract" e à Dr.ª **Eduarda Lemos** pelo "résumé".

Ao Instituto Nacional de Investigação Científica (**INIC**) agradeço a concessão de uma bolsa de estudo para doutoramento e à Junta Nacional de Investigação Científica e Tecnológica (**JNICT**) por, posteriormente à extinção daquele organismo, ter mantido os compromissos relativos àquela bolsa.

As minhas últimas palavras de grato tributo são, naturalmente, dedicadas à minha família, razão primeira da minha vida:

- à minha **Luisa** e aos **nossos filhos** a quem dedico esta tese;
- ao meu **Pai** que me incutiu a vontade de lutar sempre para alcançar o que, nos termos da minha consciência, é justo aos olhos de Deus e bom para os homens; sei que vela por mim e a ele me referencio sempre;
- à minha **Mãe**, que sempre me apoiou com os seus incentivos, e à minha **irmã**, que me dispensa sempre a sua objectiva solidariedade fraterna, agradeço ainda o cuidado extremo que teve na revisão final do texto deste trabalho.

Bem hajam **todos** por terem sido co-autores deste trabalho!

Índice de Texto

CONSIDERAÇÕES INICIAIS 1

CAPÍTULO 1 - OS SOLOS RESIDUAIS

1.1 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS SOLOS RESIDUAIS 5

1.2 - EXIGÊNCIAS ESPECÍFICAS DA CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS RESIDUAIS 7

1.3 - CLASSIFICAÇÕES DOS HORIZONTES DE ALTERAÇÃO 10

1.4 - ASPECTOS SOBRE O ESTADO DOS SOLOS RESIDUAIS 16

1.4.1 - Microfábrica de solos residuais ou alterados de granito. Grau de decomposição, índice de vazios, metaestabilidade e ábacos de caracterização 16

1.4.2 - Nota sobre o estado de tensão inicial 19

1.5 - A ALTERAÇÃO DO GRANITO DO PORTO 20

1.5.1 - Factores de alteração e alterabilidade 20

1.5.2 - Evolução química e mineralógica resultante da alteração 22

1.6 - SÚMULA DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DA REGIÃO NORTE DE PORTUGAL 26

1.6.1 - Considerações gerais 26

1.6.2 - Factores de alteração, perfis e características físicas 26

1.6.3 - Estados de tensão em repouso 29

1.6.4 - Características de deformabilidade 29

1.6.4.1 - Carregamento confinado (unidimensional) 29

1.6.4.2 - Carregamento triaxial 30

1.6.5 - Características de resistência 31

1.6.6 - Algumas correlações particulares entre parâmetros de ensaios *in situ* 33

CAPÍTULO 2 - METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE SOLOS RESIDUAIS. ENSAIOS DE LABORATÓRIO *VERSUS* ENSAIOS *IN SITU*

2.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS 35

2.1.1 - Ensaios *in situ* 35

2.1.2 - Ensaios em laboratório 39

2.1.3 - Tendência actual para as metodologias de caracterização mecânica. Integração dos ensaios em laboratório e *in situ* 43

2.2 - ENSAIO SPT 45

2.2.1 - Descrição geral do equipamento e condicionalismos energéticos 45

2.2.2 - Potencialidades e usufruto de ensaio 47

2.2.3 - O SPT e os solos residuais 56

2.3 - ENSAIO CPT 62

2.3.1 - Descrição geral do ensaio e parâmetros recorrentes 62

2.3.2 - Usufruto e potencialidades de ensaio 62

2.3.3 - O CPT e os solos residuais 74

2.4 - ENSAIOS DP - CONES PENETRÓMETROS DINÂMICOS 77

2.4.1 - Descrição geral do ensaio e resultados 77

2.4.2 - Metodologias correntes de interpretação 79

2.4.3 - O DP e os solos residuais 80

2.5 - ENSAIOS DE CARGA EM PLACA (PLT) 81

2.5.1 - Introdução 81

2.5.2 - Descrição de ensaio e equipamento usado 82

2.5.3 - Definição de rotura - capacidade de carga 82

2.5.3.1 - Considerações iniciais 82

2.5.3.2 - Capacidade de carga deduzida por retroanálise de ensaios PLT 83

2.5.3.3 - Metodologias de análise para determinação da capacidade de carga 84

2.5.4 - Deformabilidade. Metodologias de interpretação 92

2.5.4.1 - Soluções baseadas na Teoria da Elasticidade 92

2.5.4.2 - Efeito da variação de *E* em profundidade na avaliação do assentamento pela Teoria de Elasticidade 94

2.5.4.3 - Métodos semi-empíricos 101

2.5.5 - Assentamentos admissíveis - referência aos critérios correntes 114

2.5.6 - Ensaios de carga em solos residuais 116

2.5.6.1 - Sobre os assentamentos 116

2.5.6.2 - Sobre capacidade de carga 121

2.6 - ENSAIOS COM O PRESSIÓMETRO DE MÉNARD (PMT) 124

2.6.1 - Considerações gerais 124

2.6.2 - Potencialidades e usufrutos do ensaio. Interpretação 125

2.6.3 - Utilização de métodos semi-empíricos para dimensionamento de fundações 128

2.6.3.1 - Determinação da capacidade de carga 128

2.6.3.2 - Estimativa do assentamento de uma fundação 129

2.6.4 - Correlações com parâmetros de outros ensaios 131

2.6.5 - O PMT e os solos residuais 133

2.7 - ENSAIOS COM O PRESSIÓMETRO AUTOPERFURADOR DE CAMBRIDGE (SBPT) 136

2.7.1 - Considerações gerais. Descrição do ensaio (equipamento e processo) 136

2.7.2 - Propriedades do solo 138

2.7.3 - O SBPT e os solos residuais 144

2.8 - ENSAIOS COM O DILATÓMETRO DE MARCHETTI (DMT) 147

2.8.1 - Descrição e princípios do ensaio 147

2.8.2 - Formulação e parametrização do solo a partir dos resultados do DMT 148

2.8.2.1 - Conceitos gerais 148

2.8.2.2 - Tipo de solo 149

2.8.2.3 - Resistência ao corte 150

2.8.2.4 - História de tensões - coeficiente de impulso e repouso 151

2.8.2.5 - Deformabilidade 153

2.8.2.6 - Correlacionamento entre ensaios pressiométricos 156

2.8.3 - Metodologias de avaliação directa de assentamentos em fundações superficiais a partir dos resultados do DMT 157

2.8.4 - O DMT e os solos residuais 159

2.9 - ENSAIOS SÍSMICOS ENTRE FUROS ("*CROSS-HOLE*") 160

2.9.1 - Considerações gerais 160

2.9.2 - Módulo de distorção máximo, G_0 161

2.9.3 - Correlações semi-empíricas com outros parâmetros 161

2.9.4 - O ensaio sísmico entre furos e os solos residuais 163

ANEXO A.2.1 - Noção de estado estável (crítico) 167

CAPÍTULO 3 - DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS

3.1 - PREPARAÇÃO DO ENSAIO 171

3.2 - SELECÇÃO DO LOCAL 172

3.2.1 - Preâmbulo 172

3.2.2 - Ensaios preliminares com penetrómetro dinâmico ligeiro (DPL) 174

3.2.3 - Ensaios preliminares de carga em placa 177

3.2.4 - Ensaios triaxiais *CIU* preliminares sobre amostras "indeformadas" (D=38mm) ..180

3.3 - TRABALHOS REALIZADOS 181

3.3.1 - Preâmbulo 181

3.3.2 - Prospecção mecânica 182

3.3.3 - Amostragem 183

3.3.4 - Ensaios *in situ* 187

3.3.5 - Ensaios de laboratório 190

3.4 - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA, QUÍMICA E MINERALÓGICA 190

3.4.1 - Nota prévia 190

3.4.2 - Descrição macroestrutural 192

3.4.3 - Descrição microestrutural 194

3.4.4 - Identificação mineralógica e química 200

3.5 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E DE IDENTIFICAÇÃO 202

3.5.1 - Preâmbulo 202

3.5.2 - Granulometria e limites. Classificação do solo 205

3.5.2.1 - Resultados obtidos 205

3.5.2.2 - Comentários sobre as análises granulométricas 205

3.5.2.3 - Influência da metodologia de determinação dos limites de Atterberg ... 208

3.5.2.4 - Cartas de plasticidade e de actividade 210

3.5.3 - Densidade das partículas 212

3.5.4 - Índices físicos 212

3.5.5 - Índice de caracterização do estado 216

3.6 - CONCLUSÕES 217

CAPÍTULO 4 - ENSAIO DE CARGA DE UMA SAPATA EM ESCALA NATURAL

4.1 - PREPARAÇÃO DO ENSAIO 221

4.2 - INSTRUMENTAÇÃO 224

4.3 - SEQUÊNCIA DE CARREGAMENTO E CRITÉRIOS DE ESTABILIZAÇÃO DE DEFORMAÇÕES 227

4.4 - RESULTADOS OBTIDOS 230

4.4.1 - Curvas tempo-assentamento 230

4.4.2 - Curvas carga-assentamento 231

4.4.3 - Deslocamentos verticais da superfície do terreno 234

4.4.4 - Deslocamentos horizontais 236

4.5 - ENSAIOS DE CARGA EM PLACA 239

4.5.1 - Introdução 239

4.5.2 - Disposição das placas e equipamento usado 240

4.5.3 - Sequência dos ensaios e resultados obtidos 240

4.6 - INTERPRETAÇÃO PRELIMINAR DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA EM TERMOS DE RESISTÊNCIA 243

4.6.1 - Nota prévia 243

4.6.2 - Definição dos pontos de "rotura" dos ensaios de carga 243

4.6.3 - Avaliação dos parâmetros de resistência a partir da "rotura" dos ensaios de carga 246

4.7 - INTERPRETAÇÃO PRELIMINAR DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA EM TERMOS DE DEFORMABILIDADE 248

4.7.1 - Módulos de deformabilidade constantes em profundidade 248

4.7.2 - Módulos de deformabilidade variáveis em profundidade 250

4.7.2.1 - Preâmbulo 250

4.7.2.2 - E_0 e k avaliados através dos resultados referentes à sapata e à placa com 0,60m de diâmetro e à sapata e à placa com 0,30m de diâmetro 251

4.7.2.3 - E_0 e k avaliados através dos resultados da sapata e da medição dos assentamentos à superfície a 0,30 m desta 258

4.8 - NOTAS CONCLUSIVAS 263

CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO, DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS *IN SITU*

5.1 - ENSAIOS SPT ("Standard Penetration Testing") 265

5.1.1 - Resultados obtidos 265

5.1.2 - Variação de N_{60} com a tensão efectiva vertical de repouso 269

5.1.3 - Interpretação da resposta de N_{60} para avaliação de parâmetros de dimensionamento 271

5.1.3.1 - Expressões de cálculo adoptadas 271

5.1.3.2 - Avaliação do ângulo de atrito 271

5.1.3.3 - Tensão admissível avaliada a partir do N_{SPT} 278

5.1.3.4 - Parâmetros de rigidez avaliados a partir do SPT 280

5.2 - ENSAIOS COM PENETRÓMETROS DINÂMICOS (DP - "DYNAMIC PROBING") 281

5.3 - ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA (CPT) 285

5.3.1 - Equipamento usado 285

5.3.2 - Variação de q_c e f_s em profundidade e com a tensão efectiva vertical de repouso 285

5.3.3 - Indexação do material - classificação 289

5.3.4 - Indexação do material - Correlações entre q_{c_CPT} e N_{SPT} 291

5.3.5 - Resistência - Correlações entre q_{c_CPT} e ϕ' *(c')* e Ψ 295

5.3.6 - Propriedades de deformabilidade a partir dos parâmetros do CPT 302

5.3.6.1 - Correlacionamento de q_c com G_0 302

5.3.6.2 - Correlacionamento de q_c com E (triaxiais *CID* e *CAD*) 303

5.3.6.3 - Enquadramento de E / q_c com os resultados do ensaios de carga da sapata 306

5.4 - PRESSIÓMETRO DE MÉNARD (PMT) 308

5.4.1 - Descrição do ensaio e resultados obtidos 308

5.4.2 - Módulo de deformabilidade a partir dos módulos de Ménard 313

5.4.3 - Características de resistência a partir dos resultados do PMT 316

5.4.4 - Valor de K_0 a partir de p_0' - PMT 319

5.4.5 - Correlações dos parâmetros do PMT com os de ensaios de penetração (SPT; CPT) 321

5.5 - PRESSIÓMETRO AUTOPERFURADOR DE CAMBRIDGE (SBPT) 326

5.5.1 - Preparação dos ensaios....326

5.5.2 - Metodologia dos ensaios pressiométricos realizados....327

5.5.3 - Diagramas de ensaio....329

5.5.4 - Parâmetros deduzidos dos resultados dos ensaios SBPT....333

5.5.4.1 - Coeficiente de impulso em repouso (K_0) 333

5.5.4.2 - Módulos de deformabilidade deduzidos do SBPT 336

5.5.4.3 - Resistência deduzida do SBPT 343

5.5.4.3.1 - Resistência não drenada (c_u) 343

5.5.4.3.2 - Ângulo de atrito (ϕ')e ângulo dilatante(ψ) 346

5.6 - ENSAIOS DA CAMPANHA COMPLEMENTAR....350

5.6.1 - Introdução....350

5.6.2 - Ensaios de penetração - DP e CPT....351

5.6.3 - Ensaios sísmicos entre furos ("cross-hole") - CH....356

5.6.3.1 - Preparação e disposição dos furos. Equipamento usado e ensaios realizados 356

5.6.3.2 - Resultados obtidos - interpretação....358

5.6.3.3 - Correlacionamento com G_0 e N_{60}(SPT) e q_c(CPT) 361

5.6.4 - Ensaios com o Dilatómetro de Marchetti (DMT) 364

5.6.4.1 - Descrição do equipamento usado e ensaios realizados....364

5.6.4.2 - Variação dos parâmetros do DMT em profundidade. Identificação do material 365

5.6.4.3 - Resistência 368

5.6.4.4 - História de tensões - coeficiente de impulso em repouso....370

5.6.4.5 - Módulo de compressibilidade unidimensional (edométrico) 374

5.6.4.6 - Módulo de Deformabilidade 375

5.6.4.7 - Assentamentos em fundações superficiais via DMT - sapata experimental 378

5.6.4.8 - Correlações entre o DMT e outros ensaios *in situ* - tendências preliminares 381

5.7 - CONCLUSÕES 382

CAPÍTULO 6 - APRESENTAÇÃO, DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

6.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A QUALIDADE DA AMOSTRAGEM 395

6.2 - ENSAIOS EDOMÉTRICOS 399

6.2.1 - Introdução 399

6.2.2 - Ensaios realizados 399

6.2.3 - Influência da dimensão das amostras 401

6.2.4 - Influência do tipo de carregamento 404

6.2.5 - Enquadramento do comportamento do solo natural e remoldado - zonas estáveis e metaestáveis e tensão de "préconsolidação virtual" 405

6.2.6 - Resumo dos parâmetros de compressibilidade obtidos nos ensaios edométricos 408

6.2.7 - Representação alternativa da compressibilidade unidimensional 410

6.2.8 - Consolidação primária 413

6.2.9 - Consolidação secundária 415

6.2.10 - Aumento do coeficiente de consolidação secundária no tempo 417

6.2.10.1 -Preâmbulo 417

6.2.10.2 -Ensaios realizados e análise dos resultados 418

6.2.11 - Ensaio de fluência na sapata experimental 421

6.2.12 - Ensaios com o edómetro de Rowe para avaliação de colapsibilidade 423

6.2.12.1 -Preâmbulo 423

6.2.12.2 -Estudo efectuado 425

6.3 - ENSAIOS K_0 EM CÂMARAS TRIAXIAIS 428

6.3.1 - Introdução 428

6.3.2 - Equipamento usado nos ensaios K_0. Saturação das amostras 430

6.3.3 - Ensaio K_0 sobre amostra remexida e compactada dinamicamente 430

6.3.4 - Ensaio K_0 de uma amostra indeformada 433

6.4 - ENSAIOS DE CONSOLIDAÇÃO ISOTRÓPICA EM CÂMARA TRIAXIAL 435

6.5 - ENSAIOS DE CORTE DIRECTO 440

6.5.1 - Nota prévia sobre os ensaios de corte 440

6.5.2 - Características das caixas de corte. Modificações à montagem clássica 441

6.5.3 - Procedimentos de preparação dos provetes e de ensaio 444

6.5.4 - Resultados obtidos 448

6.5.4.1 - Caixa clássica e caixa modificada 448

6.5.4.2 - Amostras indeformadas e amostras remoldadas 449

6.6 - ENSAIOS DE CORTE SIMPLES 452

6.6.1 - Introdução 452

6.6.2 - Equipamento usado e ensaios realizados 453

6.6.3 - Resultados obtidos 455

6.7 - ENSAIOS TRIAXIAIS DE COMPRESSÃO CLÁSSICA 458

6.7.1 - Nota prévia sobre os ensaios triaxiais 458

6.7.2 - Ensaios triaxiais *CID* realizados no Laboratório de Geotecnia da PUC/RJ, com recurso a instrumentação interna (D = 38 e 100mm) 461

6.7.3 - Ensaios triaxiais (*CID* e *CAD*) sobre provetes de D=100mm, com recurso a instrumentação externa - *TRIAFEUP* 467

6.7.3.1 - Descrição dos ensaios e resultados 467

6.7.3.2 - Algumas considerações sobre a deformabilidade 469

6.7.3.3 - Considerações sobre a resistência e dilatância 472

6.7.4 - Ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna sobre provetes de D=100mm de amostras indeformadas (FEUP-*CLASSELE*) 478

6.7.4.1 - Descrição dos ensaios e resultados 478

6.7.4.2 - Características de deformabilidade 480

6.7.4.3 - Dilatância e resistência 485

6.8 - ENSAIOS TRIAXIAIS SEGUNDO TRAJECTÓRIAS DE TENSÕES DISTINTAS DAS CLÁSSICAS 489

6.8.1 - Introdução 489

6.8.2 - Ensaios de extensão 490

6.8.3- Ensaios com p' constante 495

6.8.3.1 - Preâmbulo 495

6.8.3.2 - Ensaios *CID* de compressão (p' constante) 496

6.8.3.3 - Ensaios *CAD* de extensão (p' constante) 501

6.8.3.3.1 - Ensaios e resultados 501

6.8.3.3.2 - Resistência. Integração de todos os ensaios 504

6.8.4 - Ensaios com q constante - confronto com os ensaios de consolidação isotrópica 507

6.8.4.1 - Índices físicos e resultados dos ensaios 507

6.8.4. - Confronto com os ensaios de consolidação isotrópica 511

6.9 - LINHA DOS ESTADOS ESTÁVEIS (LEE) OU CRÍTICOS (LEC) 512

6.9.1 - Metodologia usada 512

6.9.2 - Descrição dos ensaios 513

6.9.3 - Definição da resistência em estado crítico (ângulo de atrito crítico) e da Linha dos Estados Estáveis 514

6.10 - ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL DE PROVETES CILÍNDRICOS - DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO ESTRUTURAL.....519

6.11 - INTERPRETAÇÃO CONJUNTA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS REALIZADOS 522

6.11.1 - Introdução. Níveis de tensão mais significativos para a análise da sapata protótipo 522

6.11.2 - Resistência - envolvente de Mohr-Coulomb 523

6.11.3 - Parâmetros de deformabilidade.....526

6.11.3.1 -Módulos de deformabilidade pseudo-elásticos, de descarga-recarga, tangentes iniciais e hiperbólicos - análise conjunta de todos os ensaios de compressão 526

6.11.3.2 -Módulos de deformabilidade tangentes iniciais (hiperbólicos) deduzidos de ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna - análise de sensibilidade.....530

6.11.3.3 -Ensaio *CAD* multifásico para avaliação da reprodutibilidade do módulo tangente inicial para K_0=0,5 por aproximação hiperbólica com base em ensaios *CID* 537

6.11.3.4 -Não linearidade da rigidez. Definição de uma lei empírica de variação dos módulos de elasticidade secantes com os níveis de tensão-deformação (Jardine *et al.*, 1986).....540

6.11.3.5 -Resposta volumétrica - gama de valores do coeficiente de Poisson.....545

6.11.3.6 -Módulos de deformabilidade secantes a 10, 25 e 50% da tensão de rotura - enquadramento com os módulos anteriores (E_{el}, E_{dr}, E_{ti})..... 551

6.12 - CONCLUSÕES 554

ANEXO A.6.1 - Câmaras triaxiais convencionais e derivações. Câmara "stress-path" ("Bishop-Wesley") e sistema de controlo e aquisição desenvolvido na FEUP 567

ANEXO A.6.2 - Novas técnicas em ensaios triaxiais. Instrumentação interna das deformações (electro-inclinómetros - Imperial College) 579

A.6.2.1 - FONTES DE ERRO NAS MEDIÇÕES CLÁSSICAS EM TRIAXIAIS 579

A.6.2.1 - NOVAS TÉCNICAS DE INSTRUMENTAÇÃO INTERNA. ELECTRO--INCLINÓMETROS PENDULARES (IMPERIAL COLLEGE / FEUP) 579

A.6.2.3 - CALIBRAÇÃO E MONTAGEM DOS ELECTRO-INCLINÓMETROS 584

ANEXO A.6.3 - Metodologias e critérios usados nos ensaios triaxiais..... 587

A.6.3.1 - EXTRACÇÃO E INSTALAÇÃO DOS PROVETES 587

A.6.3.2 - INICIALIZAÇÃO DOS ESTADOS DE TENSÃO EFECTIVA APÓS MONTAGEM. SATURAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO..... 589

A.6.3.1 - CORTE DRENADO. VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO. 591

ANEXO A.6.4 - Descrição do modelo hiperbólico clássico (Duncan e Chang, 1970). Fundamentos e formulação base 593

CAPÍTULO 7 - ANÁLISE DO ENSAIO DA SAPATA À LUZ DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO E *IN SITU*

7.1 - INTRODUÇÃO 597

7.2 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA 598

7.2.1 - Ensaios mecânicos em laboratório 598

7.2.2 - Ensaios *in situ* 600

7.2.2.1 - Ensaios SPT e CPT. Correlações para areias 600

7.2.2.2 - Ensaios com o pressiómetro autoperfurador 600

7.2.3 - Ensaios de placa e da sapata. Conclusões 601

7.3 - AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ATRAVÉS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT 602

7.3.1 - Métodos expeditos semi-empíricos 602

7.3.2 - Método baseado em análises de sensibilidade 606

7.3.3 - Conclusão 609

7.4 - AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ATRAVÉS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS CPT 610

7.4.1 - Método de Schmertmann (1970; 1978) 610

7.4.2 - Método de Robertson (1991) 613

7.5 - AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ATRAVÉS DA INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE PLACA 616

7.5.1 - Método de Ghionna *et al.* (1991) 616

7.5.1.1 - Aplicação aos ensaios realizados 616

7.5.1.2 - Modificações de modo a melhorar a simulação dos resultados experimentais 620

7.5.1.3 - Conclusões sobre a aplicação do método a materiais residuais 622

7.5.2 - Método de Wahls e Gupta (1994) adaptado para ensaios de placa 623

7.5.2.1 - Preâmbulo 623

7.5.2.2 - Retroanálise do ensaio de carga da sapata 625

7.6 - AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ATRAVÉS DA INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS 627

7.6.1 - Preâmbulo 627

7.6.2 - Adaptação do método de Wahls e Gupta 628

7.6.2.1 - Metodologia preconizada. Aplicação com base nos resultados dos ensaios triaxiais 628

7.6.2.2 - Aplicação com base nos resultados das medições internas dos ensaios triaxiais 628

7.6.2.3 - Aplicação com base nos resultados das medições externas dos ensaios triaxiais 632

7.7 - AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ATRAVÉS DA INTERPRETAÇÃO CONJUNTA DOS ENSAIOS DE PLACA E DOS ENSAIOS DE PENETRAÇÃO. MÉTODO DE BERARDI E LANCELLOTA (1991); BERARDI *ET AL.* (1991) 634

7.8 - CONCLUSÕES 638

CAPÍTULO 8 - ANÁLISES NUMÉRICAS DO ENSAIO DA SAPATA PROTÓTIPO. MODELOS CONSTITUTIVOS

8.1 - INTRODUÇÃO 643

8.2 - ANÁLISES ELÁSTICAS LINEARES 646

8.2.1 - Módulo de deformabilidade constante 646

8.2.2 - Módulo de deformabilidade linearmente crescente em profundidade. Referência aos ensaios de penetração estática (CPT) 649

8.3 - ANÁLISES COM O MODELO HIPERBÓLICO 651

8.3.1 - Parâmetros do modelo hiperbólico usados nos cálculos 651

8.3.2 - Discussão dos resultados 653

8.4 - ANÁLISE COM O MODELO ELASTO-PLÁSTICO DE LADE 671

8.4.1 - Definição dos parâmetros de Lade e simulação dos ensaios com recurso a instrumentação externa - *TRIAFEUP* 671

8.4.2 - Ensaios triaxiais *CID* de compressão clássica com recurso a instrumentação interna - *CLASSELE*. Definição dos parâmetros de modelo de Lade e simulação dos ensaios 680

8.4.2.1 - Consideração do conjunto de ensaios normalizáveis 680

8.4.2.2 - Parametrização com base no ensaio mais representativo do estado de repouso 689

8.4.2.3 - Consideração de superfícies de cedência alargadas para ter em conta a sensibilidade do solo residual estudado. 691

8.4.3 - Simulação numérica do ensaio de carga da sapata protótipo pelo modelo de Lade 695

8.5 - DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES RESULTANTES DOS CÁLCULOS NUMÉRICOS 708

8.6 - CONCLUSÕES 719

ANEXO A.8.1 - Descrição do modelo elasto-plástico de Lade. Fundamentos e formulação base 723

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 741

Índice de Figuras

CAPÍTULO 1 - OS SOLOS RESIDUAIS

Figura 1.1 - Grau de alteração, índice de vazios e extensão volumétrica (contracção) na decomposição de granito (Vaughan e Kwan, 1984 e Collins, 1985). 18

Figura 1.2 - Tensões e deformações num perfil em alteração (Vaughan e Kwan, 1984). 20

Figura 1.3 - Distribuição granulométrica de amostras de solos residuais do granito do Porto (Viana da Fonseca, *et al.*, 1994). 27

Figura 1.4 - Resultados dos ensaios de determinação dos Limites de Atterberg (Viana da Fonseca *et al.*, 1994). 28

CAPÍTULO 2 - METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE SOLOS RESIDUAIS. ENSAIOS DE LABORATÓRIO *VERSUS* ENSAIOS *IN SITU*

Figura 2.1 - Comparação de resultados de ensaios triaxiais do tipo *CIU* obtidos com instrumentação interna ou externa dos provetes (Tatsuoka e Shibuya, 1992): a) relações q–ε_a ; b) E_0; c) $\overline{E_{s50}}$. 41

Figura 2.2 - Análise de um carregamento de uma sapata rígida circular. Modelos não lineares baseados nas curvas de ensaios triaxiais instrumentados (factores de carga-F.C.- de 0,3 e 0,52) e elástico linear (E_{ui} = 1056 MPa e υ = 0,49): a) curva de tensão assentamento e malha de elementos finitos; b) contornos das deformações por corte no maciço; c) perfis de assentamento na superfície adjacente à sapata; d) perfil de assentamento normalizado em profundidade (Jardine *et al.*, 1986) 43

Figura 2.3 - Ilustração da dependência da deformabilidade dos solos em relação aos níveis de deformação e enquadramento de métodos de ensaio: a) não linearidade constitutiva em função do tipo de carregamento; b) enquadramento de ensaios de laboratório e *in situ*; c) níveis de deformabilidade envolvidos em ensaios geotécnicos 46

Figura 2.4 - Factores influentes nos valores de $(N_1)_{60}$ (Skempton, 1988): a) compacidade relativa; b) *OCR* e ângulo de atrito 49

Figura 2.5 - Variação de $(N_1)_{60}$ e compacidade relativa com ϕ'_{cv} e *OCR* (Stroud, 1988) 49

Figura 2.6 - Determinação de ϕ' a partir de $\Delta N_{SPT}/\Delta\sigma'_{v0}$ e N_{SPTini} (De Mello, 1971; Schmertmann, 1975) 51

Figura 2.7 - Correlação entre $(N_1)_{60}$ e ϕ' para areias (Décourt, 1989) 53

Figura 2.8 - Variação de E/N_{60} com a tensão aplicada normalizada (q_a ($=q_{serv}/q_{ult}$)) (Stroud, 1988). 55

Figura 2.9 - Correlações entre a compressibilidade e graus de meteorização: a) módulo de deformabilidade (de ensaios de placa) *versus* índice de lixiviação (Rocha Filho, 1989); b) coeficientes do índice de lixiviação *versus* (Rocha Filho e Queirós de Carvalho, 1988). 57

Figura 2.10 - G/G_0 função do Índice de Plasticidade (Décourt, 1992) 61

Figura 2.11 - Ábaco de Classificação baseado em parâmetros normalizados de CPT e CPTU (Robertson, 1990) 64

Figura 2.12 - Estimativa de ϕ' em areias, a partir da teoria de tensão-dilatância de Bolton (1986): a) esquema de determinação de ϕ' ($= f(q_c)$); b) para uma areia de $\phi'_{cv}=34°$ 65

Figura 2.13 - a) Determinação da coesão e compacidade relativa (D_r) a partir da resistência lateral do CPT areias cimentadas artificialmente; b) D_r *versus* ângulo de atrito - areia de Monterrey (Puppala *et al.*, 1993) 71

Figura 2.14 - Avaliação do módulo de distorção para pequenas deformações a partir de q_c (Robertson, 1989) 73

Figura 2.15 - Capacidade de carga de sapatas sobre solo residual da PUC/RJ (Rocha Filho, 1988). 84

Figura 2.16 - Relações teóricas e experimentais entre $N\gamma$ e ϕ' (Tatsuoka *et al.*, 1991). Valores de N_γ deduzidos: a) directamente da análise dos ensaios de carga; b) aplicando a teoria clássica e considerando os valores de ϕ'_p determinados nos ensaios de laboratório. 88

Figura 2.17 - Campos de deformações e ângulos de atrito mobilizados. Análise fotogramétrica de uma sapata em modelo reduzido (Tatsuoka *et al.*, 1991) 90

Figura 2.18 - Assentamentos para distinto graus de não homogeneidade linear (E_0/kD), para sapatas circulares rígidas e lisas. Consideração de: a) $I = (E_0/q) \cdot (s/D)$; b) $I' = (k/q) \cdot s$ (Carrier e Christian, 1973). 95

Figura 2.19 - Extrapolação de assentamentos de placas de qualquer diâmetro em areias médias a densas, para maciços semi-infinitos linearmente não homogéneos. (Bjerrum e Eggestad, 1963; D'Appolonia *et al.*,1968). 97

Figura 2.20 - Variação do centro de assentamento ($\alpha_i = z_I/D$) com E_0/kD (Rocha Filho e Romanel, 1983) 98

Figura 2.21 - Variação do coeficiente α_0, para $2r/D$ =1,5, com o grau de homogeneidade E_0/kD (Romanel, 1981) 100

Figura 2.22 - Diagramas de influência das deformações verticais em profundidade (Schmertmann *et al.*, 1978): a) comparação de distribuições deduzidas de modelos e MEF; b) Diagrama de influência proposto. 102

Figura 2.23 - Profundidade de influência z_I = *H/B versus* largura da fundação, $E_0/kD = 5$ (Burland e Burbidge, 1985). 105

Figura 2.24 - Parâmetro de rigidez adimensional (K_E) no método de Berardi *et al.* (1991): a) parâmetro de referência *versus* compacidade relativa; b) perda de rigidez *versus* assentamento relativo. 109

Figura 2.25 - a) Relação entre q_c e o módulo secante para $\varepsilon = 0{,}1\%$ em areias siliciosas não cimentadas (Bellotti *et al.*, 1989); b) Método de Robertson (1991) e enquadramento com a proposta de Stroud (1988). 111

Figura 2.26 - Curvas normalizadas de tensão *versus* assentamento de ensaios PLT (Ghionna *et al.*, 1991). 113

Figura 2.27 - Ensaios de carga em placa com medições de assentamentos na superfície adjacente à área carregada. Solos residuais de gnaisse (PUC/RJ): a) D=1,80m; b) D=1,60m (Rocha Filho e Romanel, 1983). 119

Figura 2.28 - Definição de cedência em ensaios de carga em placa por representação bilogaritmica de *q-s*. Solos residuais: a) PUC/RJ (Rocha Filho e Romanel,1983); b) Barragem de Tuccurui (Dib, 1985) 122

Figura 2.29 - Interpretação, no espaço de tensões *s'-t*, das trajectórias de tensões e desenvolvimento de cedência, em pontos subjacentes ao centro de uma placa ensaiada num solo cimentado (Vaughan, 1988). 122

Figura 2.30 - Correlação entre ϕ' e p_L^* (Baguelin *et al.*, 1978) 128

Figura 2.31 - Factor de capacidade de carga - pressão limite equivalente (Apageo, 1986) 129

Figura 2.32 - Módulo pressiométrico virgem *versus* deformação volumétrica específica (Árabe, 1992). 135

Figura 2.33 - Correlações entre E_{pm} (primeira carga) e E_{pmdr} (recarga) e N_{SPT} (Rocha Filho, 1988). 135

Figura 2.34 - Correlações entre E_{pm} (primeira carga) e E_{pmdr} (recarga) e N_{SPT} (Rocha Filho, 1991). 136

Figura 2.35 - Comportamento elasto-plástico para areias (Hughes *et al.*, 1977): a) ângulo de atrito constante na fase plástica; b) ângulo de dilatância constante na fase plástica (idealização) 142

Figura 2.36 - Ábaco para determinação de ϕ' e ψ a partir dos resultados do SBPT e ϕ'_{cv} (Briaud, 1992) 143

Figura 2.37 - Interpretação de uma curva de um ensaio pressiométrico à luz da teoria de Palmer (1971) e respostas constitutivas deduzidas de ensaios SBPT sobre solos residuais (Smith, 1985). 145

Figura 2.38 - Ábaco para determinação de ϕ'_{ps} (de pico e em deformação plana) a partir de $K_{D\text{-DMT}}$ e q_c / σ'_{v0} (Campanella e Robertson, 1991). 151

Figura 2.39 - Dedução de M_D e M_R (unidimensionais) a partir de K_D (DMT) (Lacasse e Lunne, 1988). 154

Figura 2.40 - Módulos de deformabilidade deduzidos de ensaios DMT em câmaras de calibração, areia de Ticino (Baldi *et al.*, 1991): a) módulo unidimensional; b) módulo de defomabilidade. 154

Figura 2.41 - Avaliação de G_0 a partir do DMT, areias siliciosas não cimentadas (Baldi *et al.*, 1991) 155

Figura 2.42 - Relação entre $q_{c,CPT}$ e G_0 para areias siliciosas não cimentadas (Jamiolkowski e Robertson, 1988) 164

ANEXO A.2.1 - Noção de estado estável (crítico)

Figura A.2.1 - Comportamento monótono não drenado a volume constante (Been *et al.*, 1991): a) diagrama de estado; b) representação pelos invariantes de tensão. 170

CAPÍTULO 3 - DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS

Figura 3.1 - Localização do Campo experimental: a) planta de pormenor da carta geológica à escala 1/200000 (Pereira *et al.*, 1992) com localização do novo Hospital de Matosinhos; b) localização da zona de trabalho - enquadramento na planta de sondagens prel 173

Figura 3.2 - Resultados dos ensaios SPT realizados pela Sopecate e pelas Construções Técnicas próximo da zona de localização do campo experimental 174

Figura 3.3 - Implantação dos ensaios preliminares para definição do local de ensaio da sapata. 175

Figura 3.4 - Resultados dos ensaios preliminares com o DPL: a) ensaios 1, 2, 3, 5, 6 e 10; b) ensaios 4, 7, 8, 9, 11, 12 e 13. 176

Figura 3.5 - Ensaios preliminares de carga em placa: a) montagem; b) aspecto da rotura por punçoamento. 178

Figura 3.6 - Curvas carga-assentamento dos ensaios de placa preliminares: a) ensaios 1 e 2; b) ensaios 3 e 4. 179

Figura 3.7 - Curva log tensão *versus* log assentamento do ensaio 3 179

Figura 3.8 - Cravação dos amostradores 184

Figura 3.9 - Amostragem em blocos numa vala aberta no campo experimental 185

Figura 3.10 - Subamostragem em laboratório a partir dos blocos 186

Figura 3.11 - Planta esquemática da localização dos ensaios *in situ* realizados durante as campanhas principal e complementar 189

Figura 3.12 - Resultados dos ensaios SPT realizados nos furos das 4 sondagens à percussão 189

Figura 3.13 - Perfil fotográfico das paredes do poço aberto no maciço subjacente à sapata experimental 195

Figura 3.14 - Fotografias de lâminas delgadas do solo residual obtidas em microscópio óptico (luz transmissiva). 198

Figura 3.15 - Fotografias de superfícies polidas do solo residual obtidas em microscópio binocular (luz reflectida). 199

Figura 3.16 - Carta associada de plasticidade e actividade (Vargas, 1992). 204

Figura 3.17 - Curvas granulométricas das amostras recolhidas nos ensaios SPT. 207

Figura 3.18 - Implantação dos valores dos limites obtidos nas amostras dos ensaios SPT na carta de plasticidade de Casagrande. Zona tracejada (*KL*) é característica de solos saprolíticos de granito com argila caulinítica (Vargas, 1992). 211

Figura 3.19 - Carta de actividade da argila. Implantação dos valores obtidos e confronto com a zona (*KL*) característica de solos residuais cauliníticos (Vargas, 1992) 211

Figura 3.20 - Curva de sucção - variação das pressões neutras negativas com o teor em água de um saprólito de granito de Gaia (Viana da Fonseca, 1988). 213

Figura 3.21 - Distribuição de frequências do grau de saturação natural. 214

Figura 3.22 - Distribuição de frequências do índice de vazios natural 215

Figura 3.23 - Caracterização microestrutural (Collins, 1985). 215

CAPÍTULO 4 - ENSAIO DE CARGA DE UMA SAPATA EM ESCALA NATURAL

Figura 4.1 - Fases de execução da sapata protótipo: a) abertura dos caboucos e regularização da superfície; b) montagem de cofragem e betonagem. 222

Figura 4.2 - Panorâmica da plataforma de ensaio da sapata protótipo 223

Figura 4.3 - Esquema da disposição dos pontos de apoio da estrutura de reacção, com indicação das dimensões das plataformas dos ensaios. 224

Figura 4.4 - Fases da montagem da estrutura de reacção: a) montagem das vigas; b) vista geral da estrutura depois de pronta. 225

Figura 4.5 - Esquema da instrumentação usada na sapata experimental 226

Figura 4.6 - Aspectos da instrumentação da sapata e do maciço envolvente: a) deflectómetros; b) disposição das marcas topográficas e dos tubos inclinométricos. 228

Figura 4.7 - Curvas tempo - assentamento dos escalões q = 98 e 550 kPa. 231

Figura 4.8 - Curva carga-assentamento do ensaio da sapata: a) curva não corrigida; b) correcção do início da curva; c) curva corrigida. 232

Figura 4.9 - Tensão de cedência aparente. 233

Figura 4.10 - Assentamentos (leitura topográfica) das marcas superficiais colocadas simetricamente em relação ao eixo da sapata *versus* tensão aplicada. Distância ao eixo: a) r = 0,90 m; b) r = 1,60 m; c) r = 2,60 m. 235

Figura 4.11 - Comparação dos assentamentos obtidos dos deflectómetros e das observações topográficas. 236

Figura 4.12 - Tendência dos movimentos horizontais internos (inclinómetros) no maciço subjacente à sapata 237

Figura 4.13 - Tendência dos deslocamentos horizontais na direcção perpendicular à diametral (*XX'*). Definição de uma zona tendencial de rotura generalizada 238

Figura 4.14 - Esquema de disposição das placas de 60 e 30 cm de diâmetro. 241

Figura 4.15 - Disposição e montagem da placa de 60 cm de diâmetro. 241

Figura 4.16 - Curvas carga-assentamento resultantes dos ensaios em placa com 30 e 60 cm de diâmetro. 243

Figura 4.17 - Definição da "rotura" através das curvas tensão (carga)-assentamento em escala bilogarítmica dos ensaios: a) B = 0,30 m; b) B = 0,60 m; c) B = 1,20 m. 245

Figura 4.18 - Módulos de deformabilidade dos três ensaios em função do nível de carregamento (q/q_{rot}), supondo-os constantes em profundidade. 249

Figura 4.19 - Análise conjunta dos assentamentos da sapata e da placa de 30 cm: a) variações de E_0 e k com o nível de tensão; b) assentamentos observados *versus* calculados na placa de 60 cm 256

Figura 4.20 - Análise conjunta dos assentamentos da sapata e da placa de 60 cm: a) variações de E_0 e k com o nível de tensão; b) assentamentos observados *versus* calculados na placa de 30 cm 257

Figura 4.21 - Análise conjunta dos assentamentos da sapata e da marca mais próxima ($2 \cdot r/D = r/R = 1,5$): a) variações de E_0 e k com o nível de tensão; b) assentamentos observados *versus* calculados (marca a $2 \cdot r/D = r/R = 2,67$). 261

CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO, DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS *IN SITU*

Figura 5.1 - Execução dos ensaios SPT - área adjacente à sapata protótipo. 266

Figura 5.2 - Variação dos valores de N_{60} com a profundidade em relação à cota da base da sapata experimental. 269

Figura 5.3 - Variação dos valores de N_{60} com tensão efectiva vertical de repouso (σ'_{v0}): a) todos os ensaios (*SP1;2;3;4*); b) todos os ensaios nas sondagens *SP3;4*; c) *SP3;4* para $z \leq 5 \cdot B$; d) *SP2*. 270

Figura 5.4 - Avaliação de ϕ' a partir de $\Delta N_{60} / \Delta \sigma'_{v0}$ e $(N_{60})_i$ (De Mello, 1972): a) todos os ensaios realizados; b) ensaios adjacentes à sapata. 272

Figura 5.5 - Relação de $(N_1)_{60}$ com σ'_{v0} - avaliação de ϕ' (Décourt, 1989): a) todos os ensaios realizados; b) ensaios adjacentes à sapata experimental. 273

Figura 5.6 - Ângulo de dilatância deduzido de N_{60} (SPT). 275

Figura 5.7 - Ábaco de correlacionamento de $(N_1)_{60}$ com D_r (Skempton, 1986). 277

Figura 5.8 - a) N_{20_DPSH}; b) R_d - "fórmula dos holandeses" *versus* profundidade. 282

Figura 5.9 - Relação entre N_{60_SPT} e N_{20_DPSH} com referência às duas áreas do amostrador de Terzaghi. 282

Figura 5.10 - Comparação do crescimento de R_{D_DPSH} e q_{c_CPT} em profundidade. 284

Figura 5.11 - Comparação do crescimento de R_{D_DPL} e q_{c_CPT} em profundidade. Campanha complementar. 284

Figura 5.12 - DPSH e CPT: a) equipamentos; b) fases de ensaio no campo experimental. 286

Figura 5.13 - Gráficos de variação de q_c e f_s (CPT) em profundidade junto às sondagens: a) *S1 - CPT11; CPT12*; b) *S2 - CPT21; CPT22*; c) *S3 - CPT31*; *CPT32*; d) *S4 - CPT41*; *CPT42*.. 287

Figura 5.14 - Variação de q_c com σ'_{v0} (todos os ensaios CPT). 288

Figura 5.15 - Variação de q_c com σ'_{v0} - ensaios adjacentes: a) à sapata; b) a SP2. 289

Figura 5.16 - Variação de f_s com σ'_{v0} (todos os ensaios CPT): a) f_s *versus* σ'_{v0}; b) f_s/σ'_{v0} *versus* σ'_{v0}. 289

Figura 5.17 - Variação de q_c/f_s com σ'_{v0} (todos os ensaios CPT), Robertson (1990). 290

Figura 5.18 - Classificação à luz de $Q_T = (q_c - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$ e $F_r = f_s/(q_c - \sigma_{v0})$ (Robertson, 1990). 291

Figura 5.19 - Relações entre q_c(MPa) / N_{60} : a) valores obtidos nos ensaios realizados; b) enquadramento com as propostas da bibliografia para solos sedimentares 293

Figura 5.20 - Enquadramento de σ'_{v0}/q_c para avaliação de ϕ' pela proposta Robertson e Campanella (1983). 296

Figura 5.21 - Valores de $f_{s\text{-}CPT}/N_{60\text{-}SPT}$ em profundidade. 297

Figura 5.22 - Coesão efectiva deduzida da formulação de Janbu e Senneset (1974). 299

Figura 5.23 - Variação de c' com q_c/σ'_{v0} - formulação de Janbu e Senneset (1974). 299

Figura 5.24 - Parâmetro de estado ψ deduzido dos resultados do CPT - formulação de Been *et al.* (1986). 300

Figura 5.25 - Valores tendenciais de q_c / σ'_{v0} - base de estimativa de ϕ' - pela teoria de Bolton (1986)..... 301

Figura 5.26 - Avaliação de c' a partir de q_c / σ'_{v0} *versus* f_s/q_c (Puppala *et al.*, 1986)..... 301

Figura 5.27 - Relação de G_0 com: a) σ'_{v0}; b) p'_0. Ensaios "*cross-hole*"..... 302

Figura 5.28 - Relação de G_0/q_c *versus* $q_c / \sqrt{\sigma'_{v0}}$ - confronto com a proposta de Robertson (1989)..... 303

Figura 5.29 - Pressiómetro de Ménard - equipamento usado e fases de ensaio..... 309

Figura 5.30 - Curvas corrigidas resultantes dos ensaios PMT realizados: ensaios clássicos: a) z = 1,55 m; b) z = 3,00 m; c) z = 4,30 m; d) z = 5,85 m; e ensaio "drenado": e) z = 2,85 m. 310

Figura 5.31 - Ensaios PMT na adjacência de *SP2*. Variação de: a) q_c e p_L^* com σ'_{v0}; b) N_{60} e p_L^* com σ'_{v0}..... 321

Figura 5.32 - Ensaios PMT na adjacência de *SP2*. Variação de N_{60} e E_{pm} com σ'_{v0}..... 322

Figura 5.33 - Ensaios PMT (*SP2*). Variação de: a) q_c e p_L^* com σ'_{v0}; b) N_{60} e p_L^* com σ'_{v0}, forçando a origem..... 322

Figura 5.34 - Ensaios PMT (*SP2*). Regressão de N_{60} e E_{pm} com σ'_{v0}, forçando a origem..... 322

Figura 5.35 - Enquadramento das relações obtidas com propostas deduzidas para solos residuais de diferentes origens (Rocha Filho, 1991)..... 325

Figura 5.36 - Execução de ensaios com o SBPT..... 328

Figura 5.37 - Curvas obtidas dos ensaios SBPT: a) *1A1*; b)*102*; c) *201*; d) *2A2*..... 330

Figura 5.38 - Curvas do SBPT corrigidas segundo Palmer (1972): a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*..... 331

Figura 5.39 - Modelação hiperbólica da representação de Palmer (1972): a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*..... 332

Figura 5.40 - Respostas iniciais das curvas presssiométricas ("lift-off") para os três sensores a 120°: a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*..... 334

Figura 5.41 - Ciclos e módulos de descarga e recarga dos ensaios SBPT: a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*..... 338

Figura 5.42 - Variação do módulo de distorção com a deformação pela formulação de Jardine (1992): a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*..... 339

Figura 5.43 - Não linearidade constitutiva - ensaio 102. Enquadramento de G_{dr} com G_{sec} *versus* ε_c (Jardine, 1993; Akino,1990). 342

Figura 5.44 - Resistência não drenada - tensão distorcional máxima: a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*. 345

Figura 5.45 - Estimativa de ϕ' e ψ dos ensaios SBPT para ϕ'_{cv}= 31,6°: a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*. 347

Figura 5.46 - Resultados obtidos com os ensaios complementares de penetração dinâmica: a) DPSH; b) DPL junto aos CPT e DMT; c) DPL entre furos do "*cross-hole*". 351

Figura 5.47 - Equipamento usado para os ensaios complementares de penetração: a) DPL; b) CPT. 353

Figura 5.48 - Resultados obtidos com o ensaio CPT com ponta eléctrica. Campanha Complementar. 354

Figura 5.49 - Classificação do solo residual de granito à luz dos resultados do CPT (Robertson, 1990) 354

Figura 5.50 - Variação de q_c (CPT) com σ'_{v0}, em profundidade. 355

Figura 5.51 - Ilustração do equipamento e fases do ensaio "*cross-hole*". 357

Figura 5.52 - Correlação de G_0 com p'_0 e enquadramento com as propostas de Ishihara (1982). 360

Figura 5.53 - Correlação de G_0 com o parâmetro de estado, $\psi = f(e_0, p'_0, e_{crit})$ 361

Figura 5.54 - $V_{s(CH)}$ *versus* $V_{s(N60_SPT)}$ com as profunidades de ensaio: a) Ohta e Goto (1978), Seed *et al.* (1986) e Jamiolkowski e Robertson (1988); b) proposta para o saprólito estudado. 362

Figura 5.55 - a) Comparação dos valores medidos de G_0 com os obtidos a partir de correlações com N_{60}, utilizando a dependência deste com σ'_{v0} obtida para o maciço estudado; b) correlação proposta para o caso presente. 363

Figura 5.56 - Variação da razão G_{0_CH} / q_{c_CPT} com $q_{c1} = q_c \cdot (p_a / \sigma'_{v0})^{0,5} / p_a$. Confronto com a proposta de Jamiolkowski e Robertson (1988). 364

Figura 5.57 - Ilustração do equipamento do Dilatómetro de Marchetti (DMT). 366

Figura 5.58 - Enquadramento da variação de $q_{c\text{-CPT}}$, $p_{0\text{-DMT}}$ e $p_{1\text{-DMT}}$ em profundidade 367

Figura 5.59 - Classificação tipológica do saprólito estudado a partir de $I_{D\text{-DMT}}$ - Marchetti (1980). 367

Figura 5.60 - Classificação tipológica do saprólito estudado a partir de $I_{D\text{-DMT}}$ e $f_s/q_{c\text{-CPT}}$. 368

Figura 5.61 - Avaliação da resistência a partir de q_c / σ'_{v0} e $K_{D\text{-DMT}}$ (Campanella e Roberston, 1991)..... 369

Figura 5.62 - Variações de q_c e p_1 *versus* σ'_{v0}: a) relações directas; b) imposição da origem dos eixos. 370

Figura 5.63 - Estimativa de K_0 a partir de q_c e K_D / σ'_{v0} - confronto com resultados do SBPT e Triaxial-K_0: a) proposta original de Baldi *et al.* (1986); b) nova proposta..... 371

Figura 5.64 - História de tensões a partir de $p_{0\text{-DMT}}$ (Mayne, 1987)..... 372

Figura 5.65 - Parâmetro de estado a partir de $K_{D\text{-DMT}}/K_0$ (Bellotti *et al.*, 1994). 372

Figura 5.66 - Proposta de avaliação de ψ a partir dos valores de K_0 e $K_{D\text{-DMT}}$ para o saprólito analisado. 373

Figura 5.67 - Razão do módulo de compressibildade unidimensional com E_D e $K_{D\text{-DMT}}$, considerando os ramos dos ensaios edométricos: a) virgens; b) de descarga-recarga (Marchetti, 1980). 374

Figura 5.68 - Relação de M_D (edométrico) e M_D (E_D e $K_{D\text{-DMT}}$) (Lacasse e Lunne, 1988)..... 375

Figura 5.69 - Variação de E_D com p'_0. 376

Figura 5.70 - Relações entre: a) G_0 e $E_{D\text{-DMT}}$; b) $E_{s10\%}$ e E_D (Baldi, 1989) 378

Figura 5.71 - Comparação da curva de ensaio da sapata experimental com a deduzida pelo método de previsão de assentamentos com base em resultados do DMT (Schmertmann, 1986; Leonards e Frost, 1988): a) curva geral; b) curva até 400 kPa. 379

CAPÍTULO 6 - APRESENTAÇÃO, DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Figura 6.1 - Amostragem em blocos. Macroestrutura num dos blocos de amostragem indeformada..... 398

Figura 6.2 - Índice de compacidade relativa e compressibilidade unidimensional (Vaughan, 1988): a) saprólito caulinítico de filito; b) laterite de arenito; c) laterite de basalto; d) saprólito micáceo de filito. 400

Figura 6.3 - Ensaios edométricos sobre amostras indeformadas. Influência da dimensão do provete: a) D=50mm; b) D=75mm ; c) D=125mm. 403

Figura 6.4 - Ensaios edométricos sobre amostras remoldadas. Influência da dimensão do provete: a) w_0 com D = 50 e 125 mm; b) w_L com D = 50, 75 e 125 mm 403

Figura 6.5 - Ensaios edométricos sobre amostras indeformadas e remoldadas com ritmos de carregamento distintos. 405

Figura 6.6 - Compressão unidimensional de um solo com estrutura cimentada (Vaughan, 1988). 406

Figura 6.7 - Ensaios edométricos sobre amostras indeformadas. Definição de zonas características. 407

Figura 6.8 - Tensão de "pré-consolidação virtual", amostras indeformadas (D125). Método de Pacheco e Silva (1970). 409

Figura 6.9 - Variação do índice de compressibilidade com o índice de vazios: a) todas as amostras; b) amostras D125. 410

Figura 6.10 - Curva de compressibilidade no espaço e *versus* σ'_{v0}. Amostras indeformadas (D125). 412

Figura 6.11 - Variação de $D=1/m_v$ com a tensão efectiva das amostras indeformadas: a) todas as amostras ; b) amostras D125 412

Figura 6.12 - Variação dos módulos de descarga e recarga com o nível de tensão aplicada de: a) C_r para todas as amostras indeformadas e remoldadas; b) $D_r=1/m_v$ para as amostras indeformadas de D125. 413

Figura 6.13 - Curvas de consolidação típicas obtidas em amostra indeformada de D=125mm: a) σ'_v =20 kPa; b) σ'_v =640 kPa. 414

Figura 6.14 - Curvas de consolidação típicas obtidas em amostra remoldada com w_0: a) σ'_v= 20kPa; b) σ'_v= 640kPa. 414

Figura 6.15 - Variação do coeficiente de consolidação secundária com o nível da tensão efectiva. 416

Figura 6.16 - Aumento do coeficiente de consolidação secundária no tempo. Ensaios de carga de longa duração em sapatas (Amar *et al.*, 1994a e b). 417

Figura 6.17 - Curva de compressibilidade com escalões de tensão similares aos da sapata experimental. Período de permanência da carga em cada escalão. 419

Figura 6.18 - Coeficientes de consolidação secundária com períodos de permanência da carga de duração usual. Amostra indeformada (D=125mm); a) σ'_v= 11 kPa; b) σ'_v= 98 kPa. 419

Figura 6.19 - Curva de consolidação a σ'_v=152 kPa para tempos de carga elevados 420

Figura 6.20 - Ensaio de fluência na sapata experimental. 422

Figura 6.21 - Colapsibilidade determinada a partir de ensaios edométricos múltiplos - curva tipo (Yudhbir, 1982). 423

Figura 6.22 - Relação do potencial de colapso com a tensão efectiva normal, para vários solos e baridades secas iniciais (Yudhbir, 1982). 425

Figura 6.23 - Ensaios edométricos para avaliação da colapsibilidade: a) ensaio 1; b) ensaio 2. 426

Figura 6.24 - Pormenores do equipamento usado nos ensaios K_0 : a) calibrador do anel de Bishop; b) montagem do anel de Bishop na câmara "stress-path"; c) célula de carga interna da câmara. 431

Figura 6.25 - Relação de σ'_v *versus* σ'_h no ensaio K_0 em câmara triaxial com anel de Bishop. Amostra remoldada. 432

Figura 6.26 - Valores de K_0 em função da tensão efectiva média obtidos no ensaio da amostra indeformada. 434

Figura 6.27 - Curva de compressibilidade isotrópica de amostra indeformada *ISOFEUP1*. 436

Figura 6.28 - Curvas de consolidação isotrópica de uma amostra indeformada: a) instrumentação clássica; b) instrumentação interna (anel de Bishop). 437

Figura 6.29 - Curvas de compressibilidade isotrópica de uma amostra indeformada com dupla membrana e dupla instrumentação. Parametrização no espaço v *versus* $\log \sigma'_c$ (*ISOFEUP3*). 439

Figura 6.30 - Curvas comparadas de consolidação unidimensional (D125mm) e isotrópica (D100mm) sobre amostras indeformadas. 440

Figura 6.31 - Forças mobilizadas no ensaio de corte directo. Comparação das montagens clássica e modificada (Jewell, 1989). 443

Figura 6.32 - Esquema da caixa de corte modificada. 445

Figura 6.33 - Ilustração da caixa modificada (Laboratório de Geotecnia da FEUP). 446

Figura 6.34 - Ensaios de corte directo sobre amostras indeformadas para σ'_v= 50kPa: a) caixa clássica (*L60*); b) caixa modificada (*L100M*). 448

Figura 6.35 - Ensaios de corte directo sobre amostras indeformadas para σ'_v= 150kPa: a) caixa clássica (*L60*); b) caixa modificada (*L100M*). 449

Figura 6.36 - Ensaios de corte directo com amostras indeformadas na caixa modificada: a) σ'_v= 10 kPa; b) σ'_v=20 kPa; c) σ'_v= 40 kPa. 450

Figura 6.37 - Ensaios de corte directo com amostras remoldadas na caixa modificada: a) σ'_v = 10 kPa; b) σ'_v= 20 kPa; c) σ'_v= 40 kPa. 450

Figura 6.38 - Ciclo de recarga após retorno do movimento da caixa de corte modificada. Ensaios sobre amostras indeformadas: a) σ'_v = 50 kPa; b) σ'_v = 150 kPa. 452

Figura 6.39 - Condições de tensão e de deformação no ensaio de corte simples (Atkinson *et al.*, 1991). 453

Figura 6.40 - Equipamento de corte simples (GEONOR h-12). 454

Figura 6.41 - Preparação de provetes para o ensaio de corte simples. 454

Figura 6.42 - Ensaios de corte simples sobre amostras indeformadas de saprólito de granito: a) σ'_v=30 kPa; b) σ'_v= 75kPa. 456

Figura 6.43 - Cálculo de no ensaio de corte simples para duas hipóteses de θ: a) θ=36°; b) θ=45°. 457

Figura 6.44 - Sistema de medição de deformações radiais desenvolvido na PUC/RJ 462

Figura 6.45 - Curvas de σ_v–σ_h *versus* ε_a do ensaio de σ'_c com provetes de D = 38mm, realizado na PUC/RJ. 463

Figura 6.46 - Envolvente de rotura (p'–q) dos ensaios triaxiais *CID* com provetes de D = 38mm (PUC/RJ). Parâmetros de resistência. 464

Figura 6.47 - Confronto da resposta q *versus* ε_a, por via da instrumentação interna e externa (PUC/RJ): a) σ'_c = 10 kPa; b) σ'_c = 20 kPa. 465

Figura 6.48 - Ensaios *CID* de compressão clássica de D = 100mm (PUC/RJ): a) envolvente de rotura no espaço p'–q, parâmetros de resistência; b) Curvas σ'_1 / σ'_3 *versus* ε_a (inst.ext.) 467

Figura 6.49 - Curvas ilustrativas de q e εv *versus* εa em ensaios triaxiais *CAD* sobre amostras indeformadas (série *TRIAFEUP*, com instrumentação externa): a) σ'_c= 10 kPa; b) σ'_c = 320 kPa. 469

Figura 6.50 - Ilustração da variação exponencial dos módulos de deformabilidade E_{el} com σ'_c. Ensaios da série *TRIAFEUP* (instrumentação externa). 472

Figura 6.51 - Curvas normalizadas dos ensaios *TRIAFEUP* (com instrumentação externa). 473

Figura 6.52 - Envolvente de rotura em ensaios *CID* e *CAD* da série *TRIAFEUP*. a) valores directos; b) valores normalizados do índice de vazios 475

Figura 6.53 - Curvas obtidas num ensaio *CID* com instrumentação externa e interna (σ'_c = 10 kPa). 479

Figura 6.54 - Curvas normalizadas dos ensaios *CID* sobre amostras indeformadas de D = 100mm e com instrumentação interna. *CLASSELE* (FEUP). 480

Figura 6.55 - Módulos de deformabilidade de descarga-recarga e "pseudo-elásticos". Instrumentação interna e externa. (*CLASSELE*): a) σ'_c=10 kPa; b) σ'_c=100 kPa. 482

Figura 6.56 - Variação da deformabilidade com o nível de tensão de confinamento, à luz da uma representação normalizada entre σ'_1 / σ'_3 *versus* ε_a 483

Figura 6.57 - Envolvente de rotura (de pico), em q - p', deduzida nos ensaios *CLASSELE* (*CID*; D = 100mm) 485

Figura 6.58 - Envolvente de rotura normalizada em relação aos índices de vazios (*LEE*). 486

Figura 6.59 - Variação do ângulo de dilatância na rotura com σ'_c (a) e p'_0 (b). Conjunto de ensaios *CID* e *CAD* em compressão clássica. Distinção de valores obtidos via instrumentação interna e externa. 488

Figura 6.60 - Ilustração da montagem de provetes de D=70 mm, com instrumentação interna, na câmara de "Bishop-Wesley". Aspecto da rotura em provetes ensaiados em (a) compressão e em (b) extensão. 490

Figura 6.61 - Curvas do ensaio triaxial de extensão (*EDTM*) sobre amostra indeformada (D=70 mm): a) $\sigma_v - \sigma_h$ e ε_v *versus* $\varepsilon_{a,\text{int}}$; b) $\sigma_v - \sigma_h$ *versus* $\varepsilon_{a,\text{int}}$ e $\varepsilon_{a,\text{ext}}$ 492

Figura 6.62 - Curvas do ensaio triaxial de extensão (*EATM*) sobre amostra indeformada (D=70 mm): a) $\sigma_v - \sigma_h$ e ε_v *versus* $\varepsilon_{a,\text{int}}$; b) $\sigma_v - \sigma_h$ *versus* $\varepsilon_{a,\text{int}}$ e $\varepsilon_{a,\text{ext}}$ 493

Figura 6.63 - Ilustração do tipo de rotura observada nos ensaios de compressão com p' = constante. 497

Figura 6.64 - Curvas do ensaio de compressão (*CID*) com p'=const.=70kPa, em provetes indeformados de D=70 mm a) q e ε_v *versus* $\varepsilon_{s,\text{int}}$; b) comparação de q *versus* $\varepsilon_{a,\text{ext}}$ ou $\varepsilon_{a,\text{int}}$ 497

Figura 6.65 - Curvas do ensaio de compressão (*CID*) com p'=const.=100kPa, em provetes indeformados de D=70 mm a) q e ε_v *versus* $\varepsilon_{s,\text{int}}$; b) comparação de q *versus* $\varepsilon_{a,\text{ext}}$ ou $\varepsilon_{a,\text{int}}$ 498

Figura 6.66 - Curvas do ensaio de compressão (*CID*) com p'=const.=200kPa, em provetes indeformados de D=70 mm a) q e ε_v *versus* $\varepsilon_{s,\text{int}}$; b) comparação de q *versus* $\varepsilon_{a,\text{ext}}$ ou $\varepsilon_{a,\text{int}}$ 498

Figura 6.67 - Envolvente de resistência dos ensaios triaxiais *CID* de compressão com p' = constante. 501

Figura 6.68 - Curvas q e ε_v *versus* ε_a dos ensaios triaxiais *CAD* de extensão (D=70mm): a) p' = const = 53 kPa; b) p' = const = 133 kPa. 502

Figura 6.69 - Resposta comparada de q *versus* $\varepsilon_{s,int}$ e q *versus* $\varepsilon_{a,ext}$: a) p'=const=53kPa; b) p'=const=133kPa.....503

Figura 6.70 - Trajectórias de tensão e envolvente de rotura dos ensaios triaxiais de extensão. 505

Figura 6.71 - Curvas normalizadas (q/p' *versus* $\varepsilon_{a\text{-int}}$) dos ensaios triaxiais de extensão.....506

Figura 6.72 - Envolventes das zonas estruturada e crítica, correspondentes aos pares de ensaios de extensão.....506

Figura 6.73 - Curvas ε_v *versus* p', instrumentação interna e externa: a) q = const.=0; b) q = const.=135 kPa. 508

Figura 6.74 - Variação do módulo de compressibilidade volumétrica secante com a tensão octaédrica . Ensaios com: a) q = const = 0; q = const = 135kPa.....510

Figura 6.75 - Variação do módulo elasto-plástico de compressibilidade volumétrica com a tensão octaédrica de início de descarga. 511

Figura 6.76 - Variação de K_t e K_{dr} com a tensão $p'_c(=\sigma'_c)$ no ensaio de consolidação isotrópica incremental.....511

Figura 6.77 - Ensaios para determinação da LEE das amostras de compacidade intermédia (e_i = 0,72-0,79). Curvas q, ε_v e Δu *versus* ε_a : a) *LEE-11*; b) *LEE-12*; c) *LEE-13*. 515

Figura 6.78 - Ensaios para determinação da LEE das amostras de compacidade mais elevada (e_i = 0,54-0,55). Curvas q, ε_v e Δu *versus* ε_a : a) *LEE-21*; b) *LEE-22*; c) *LEE-23*. 516

Figura 6.79 - Ensaios para determinação da LEE das amostras de compacidade mais elevada (e_i = 0,83-0,85). Curvas q, ε_v e Δu *versus* ε_a : a) *LEE-31*; b) *LEE-32*; c) *LEE-33*. 517

Figura 6.80 - Ensaios para determinação da "Linha dos Estados Estáveis". Representação de e *versus* p' 518

Figura 6.81 - "Linha de estados Estáveis". Ângulo de atrito crítico. Representação normalizada.....518

Figura 6.82 - Determinação da resistência à tracção de provetes cilíndricos - ensaios "brasileiros": a) PUC/RJ; b) FEUP.....520

Figura 6.83 - Curva de tensão de tracção *versus* deformação diametral de um provete indeformado. 520

Figura 6.84 - Envolventes de rotura obtidas a partir dos resultados dos 28 ensaios de corte triaxial de compressão e extensão realizados sobre amostras indeformadas.....523

Figura 6.85 - Pontos de rotura e envolventes de resistência, em compressão e extensão triaxial, definidas por grupos de ensaios: a) σ'_c < 160 kPa; b) $\sigma'_c \leq$ 40 kPa (=σ'_{hc} , *CAD*) 525

Figura 6.86 - Pontos de rotura e envolventes de resistência em compressão triaxial para provetes indeformados em dois níveis de tensão octaédrica na rotura: a) $p'_f \leq$ 100 kPa; b) $p'_f \leq$ 70 kPa 525

Figura 6.87 - Representação da variação exponencial dos módulos deformabilidade pseudo-elásticos (E_{el}) com a tensão de consolidação. a) todos os ensaios; b) ensaios com $\sigma'_c \leq$ 40 kPa 527

Figura 6.88 - Representação da variação exponencial dos módulos deformabilidade de descarga-recarga (E_{dr}) com a tensão de consolidação. a) todos os ensaios; b) ensaios com $\sigma'_c \leq$ 40 kPa 527

Figura 6.89 - Representação da variação exponencial dos módulos deformabilidade tangente inicial (primeiros valores, $E_{ti,i}$) com a tensão de consolidação. a) todos os ensaios; b) ensaios com $\sigma'_c \leq$ 40 kPa 528

Figura 6.90 - Representação da variação dos módulos deformabilidade tangente inicial (modelo hiperbólico, 70-95% q_f, $E_{ti,h}$) com a tensão de consolidação. a) todos os ensaios; b) ensaios com $\sigma'_c \leq$ 40 kPa. 528

Figura 6.91 - Definição de ramos distintos para modelação hiperbólica. Variação de ε_a / q *versus* ε_a nos ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna - *CLASSELE*: a) σ'_c=10 kPa; b) σ'_c=20 kPa 531

Figura 6.92 - Definição de ramos distintos para modelação hiperbólica. Variação de ε_a / q *versus* ε_a nos ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna - PUC/RJ: a) σ'_c=10 kPa; b) σ'_c=20 kPa. 531

Figura 6.93 - Curvas comparadas dos resultados dos ensaios triaxiais *CLASSELE* e PUC/RJ e as modeladas hiperbolicamente para valores de R_f de 0,7 e 0,9. Consideração de $E_{ti,0}$ a) *CLASS10*; b) *CLASS20*; c) *CLASS40*; d) *CLASS100*; e) *TRIGRAN10*; f) *TRIGRAN20*. 534

Figura 6.94 - Curvas comparadas dos resultados dos ensaios triaxiais *CLASSELE* e PUC/RJ e as modeladas hiperbolicamente para valores de R_f de 0,7 e 0,9. Consideração de $E_{ti,i}$: a) *CLASS10*; b) *CLASS20*; c) *CLASS40*; d) *CLASS100*; e) *TRIGRAN10*; f) *TRIGRAN20*. 535

Figura 6.95 - Curvas comparadas dos resultados dos ensaios triaxiais *CLASSELE* e PUC/RJ e as modeladas hiperbolicamente para valores de R_f de 0,5, 0,7 e 0,9.

Consideração de $E_{ti,h}$: a) *CLASS10*; b) *CLASS20*; c) *CLASS40*; d) *CLASS100*; e) *TRIGRAN10*; f) *TRIGRAN20* 536

Figura 6.96 - Módulos de deformabilidade secantes *versus* tensão de desvio normalizada (*CLASSELE* - instrumentação externa e interna): a) σ'_c=10kPa; b) σ'_c=20kPa; c) σ'_c=40kPa; d) σ'_c=100kPa. 541

Figura 6.97 - Método analítico de aproximação da resposta E_s/q_f *versus* ε_a (Jardine *et al.*, 1986). 542

Figura 6.98 - Representação normalizada da variação E_s/q_f *versus* $\varepsilon_{a\text{-int}}$ - Ensaios *CLASSELE*. 543

Figura 6.99 - Esquema de determinação dos parâmetros não lineares de modelo de Jardine *et al.* (1986). *CLASSELE*: a) σ'_c=20 kPa; b) σ'_c=100 kPa 544

Figura 6.100 - Valor do coeficiente de Poisson elástico em função da tensão efectiva de consolidação. Instrumentação externa e interna. 546

Figura 6.101 - Parâmetros *G* e *F* da modelação hiperbólica do coeficiente de Poisson. Instrumentações interna e externa: a) todos os ensaios; b) $\sigma'_c \leq 40$ kPa. 547

Figura 6.102 - Modelação hiperbólica do coeficiente de Poisson (parâmetro *d*). Instrumentação interna e externa. 547

Figura 6.103 - Variação do coeficiente de Poisson com a extensão radial. Determinação de $\upsilon_{ti}(f(\sigma'_{co}))$ e *d* (função de $\varepsilon_r \Leftrightarrow \sigma_1 - \sigma_3$): a) σ'_c=10kPa; b) σ'_c=20kPa; c) σ'_c=40kPa; d) σ'_c=100kPa. 548

Figura 6.104 - Variação do coeficiente de Poisson com a tensão normalizada. Valores observados *versus* calculados a partir da modelação hiperbólica, com *d*=12,8; *F*=0,161; *G*=0,182. Ensaios *CLASSELE* com: a) σ'_c=10 kPa; b) σ'_c=20 kPa; c) σ'_c=40 kPa. 549

Figura 6.105 - Variação do coeficiente de Poisson com a tensão normalizada. Valores observados *versus* calculados a partir da modelação hiperbólica, com *d*=17,8; *F*=0,178; *G*=0,108. Ensaios *CLASSELE* com: a) σ'_c=10 kPa; b) σ'_c=20 kPa; c) σ'_c=40 kPa. 550

Figura 6.106 - Variação do coeficiente de Poisson com a tensão normalizada. Valores observados *versus* calculados a partir da modelação hiperbólica do ensaio de extensão *EATM* com σ'_c=20 kPa: a) *d*=12,8; *F*=0,161; *G*=0,182; b) *d*=17,8; *F*=0,178; *G*=0,108; 551

Figura 6.107 - Variação de E / p_a, *versus* σ'_c / p_a com *E*: E_{el}, E_{dr}, E_{ti}, $E_{s10\%}$ $E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$. Todos os ensaios realizados: a) instrumentação interna; b) instrumentação externa. 551

Figura 6.108 - Variação de E / p_a, *versus* σ'_c / p_a com E: E_{el}, E_{dr}, E_{ti}, $E_{s10\%}$ $E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$. Ensaios com σ'_c=10, 20 e 40 kPa : a) instrumentação interna; b) instrumentação externa..... 552

Figura 6.109 - Enquadramento dos módulos E= E_{el}, E_{dr}, $E_{ti,i}$, $E_{ti,h}$, $E_{s10\%}$ $E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$ com E_0(CH). 553

Figura 6.110 - Variação de K com a tensão de desvio normalizada (q/q_f). 553

ANEXO A.6.1 - Câmaras triaxiais convencionais e derivações. Câmara "stress-path" (célula de "Bishop-Wesley") e sistema de controlo e aquisição desenvolvido na FEUP

Figura A.6.1.1 - Câmara de grandes dimensões para realização de ensaios de compressão triaxial com provetes de D = 100mm com instrumentação interna das deformações (FEUP). 568

Figura A.6.1.2 - Câmara de "Bishop-Wesley". Provetes de D = 70mm com instrumentação interna. 568

Figura A.6.1.3 - Esquema da célula de "Bishop-Wesley". 569

Figura A.6.1.4 - Esquema da célula de "Bishop-Wesley" e do sistema automático de controlo. 570

ANEXO A.6.2 - Novas técnicas em ensaios triaxiais. Instrumentação interna das deformações (electro-inclinómetros - Imperial College)

Figura A.6.2.1 - Electro-inclinómetros pendulares (Imperial College de Londres). 581

Figura A.6.2.2 - Dispositivos e esquemas de instrumentação interna-local. 582

Figura A.6.2.3 - Calibrador dos electro-inclinómetros pendulares (FEUP). 585

Figura A.6.2.4 - Esquema de pivotagem das sapatas dos electro-inclinómetros pendulares nas faces de provetes (FEUP). 585

ANEXO A.6.3 - Metodologias e critérios usados nos ensaios triaxiais

Figura A.6.3.1 - Subamostragem para as dimensões ajustadas aos provetes para ensaios triaxiais, a partir de amostradores e blocos recolhidos *in situ*..... 587

ANEXO A.6.4 - Descrição do modelo hiperbólico clássico (Duncan e Chang, 1970). Fundamentos e formulação base

Figura A.6.4.1 - Relações de tensão-deformação numa argila normalmente consolidada sob distintas condições de consolidação e trajectória de tensão de corte (Vaid,1985). 595

CAPÍTULO 7 - ANÁLISE DO ENSAIO DA SAPATA À LUZ DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO E *IN SITU*

Figura 7.1 - Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas pelos métodos de Parry e de Burland e Burbidge: a) sapata (D=120cm); b) placa (D=60cm) 604

Figura 7.2 - Análise de sensibilidade aos parâmetros propostos por Anagnastopoulos *et al.* (1991). Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas para a sapata e para a placa de 60 cm: a) proposta A; b) proposta C; c) proposta C 607

Figura 7.3 - Determinação dos parâmetros f, n_B e n_q que melhor se ajustam aos resultados experimentais: a) diagrama não linear, $n_q < 1$; b) diagrama linear, $n_q = 1$ (n_B=1,40, fixado). 609

Figura 7.4 - Comparação das curvas carga-assentamento observada e calculada pelo método de Schmertmann com $\alpha = 4{,}0$ e $\alpha = 4{,}5$ - Sapata (D=120cm). 611

Figura 7.5 - Comparação das curvas carga-assentamento observada e calculada pelo método de Schmertmann com $\alpha = 4{,}0$ - Placa (D=60cm). 611

Figura 7.6 - Comparação das curvas carga-assentamento observada e calculada pelo método de Schmertmann com $\alpha = 2{,}0$ e $\alpha = 4{,}0$ - Placa (D=30cm). 611

Figura 7.7 - Relação G_0/q_c *versus* q_{c1} dos ensaios no campo experimental. Comparação com Robertson (1991) 614

Figura 7.8 - Relação E_s/q_c *versus* q_{serv}/q_{ult} do ensaio da sapata. Comparação com o indicado por Robertson (1991). 615

Figura 7.9 - Método de Ghionna *et al.* (1991). Sapata e n = 0,263: a) determinação dos parâmetros K_i e C_f; b) verificação do ajuste da curva do modelo aos resultados experimentais. 618

Figura 7.10 - Método de Ghionna *et al.* (1991). Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas para a sapata e para a placa de 60 cm: a) n = 0,263, $K_i = 46{,}0$ e $C_f = 1{,}91$; b) $n = 0{,}588$, $K_i = 14{,}9$ e $C_f = 1{,}86$. 619

Figura 7.11 - Método de Ghionna *et al.* (1991). Teste à influência do parâmetro C_f no caso em que n = 0,263 e K_i = 46,0. Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas para a sapata (C_f =1,87) e para a placa de 60 cm (C_f=1,95)..... 620

Figura 7.12 - Método de Ghionna *et al.* (1991). Modificação da posição do ponto de máxima influência. Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas para a sapata e para a placa de 60cm: a) n = 0,263, K_i=18,9 e C_f = 5,45; b) n = 0,588, K_i=7,6 e C_f = 5,00. 621

Figura 7.13 - Método de Ghionna *et al.* (1991). Exponenciação da dimensão B (n_B = 1,1). Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas para a sapata e para a placa de 60 cm no caso em que n = 0,263, K_i = 20,3 e C_f = 5,51..... 622

Figura 7.14 - Leis de variação do módulo equivalente com: a) o nível de assentamento; b) o nível de carga..... 626

Figura 7.15 - Curvas carga-assentamento da sapata modeladas (E_{ij} dependente de $(s/B)_j$) e observada: a) $z_I = 5 \cdot B$; b) $z_I = 2 \cdot B$..... 627

Figura 7.16 - Variação dos módulos de deformabilidade com a tensão média de consolidação (ensaios triaxiais)..... 629

Figura 7.17 - Variação do coeficiente de deformabilidade (K=K_j) com o nível de tensão (q_m/q_{mj}). Ensaios triaxiais da série *CLASSELE* com instrumentação interna (K_0=0,5)..... 630

Figura 7.18 - Adaptação do método de Wahls e Gupta para utilização directa e exclusiva dos resultados de ensaios triaxiais (com recurso a instrumentação interna) na previsão do assentamento de sapatas. Curvas da sapata observada e calculada..... 632

Figura 7.19 - Variação do coeficiente de deformabilidade (K=K_j) com o nível de tensão (q_m/q_{mj}). Ensaios triaxiais da série *CLASSELE*, considerando instrumentação externa (K_0=0,5) 633

Figura 7.20 - Adaptação do modelo de Wahls e Gupta para utilização directa e exclusiva dos resultados de ensaios triaxiais (com recurso a instrumentação externa) na previsão do assentamento de sapatas. Curvas da sapata observada e calculada..... 634

Figura 7.21 - Módulos de rigidez relativa para o ensaio da sapata (Berardi *et al.*, 1991): a) (s/H_i) = 0,1% e $H_i = 0,9 \cdot B$; b) $(s/B)_{ref}$ = 0,75%. 636

Figura 7.22 - Relação do módulo de rigidez $K_{E_0,1\%}$ com $\overline{N_1}$, obtido e os de Berardi *et al.* (1991)..... 637

CAPÍTULO 8 - ANÁLISES NUMÉRICAS DO ENSAIO DA SAPATA PROTÓTIPO. MODELOS CONSTITUTIVOS

Figura 8.1 - Malha de elementos finitos: a) problema base: análise elástica linear e com o modelo hiperbólico; b) análise com o modelo elasto-plástico de Lade.....645

Figura 8.2 - Distribuição em profundidade das deformações verticais (ε_v) e dos acréscimos de tensão distorcional $\partial(\sigma_v - \sigma_h)$ - eixo da sapata. Cálculo numérico linear elástico q = 100kPa.....647

Figura 8.3 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico.Cálculo H_1.....655

Figura 8.4 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_2.....655

Figura 8.5 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_3.....656

Figura 8.6 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_4.....656

Figura 8.7 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_5. Avaliação do efeito da anisotropia.....657

Figura 8.8 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_6.....657

Figura 8.9 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_7.....658

Figura 8.10 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico.Cálculo H_8.....658

Figura 8.11 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_9.....659

Figura 8.12 - Curva observada do ensaio da sapata *versus* simulação por elementos finitos, considerando o modelo hiperbólico com parâmetros deduzidos a partir de: a) $E_{ti,0}$; b) $E_{ti,i}$ e c) $E_{ti,h}$ e υ variável. Consideração de R_f = 0,9.....663

Figura 8.13 - Curva observada do ensaio da sapata *versus* simulação em MEF, considerando o modelo hiperbólico com parâmetros deduzidos a partir de: a) $E_{ti,0}$; b) $E_{ti,i}$ e c) $E_{ti,h}$ e υ variável. Consideração de R_f = 0,7.....663

Figura 8.14 - Comparação da resposta tensão de desvio *versus* deformação axial do ensaio de extensão com aumento da tensão média ($p'_0 \cong 40$kPa) e da simulação hiperbólica com base nos parâmetros do modelo hiperbólico deduzidos dos ensaios de compressão clássica (*CLASSELE*) 666

Figura 8.15 - Assentamentos da sapata e das marcas superficiais adjacentes (q=100, 200 e 400 kPa). Valores observados e estimados pelo modelo hiperbólico - cálculos: a) H_1; b) H_2; c) H_7. 669

Figura 8.16 - Assentamentos da sapata e das marcas superficiais adjacentes (q=100, 200 e 400 kPa). Valores observados e estimados pelo modelo hiperbólico. Hipóteses indiciadoras da anisotropia - cálculos: a) H_2; b) H_5; c) H_{10}..... 670

Figura 8.17 - Estimativa do coeficiente de Poisson nos ensaios (*CAD*) - *TRIAFEUP* - com instrumentação externa em ramos de recarga. a) *TI_10U10*; b) *TI20U150*; c) *TI_40U30*; d) *TI_80U90*..... 672

Figura 8.18 - Variação do módulo elástico com a tensão de confinamento efectiva horizontal (*TRIAFEUP*). Determinação dos parâmetros K_{el} e n_{el}..... 673

Figura 8.19 - Definição dos parâmetros de rotura (η_1 e m) segundo a lei de plastificação de Lade, função dos 1° e 3° invariantes de tensão. Ensaios *TRIAFEUP*..... 674

Figura 8.20 - Ensaio de consolidação isotrópica sobre amostras indeformadas (D=100 mm) com instrumentação clássica das deformações volumétricas. a) ε_v *versus* σ'_c (valores de ensaio e curva modelada - Lade); b) W_c / p_a *versus* f_c / p_a^2 (parâmetros plásticos colapsíveis)..... 674

Figura 8.21 - Definição dos parâmetros de deformação plástica expansiva para σ'_c=10 kPa (*TRIAFEUP*): a) direcção (S,T); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$)..... 675

Figura 8.22 - Definição dos parâmetros de deformação plástica expansiva para σ'_c=20 kPa (*TRIAFEUP*): a) direcção (S,T); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$)..... 675

Figura 8.23 - Definição dos parâmetros de deformação plástica expansiva para σ'_c=40 kPa (*TRIAFEUP*): a) direcção (S,T); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$)..... 676

Figura 8.24 - Definição dos parâmetros de deformação plástica expansiva para σ'_c=80 kPa (*TRIAFEUP*): a) direcção (S,T); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$)..... 676

Figura 8.25 - Definição dos parâmetros de deformação plástica expansiva para σ'_c=160 kPa (*TRIAFEUP*): a) direcção (S,T); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$)..... 676

Figura 8.26 - Direcção de plastificação com a tensão efectiva de consolidação: a) S *versus* $\sqrt{\sigma'_c / p_a}$, para avaliação de s_1 e s_2; b) T *versus* $\sqrt{\sigma'_c / p_a}$ para avaliação de t_1 e t_2. Ensaios *TRIAFEUP*. 677

Figura 8.27 - Trabalho plástico expansivo - endurecimento (ensaios *TRIAFEUP*): a) $\log(W_{p,f} / p_a)$ *versus* $\log(\sigma'_c / p_a)$ para avaliação de L e P; b) q_{end} *versus* σ'_c / p_a para avaliação de α e β. 677

Figura 8.28 - Elemento isoparamétrico de 8 nós. Simulação numérica dos ensaios triaxiais (modelo de Lade). 678

Figura 8.29 - Comparação das curvas observadas e resultantes da simulação numérica (MEF) a partir do modelo de Lade do ensaio triaxial *CAD* com instrumentação externa (*TRIAFEUP*): a) σ'_c= 10 kPa; b) σ'_c= 20 kPa; c) σ'_c= 40 kPa; d) σ'_c= 80 kPa; e) σ'_c= 160 kPa. 679

Figura 8.30 - Consolidação isotrópica sobre amostras indeformadas (D=100 mm) com instrumentação interna das deformações: a) ε_v *versus* σ'_c (valores de ensaio e curva modelada); b) W_c / p_a *versus* f_c / p_a^2 (parâmetros plásticos colapsíveis). 681

Figura 8.31 - Variação do módulo de deformabilidade ("elástico") com a tensão de confinamento efectiva inicial dos eixos *CID* com instrumentação interna (*CLASSELE*). Determinação de K_{el} e n_{el}. 682

Figura 8.32 - Determinação do coeficiente de Poisson em ramos rectilíneos de recarga: a) σ'_c = 10 kPa; b) σ'_c= 20 kPa. 683

Figura 8.33 - Definição dos parâmetros de rotura (η_1 e m) segundo a lei de plastificação de Lade. Ensaios *CLASSELE*. 683

Figura 8.34 - Definição dos parâmetros das deformações plásticas expansivas para σ'_c= 10 kPa (*CLASSELE*): a) direcção (S,T); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$). 684

Figura 8.35 - Definição dos parâmetros das deformações plásticas expansivas para σ'_c= 20 kPa (*CLASSELE*): a) direcção (S,T); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$). 684

Figura 8.36 - Definição dos parâmetros das deformações plásticas expansivas para σ'_c=40 kPa (*CLASSELE*): a) direcção (S,T); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$). 684

Figura 8.37 - Definição dos parâmetros das deformações plásticas expansivas para σ'_c=100kPa(*CLASSELE*): a) direcção (S,T); b) endurecimento($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$). 685

Figura 8.38 - Variação dos parâmetros de direcção de deformação plástica expansiva com a tensão de consolidação efectiva (*CLASSELE*). a) S *versus* $\sqrt{\sigma'_c / p_a}$, para avaliação de s_1 e s_2; b) T *versus* $\sqrt{\sigma'_c / p_a}$ para avaliação de t_1 e t_2 686

Figura 8.39 - Valores singulares da lei do trabalho plástico expansivo *versus* f_p - - endurecimento. a) $\log(W_{p,f} / p_a)$ *versus* $\log(\sigma'_c / p_a)$ para avaliação de L e P; b) q_{end} *versus* σ'_c / p_a para avaliação de α e β. Ensaios *CLASSELE*. 686

Figura 8.40 - Curvas de $\sigma_1 - \sigma_3$ e ε_v *versus* ε_a dos ensaios triaxiais *CID* (com instrumentação interna) e da simulação pelo modelo de Lade: a) σ'_c=10 kPa; b) σ'_c=20 kPa; c) σ'_c=40 kPa; d) σ'_c=100 kPa 688

Figura 8.41 - Comparação das curvas de $\sigma_1 - \sigma_3$ e ε_v *versus* ε_a resultantes do ensaio triaxial *CID* com σ'_c=10 kPa, e da simulação numérica com o modelo de Lade, considerando a resposta do próprio ensaio. 691

Figura 8.42 - Comparação das curvas de $\sigma_1 - \sigma_3$ e ε_v *versus* ε_a resultantes do ensaio triaxial *CID* com σ'_c=10 kPa, e da simulação numérica com o modelo de Lade, considerando o conjunto dos parâmetros dos ensaios normalizados e introduzindo limiares de cedência definidos por: $f_{cp}/p_a{}^2 = 0{,}12$ e $f_{pp} = 70$. 695

Figura 8.43 - Curvas de tensão aplicada *versus* assentamento da sapata. Valores observados no ensaio e obtidos pela simulação elasto-plástica de Lade (MEF). Cálculo L_1. 698

Figura 8.44 - Comparação das curvas de tensão aplicada *versus* assentamento da sapata observada durante o ensaio e resultante da simulação numérica a partir do modelo elasto-plástico de Lade. Parâmetros deduzidos de ensaios triaxiais com instrumentação interna (cálculo L_2) 699

Figura 8.45 - Comparação das curvas observadas e da simulação numérica com base no modelo de Lade. Parametrização deduzida da instrumentação externa e interna (cálculos L_1 *versus* L_2). 699

Figura 8.46 - Comparação das curvas de tensão aplicada *versus* assentamento da sapata observada durante o ensaio e resultante da simulação numérica a partir do modelo elasto-plástico de Lade. Parâmetros deduzidos do ensaio triaxial *CLASS10*, com instrumentação interna (cálculos L_3) 700

Figura 8.47 - Tensão aplicada *versus* assentamento da sapata. Comparação dos resultados do ensaio e do cálculo L_4 com o modelo de Lade, considerando parâmetros de ensaios triaxiais com instrumentação interna. Superfícies de cedência função de

um grau de estruturação constante ("*GE*"=5) e proporcional ao estado de tensão efectiva inicial.....702

Figura 8.48 - Tensão aplicada *versus* assentamento da sapata. Comparação dos resultados do ensaio e do cálculo L_5 com o modelo de Lade, considerando parâmetros de ensaios triaxiais com instrumentação interna. Superfícies de cedência de valor constante em profundidade: f_{cp} = 1200 kPa^2; f_{pp} = 70 702

Figura 8.49 - Assentamentos da sapata e das marcas superficiais adjacentes. Valores observados e estimados pelo modelo de Lade (cálculos L_2, L_3, L_4 e L_5): a) q=100 kPa; b) q=200 kPa; c) q= 400 kPa. 705

Figura 8.50 - Assentamentos da sapata e das marcas superficiais adjacentes. Valores observados e estimados pelo modelo de Lade (cálculos L_4 e L_5): a) q=100 kPa; b) q=200 kPa; c) q= 400 kPa.....707

Figura 8.51 - Assentamentos da sapata e das marcas superficiais adjacentes. Confronto das estimativas numéricas com recurso aos modelos hiperbólico (H_2) e de Lade (L_5): a) q=100 kPa; b) q=200 kPa; c) q= 500 kPa.....708

Figura 8.52 - Níveis de tensão e tensões principais obtidos na simulação numérica com recurso ao modelo hiperbólico (cálculo H_2): a) q = 100 kPa; b) q = 200 kPa; c) q = 500 kPa; d) q = 950 kPa.....711

Figura 8.53 - Níveis de tensão e tensões principais obtidos na simulação numérica, recurso ao modelo de Lade (cálculo L_5): a) q = 100 kPa; b) q = 200 kPa; c) q = 500kPa; d) q = 950 kPa. 715

ÂNEXOA.8 - Descrição do modelo elasto-plástico de Lade. Fundamentos e Formulação base

Figura A.8.1 - Modelo de Lade. Definição esquemática da decomposição das componentes das: a) deformações elástica, plástica colapsível e plástica expansiva; b) superfícies de cedência e do potencial plástico; c) processo de endurecimento e direcção de plastificação. 724

Índice de Quadros

CAPÍTULO 1 - OS SOLOS RESIDUAIS

Quadro 1.1 - Procedimentos para descrição de solos residuais, Cook e Newill (1988). 10

Quadro 1.2 - Classificação dos graus de alteração proposta por Little (1969)..... 11

Quadro 1.3 - Classificação dos graus de alteração proposta por Amon (1970)..... 12

Quadro 1.4 - Descrição da intensidade de alteração da matriz rochosa (Dearman, 1974). 13

Quadro 1.5 - Classificação dos graus de alteração proposto por IAEG (1981) e ISRM (1980)..... 14

Quadro 1.6 - Classificação dos graus de alteração da matriz rochosa (Martin e Hencher, 1986). 15

Quadro 1.7 - Classificação do maciço rochoso (zonas) para fins de construção (Martin e Hencher, 1986)..... 16

Quadro 1.8 - Composições químicas do granito de S. Gens e do granito profundamente alterado da Senhora da Hora (Begonha, 1989). 23

Quadro 1.9 - Composição mineralógica do granito são de S. Gens e do granito profundamente alterado da Senhora da Hora (Neiva e Castro, 1950). 24

Quadro 1.10 - Parâmetros físicos naturais mais correntes. 28

Quadro 1.11 - Triaxiais sob distintas condições de ensaio. Ilustração da tendência dos valores do módulo de deformabilidade secante, $E_{s50\%}$ (Viana da Fonseca et al., 1994)..... 30

Quadro 1.12 - Parâmetros de resistência de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas de solos residuais de granito e correspondentes valores de N_{SPT} (Viana da Fonseca *et al.*, 1994). 32

CAPÍTULO 2 - METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE SOLOS RESIDUAIS. ENSAIOS DE LABORATÓRIO *VERSUS* ENSAIOS *IN SITU*

Quadro 2.1- Comparação entre vários métodos testados *in situ* (Chang, 1988). 37

Quadro 2.2 - Módulos de deformabilidade deduzidos do SPT (Stroud, 1988)..... 55

Quadro 2.3 - Correlações entre o módulo pressiométrico e N_{SPT} 58

Quadro 2.4 - Relações entre q_{c_CPT} e N_{SPT} para solos nigerianos (Ajayi e Balogum, 1988) 59

Quadro 2.5 - Valores de ϕ'_{cv} para materiais granulares. (Stroud, 1989) 68

Quadro 2.6 - Correlações entre N_{SPT} e q_c (MPa) para solos residuais brasileiros (Sandroni, 1985) 75

Quadro 2.7 - Expoentes de factorização (Anagnastopoulos *et al.*, 1991). 107

Quadro 2.8 - Tensões de cedência definidas a partir de diferentes ensaios em solos residuais (Vaughan, 1988) 123

Quadro 2.9 - Metodologias para a realização de pré-furos em solos residuais (ASTM-D4719, 1988) 124

Quadro 2.10 - Factor de forma λ_d, λ_e (Ménard e Rousseau, 1962) 130

Quadro 2.11 - Correlações entre o PMT e CPT ou SPT. 132

Quadro 2.12 - Correlações entre o módulo pressiométrico e N_{SPT}. 134

Quadro 2.13 - Classificação de tipos de solos a partir do DMT (Marchetti, 1980) 149

Quadro 2.14 - Factor de correlação: $F = E/E_D$(DMT) (Lutenegger, 1988). 155

Quadro 2.15 - Módulos de deformabilidade (DMT) *versus* triaxiais de areias siliciosas recentes (Berardi *et al.*, 1991) 159

Quadro 2.16 - Factores de granulometria e de idade para avliação de V_s^{SPT}(Seed *et al.*, 1986) 162

Quadro 2.17 - Valores de α ($=V_s^{SPT} / V_s^{CH}$) para depósitos naturais (Jamiolkowski e Robertson, 1988). 163

Quadro 2.18 - Parâmetros de correlação entre G_0 e N_{60}(SPT) segundo a expressão: G_0 (MPa) $= C \cdot N_{SPT}^n$ 163

CAPÍTULO 3 - DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS

Quadro 3.1 - Características do DPL usado (Universidade do Minho). 175

Quadro 3.2 - Resultados dos triaxiais *CIU* preliminares com amostras de $D = 38$mm e $H \cong 80$mm 180

Quadro 3.3 - Ensaios *in situ* realizados. 188

Quadro 3.4 - Resumo dos tipos e números de ensaios de laboratório realizados para caracterização do saprólito de granito. 190

Quadro 3.5 - Análise mineralógica semi-quantitativa - % de elementos principais por difraccção de raios X. Laboratório do Instituto Geológico Mineiro do Porto..... 201

Quadro 3.6 - Composição química resultante da análise de fluorescência e raios X - dosagem dos elementos maiores, %..... 201

Quadro 3.7 - Valores do índice de lixiviação de 2 amostras do saprólito de granito do Hospital de Matosinhos. 201

Quadro 3.8 - Granulometria, limites e densidade das partículas das amostras recolhidas nos ensaios SPT..... 206

Quadro 3.9 - Intervalos de variação de alguns índices físicos avaliados em amostras do SPT (46 amostras)..... 207

Quadro 3.10 - Intervalos de variação de alguns dos índices físicos avaliados em amostras homogeneizadas dos blocos indeformados (3 amostras). 207

Quadro 3.11 - Valores dos limites obtidos pelas normas ASTM e BS1377..... 209

Quadro 3.12 - Pesos volúmicos totais (γ_0) e teores em água (w_0) naturais das amostras indeformadas ensaiadas em triaxial. 213

Quadro 3.13 - Índices de vazios correspondentes ao máximo das curvas de compactação Proctor..... 217

CAPÍTULO 4 - ENSAIO DE CARGA DE UMA SAPATA EM ESCALA NATURAL

Quadro 4.1 - Sequência do carregamento, período de estabilização e registos efectuados em cada escalão. 229

Quadro 4.2 - Sequência do carregamento dos ensaios de carga em placa (D = 30 e 60 cm)..... 242

Quadro 4.3 - Determinação de c' e ϕ' a partir das cargas de rotura dos ensaios de carga em placa e na sapata protótipo, admitindo a validade da expressão clássica da capacidade de carga. 247

Quadro 4.4 - Módulos de deformabilidade secantes (E_s, MPa) dos ensaios de carga 249

Quadro 4.5 - Módulos de descarga e recarga obtidos nos ensaios de carga 249

Quadro 4.6 - Valores do factor de influência I para $\upsilon = 0{,}26$ 252

Quadro 4.7 - Variação de E_0 e de k, calculados pela formulação adaptada de Carrier e Christian (1973), considerando os resultados dos ensaios da sapata e da placa

de 60 cm de diâmetro, com o nível de tensão (q / q_{rot}). Estimativa dos assentamentos do ensaio da placa de 30 cm de diâmetro. 255

Quadro 4.8 - Variação de E_0 e de k, calculados pela formulação adaptada de Carrier e Christian (1973), considerando os resultados dos ensaios da sapata e da placa de 30 cm de diâmetro, com o nível de tensão (q / q_{rot}). Estimativa dos assentamentos do ensaio da placa de 60 cm de diâmetro. 255

Quadro 4.9 - Valores do factor de influência I_p para $\upsilon = 0{,}26$ 260

Quadro 4.10 - Variação de E_0 e de k com o nível de tensão (q / q_{rot}), calculados pela formulação adaptada de Romanel (1981), considerando os assentamentos superficiais a $2 \cdot r/D \leq 1$ e $2 \cdot r/D = 1{,}5$, no ensaio da sapata. Comparação dos assentamentos observados e calculado para $2 \cdot r/D = 2{,}67$. 260

CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO, DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS *IN SITU*

Quadro 5.1 - Resultados dos ensaios SPT 267

Quadro 5.2 - Factores correctivos aplicados aos ensaios SPT realizados (Skempton, 1986).....268

Quadro 5.3 - Expressões da variação de N_{60} *versus* σ'_{v0} (kPa) 270

Quadro 5.4 - Tensões admissíveis deduzidas de critérios semi-empíricos com base em $\overline{N}_{60}$ 279

Quadro 5.5 - Valores estimados de q_c (MPa) / N_{60} a partir de D_{50} (mm) no saprólito de granito do Campo Experimental de Matosinhos.....292

Quadro 5.6 - Correlações entre f_s/N_{SPT} para solos residuais do Brasil (Rocha Filho, 1991).....298

Quadro 5.7 - Termos de correlação de E com σ'_c (MPa).....304

Quadro 5.8 - Termos da correlação entre E e q_c (MPa).....305

Quadro 5.9 - Termo (único) da correlação entre E e q_c - Instrumentação interna nos ensaios triaxiais.....306

Quadro 5.10 - Valores de α ($=E/q_c$) obtidos para a convergência de assentamentos observados e calculados por análise numérica, considerando a variação de q_c em profundidade. 307

Quadro 5.11 - Ensaios PMT com metodologia corrente e tempo de estabilização elevado (NF a 2,55 m).....311

Quadro 5.12 - Ensaio PMT com período de establilização alargado (30", 1' e fim de variação volumétrica). 312

Quadro 5.13 - Módulos de deformabilidade considerando hipóteses distintas do factor reológico de Ménard, α. 314

Quadro 5.14 - Valores comparados de assentamentos calculados pelos módulos de Ménard e observados - sapata experimental. 315

Quadro 5.15- Método de tensão limite - formulação teórica admitindo dilatância nula. 317

Quadro 5.16 - Comparação das linhas de rotura observadas com os valores de referência para $\phi'_{cv} - \phi'$ (Windle *et al.*, 1971). 318

Quadro 5.17 - Valores de K_0 deduzidos do PMT. 320

Quadro 5.18 - Relações indicativas entre SPT, CPT e PMT para o local de correlacionamento (saprólito do Porto). 323

Quadro 5.19 - Ensaios com o pressiómetro autoperfurador (SBPT). 327

Quadro 5.20 - Tipos de controlo e tempos dos ensaios SBPT realizados 329

Quadro 5.21 - Valores máximos da tensão distorcional e módulos tangentes iniciais da modelação hiperbólica (Palmer, 1972). 333

Quadro 5.22 - Tensão horizontal de repouso e valores deduzidos para o coeficiente de impulso em repouso 335

Quadro 5.23 - Valor de K_0 antes da escavação de 4 m do terreno natural para a cota de construção. 336

Quadro 5.24 - Módulos de distorção de descarga-recarga e tangentes iniciais de modelação hiperbólica de Palmer. Ensaios SBPT. 337

Quadro 5.25 - Relação entre os módulos de distorção máximos (CH) e de descarga-recarga (SBPT). 341

Quadro 5.26 - Coeficientes das leis de variação linear dos parâmetros dos ensaios *in situ* com σ'_{v0} 342

Quadro 5.27 - Coeficientes de correlação entre parâmetros dos ensaios *in situ* e o módulo de deformabilidade de descarga-recarga do SBPT, $E_{dr} = a + b \cdot P$ 342

Quadro 5.28 - Valores de c_u deduzidos de p_L e G_{dr} com base em N_p médio $(c_u = (p_L - \sigma_{ho}) / N_p)$ 345

Quadro 5.29 - Valores estimados de ϕ' e ψ para $\phi'_{cv} = 31{,}6°$ 348

Quadro 5.30 - Resultados dos ensaios de "*cross-hole*". 358

Quadro 5.31 - Coeficientes da lei de variação: $E(triaxiais) = a + b \cdot E_{D-DMT}$(MPa) 377

Quadro 5.32 - Coeficientes das leis de variação de E_{D-DMT} com G_{0_CH}, q_{c-CPT} e N_{10_DPL}. 381

CAPÍTULO 6 - APRESENTAÇÃO, DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Quadro 6.1 - Ensaios edométricos.....400

Quadro 6.2 - Parâmetros de compressibilidade deduzidos dos ensaios edométricos.....408

Quadro 6.3 - Valores de referência de c_v em solos do tipo residual.....415

Quadro 6.4 - Esquema de aplicação das tensões nos provetes ensaiados para avaliação do potencial de colapso.....426

Quadro 6.5 - Compressibilidade pré e pós-saturação.....427

Quadro 6.6 - Índices físicos do provete indeformado ensaiado para avaliação de K_0.....433

Quadro 6.7 - Características físicas dos provetes ensaiados em consolidação isotrópica. 435

Quadro 6.8 - Parâmetros físicos dos provetes indeformados e remoldados ensaiados.....447

Quadro 6.9 - Parâmetros deduzidos com a caixa de corte modificada sobre amostras indeformadas e remoldadas.....451

Quadro 6.10 - Índices físicos dos provetes do saprólito de granito do Porto ensaiados em corte simples. 455

Quadro 6.11 - Parâmetros de resistência estimados a partir dos dois ensaios de corte simples e arbitrando θ.....457

Quadro 6.12 - Identificação dos ensaios triaxiais realizados.....460

Quadro 6.13 - Índices físicos dos ensaios triaxiais *CID* realizados na PUC/RJ.....463

Quadro 6.14 - Parâmetros de deformabilidade - módulo de defromabilidade e coeficiente de Poisson (PUC/RJ - D=100mm).....465

Quadro 6.15 - Parâmetros físicos das várias fases dos ensaios triaxiais *CID/CAD* sobre amostras indeformadas (D=100mm) (FEUP).....468

Quadro 6.16 - Parâmetros de deformabilidade: dos ensaios triaxiais *CID/CAD*, com instrumentção externa (*TRIAFEUP*).....470

Quadro 6.17 - Parâmetros K e n da variação exponencial dos módulos da deformabilidade com a tensão efectiva de confinamento inicial (σ'_c) 471

Quadro 6.18 - Índices de vazios e tensão efectiva octaédrica normalizada (p'_e) na rotura (pico). 475

Quadro 6.19 - Valores do ângulo de dilatância na rotura de pico *TRIAFEUP*. 476

Quadro 6.20 - Parâmetros físicos das diversas fases dos ensaios *CID* com instrumentação interna (*CLASSELE*). 478

Quadro 6.21 - Parâmetros de deformabilidade - *CLASSELE* (FEUP). 481

Quadro 6.22 - Parâmetros de variação dos módulos de deformabilidade com σ'_c (*CLASSELE*), kPa. 483

Quadro 6.23 - Relação entre os parâmetros K e n deduzidos da instrumentação interna e externa. 484

Quadro 6.24 - Valores de normalização dos invariantes de tensão na rotura de pico em relação à tensão efectiva octaédrica da Linha de Estados Estáveis. 486

Quadro 6.25 - Comparação das razões de rotura observadas e estimadas a partir da dilatância na rotura de pico. 487

Quadro 6.26 - Parâmetros físicos das diversas fases dos ensaios de extensão triaxial - Bloco 3. 491

Quadro 6.27 - Parâmetros de deformabilidade dos ensaios de extensão *EATM* e *EDTM*. 494

Quadro 6.28 - Parâmetros físicos das diversas fases dos ensaios *CID* de compressão e p'=constante. 496

Quadro 6.29 - Módulos de distorção dos ensaios de compressão assimétrica com p'=constante. 499

Quadro 6.30 - Valores de K_G e n_G dos ensaios de compressão com p'=constante 500

Quadro 6.31 - Parâmetros físicos dos ensaios *CAD* de extensão e p'=constante 502

Quadro 6.32 - Módulos de distorção dos ensaios de extensão com p'=constante 503

Quadro 6.33 - Valores de K_{Ge} e n_{Ge} dos ensaios de extensão com p'=constante. 504

Quadro 6.34 - Parâmetros físicos das diversas fases dos ensaios *CID* com q = constante e p' crescente 508

Quadro 6.35 - Índices físicos dos provetes usados nos ensaios triaxiais realizados sobre amostras remoldadas com vista à definição da Linha dos Estados Estáveis 513

Quadro 6.36 - Índices físicos dos provetes e resultados dos ensaios de compressão diametral 521

Quadro 6.37 - Valores de K e n da dependência exponencial dos módulos de deformabilidade E_{el}, E_{dr}, $E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$ com a tensão de consolidação: $E = K \cdot p_a \cdot (\sigma'_c / p_a)^n$ 529

Quadro 6.38 - Parâmetros do modelo hiperbólico deduzidos de ensaios *CID* com instrumentação interna (*CLASSELE* e PUC/RJ; σ'_c=10, 20, 40 e 100 kPa) 532

Quadro 6.39 - Valores de R_f para ajuste de q_f obtido nos ensaios *CLASSELE* e PUC/RJ que serviram de base à modelação hiperbólica, considerando $E_{ti,0}$, $E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$.....533

Quadro 6.40 - Níveis de tensão e deformação das fases do ensaio multifásico *CAD* (K_0=*0,5*) e parâmetros de deformabilidade deduzidos $E_{ti(K_0=0,5)}$, E_{el}, $\upsilon_{ti(K_0=0,5)}$ e υ_{el} 538

Quadro 6.41 - Comparação dos módulos $E_{ti}(K_0 = 0,5)$ deduzidos directamente de ensaios *CAD* (K_0=*0,5*) e da aplicação da formulação hiperbólica com base em ensaios *CID*, com instrumentação interna e as três gamas de valores paramétricos. 539

Quadro 6.42 - Parâmetros não lineares do modelo de Jardine *et al.* (1980) - solo saprolítico do Porto e argilas reconstituídas e intactas 544

Quadro 6.43 - Parâmetros de dependência do coeficiente de Poisson com o nível de tensão. Modelo hiperbólico 549

Quadro 6.44 - Valores dos parâmetros da dependência exponencial $E = k \cdot p_a \cdot (\sigma'_c / p_a)^n$, kPa. *E*: $E_{el}, E_{dr}, E_{ti}, E_{s10\%}, E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$ 552

Quadro 6.45 - Valores correspondentes de q/q_f para os diversos módulos de elasticidade (leitura de deformações via electro-inclinómetros). 554

ANEXO A.6.2 - Novas técnicas em ensaios triaxiais. Desenvolvimento da instrumentação local (electro-inclinómetros - Imperial College) e controlo da câmara "stress-path" na FEUP

Quadro A.6.2.1 - Fontes de erro nas medições das grandezas em ensaios triaxiais. 580

ANEXO A.6.3 - Metodologias e critérios usados nos ensaios triaxiais

Quadro A.6.3.1 - Cuidados tidos na preparação dos provetes para os ensaios triaxiais. 588

Quadro A.6.3.2 - Velocidades adoptadas de corte drenado. 591

CAPÍTULO 7 - ANÁLISE DO ENSAIO DA SAPATA À LUZ DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO E *IN SITU*

Quadro 7.1 - Valores dos parâmetros ϕ' e c' obtidos em ensaios de laboratório 599

Quadro 7.2 - Valores de α_P e α_{BB} de modo a haver concordância com certos valores típicos dos assentamentos experimentais 604

Quadro 7.3 - Valores dos parâmetros K e n de modelação exponencial dos módulos de deformabilidade em relação a σ'_{oct}. Ensaios triaxiais *CID* e *CAD* sobre amostras indeformadas ($\sigma'_{oct} \leq 100$ kPa) e com instrumentação interna 617

Quadro 7.4 - Valores de K_i e C_f determinados a partir dos ensaios de carga realizados ($z_I = B/2$) 617

Quadro 7.5 - Valores de K_i e C_f, considerando $z_I = B$ 621

Quadro 7.6 - Valores de K_j e n_j, da dependência dos módulos de deformabilidade com a tensão efectivam deduzidos de ensaio triaxiais *CID*, para a condição de $K_0 = 0{,}5$. Instrumentação Interna 630

Quadro 7.7 - Valores de K_j e n_j, da dependência dos módulos de deformabilidade com a tensão efectiva deduzidos de ensaio triaxiais *CID*, para a condição de $K_0 = 0{,}5$. Instrumentação Externa 632

Quadro 7.8 - Valores de I_s (Berardi *et al.*, 1991) 634

CAPÍTULO 8 - ANÁLISES NUMÉRICAS DO ENSAIO DA SAPATA PROTÓTIPO. MODELOS CONSTITUTIVOS

Quadro 8.1 - Características das malhas e elementos adoptados para as análises numéricas da sapata protótipo 644

Quadro 8.2 - Módulos de deformabilidade constantes do solo saprolítico que ajustam os valores observados no eixo da sapata para as tensões q=100 e 200 kPa. Cálculo (MEF) elástico linear 646

Quadro 8.3 - Centros de assentamento no eixo da sapata calculados da distribuição de deformações deduzida de cálculo numérico elástico linear com E constante em profundidade. 647

Quadro 8.4 - Tensões dê consolidação recomendadas para ensaio triaxiais *CID* de compressão clássica para definição do módulo de deformabilidade de cálculo a partir do E_{ti} 648

Quadro 8.5 - Valores de α $(= E / q_c)$ considerando $q_c = 4{,}68 + 1{,}47 \cdot z$ (MPa, m). Ajuste dos assentamentos observados no ensaio da sapata e calculados (MEF), admitindo módulo de deformabilidade crescente em profundidade. 650

Quadro 8.6 - Critérios limites associáveis aos valores de α $(= E / q_c)$ 650

Quadro 8.7 - Cálculos numéricos realizados para simulação da sapata experimental com recurso ao modelo hiperbólico. Resumo dos parâmetros utilizados. 654

Quadro 8.8 - Deslocamentos verticais da sapata e das marcas topográficas superficiais, observados e estimados pelo modelo hiperbólico. q = 100, 200 e 500 kPa. 667

Quadro 8.9 - Parâmetros do modelo de Lade para simulação de ensaios triaxiais *CAD* - *TRIAFEUP* 678

Quadro 8.10 - Parâmetros do modelo de Lade para simulação dos ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna (electro-inclinómetros) - *CLASSELE.* 687

Quadro 8.11 - Parâmetros do modelo de Lade para simulação dos ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna (electro-inclinómetros) - Consideração preferencial do ensaio *CLASS10.* 690

Quadro 8.12 - Identificação dos cálculos numéricos realizados para simulação da sapata experimental com recurso ao modelo de Lade. Resumo dos parâmetros utilizados. 697

Quadro 8.13 - Deslocamentos verticais da sapata e das marcas topográficas superficiais, observadas e estimadas pelo modelo de Lade: q = 100, 200 e 500 kPa. 703

Simbologia

À medida que vão surgindo, os símbolos utilizados no texto são definidos de forma que os respectivos significados não suscitem dúvidas. Considera-se, no entanto, conveniente apresentar uma listagem dos mais importantes.

a - parâmetro definidor da forma da lei exponencial do endurecimento;
- parâmetro definidor da hipérbole aproximativa de determinado diagrama de tensões;

a_f - coeficiente de compressibilidade;

A - parâmetro de pressões neutras de Skempton;

A_c - área do cone do CPT;

A_s - área de fuste do CPT;

b - parâmetro definidor da forma da lei exponencial do endurecimento;
- parâmetro definidor da hipérbole aproximativa de determinado diagrama de ensaio;
- parâmetro de anisotropia;

B - menor dimensão de uma fundação superficial (sapata);
- parâmetro de pressões neutras de Skempton;

B_q - razão de pressão neutra normalizada (CPTU);

c - parâmetro colapsível do modelo de Lade;

c_r - razão de resistências não drenadas;

$c_u(s_u)$ - coesão não drenada (resistência não drenada);

c_v - coeficiente de consolidação;

c_α - coeficiente de consolidação secundária;

c' - coesão efectiva;

C_c - índice de compressibilidade unidimensional;

C_f - parâmetro de dependência da rigidez com a tensão media (método de Ghionna *et al.*);

C_u - coeficiente de uniformidade granulométrica;

$C_r(C_0)$ - índice de compressibilidade elástico de descarga e recarga ou estrutural;

C_{cs} - índice de compressibilidade unidimensional (estado meta-estável);

CAD - ensaio triaxial drenado com consolidação anisotrópica;

CH - ensaio sísmico entre furos ("*cross-hole*");

CID - ensaio triaxial drenado com consolidação isotrópica;

CPT - ensaio com o cone penetrómetro estático (cone holandês);

CPTU - ensaio com o piezocone;

d - parâmetro definidor da variação do coeficiente de Poisson com o estado de tensão;

$d\varepsilon$ - incremento de deformação;

$d\varepsilon_e$ - incremento de deformação elástica;

$d\varepsilon_{pc}$ - incremento de deformação plástica colapsível;

$d\varepsilon_{pe}$ - incremento de deformação plástica expansiva;

$d\varepsilon_{ve}$ - incremento de deformação volumétrica elástica;

$d\varepsilon_{vt}$ incremento de deformação volumétrica total;

$d\varepsilon_{ape}$ - incremento de deformação axial plástica expansiva;

$d\varepsilon_{rpe}$ - incremento de deformação radial plástica expansiva;

$d\varepsilon_{vpe}$ - incremento de deformação volumétrica plástica expansiva;

$d\varepsilon_{vpc}$ - incremento de deformação volumétrica plástica colapsível;

D - módulo de deformabilidade unidimensional (em compressão confinada);
- diâmetro de uma placa ou sapata circular;

D_f - encastramento de fundação;

D_r - compacidade relativa;

DMT - ensaio com o dilatómetro de Marchetti;

DP - Ensaios com penetrómetros dinâmicos ("Dynamic Probing");

DPL, DPM, DPH, DPSH - Ensaios com penetrómetros dinâmicos ligeiro, médio, pesado e super-pesado (ISSMFE);

e - índice de vazios;

e_r - índice de vazios relativo;

e_L - índice de vazios correspondente a um teor em água próximo do limite de liquidez;

e_{cv} - índice de vazios na Linha dos Estados Críticos;

e_{sr} - índice de vazios na Linha dos Estados Críticos para $p' = 1$;

e_{opt} - índice de vazios correspondente à baridade máxima do ensaio de Proctor;

e_0 - índice de vazios natural;

E - módulo de deformabilidade;
- módulo de elasticidade (módulo de Young);

E_s - energia específica de penetração;

E_t - módulo de deformabilidade tangente;

E_{dr} - módulo de descarga e recarga (definido entre vértices de histerese dos ciclos intermédios de descarga e recarga em ensaios triaxiais ou de carga em placa);

E_{el} - módulo "pseudo-elástico" (definido nos ramos rectilíneos de recarga em ciclos intermédios de descarga e recarga em ensaios triaxiais);

E_{eq} - módulo de deformabilidade pseudo-homogéneo;

E_{pm} - módulo pressiométrico (ensaio PMT);

E_{ti} - módulo de deformabilidade tangente inicial;

E_{ref} - módulo de deformabilidade de referência;

$E_{sn\%}$ - módulo de deformabilidade secante (a $n\%$ da tensão de desvio de rotura);

E_{zij} - módulo de deformabilidade da camada i, à profundidade z, para o incremento de carga j;

E_{pmdr} - módulo pressiométrico de descarga-recarga (ensaio PMT);

E_D - módulo dilatométrico (ensaio DMT);

E_0 - módulo de deformabilidade à superfície;

f_c - lei da superfície de cedência colapsível;

f_p - lei da superfície de cedência expansiva;

f_s - resistência lateral unitária (ensaio CPT);

F - força;

F_p - função de variação do trabalho plástico expansivo com a superfície de cedência;

F_r - razão de fricção normalizada (CPT);

FS - factor de segurança;

g_c - lei de endurecimento isotrópico (potencial);

g_f - lei de endurecimento expansivo (potencial);

G - densidade das partículas sólidas;
- parâmetro definidor da variação do coeficiente de Poisson com o estado de tensão;
- módulo de distorção

G_p - módulo de distorção em carregamento pressiométrico;

G_s - módulo de distorção secante;

G_{dr} - módulo de distorção de descarga-recarga;

G_{el} - módulo de distorção pseudo-elástico;

G_{din} - módulo de distorção dinâmico;

$G_{\max}$ - módulo de distorção máximo;

G_0 - módulo de distorção máximo;

H - altura da queda da massa M;
- altura de solo acima de um dado horizonte desde a base de uma sapata;

H_i - espessura do terreno influente no assentamento de fundações superficiais;

i - índice;
- número de varas de extensão de um penetrómetro;

I_a - impulso activo;

I_c - índice de colapso;

I_p - índice de plasticidade;

I_r - índice de rigidez de avaliação de um solo carregado por fundações superficiais;

I_s, I_f - factores de influência (dimensão e geometria da sapata e maciço);

I_{si} - coeficiente de carga para a camada *i* (método de Wahls e Gupta);

I_D - índice do material (dilatómetro de Marchetti);

I_1 - 1° invariante de tensões;

I_2 - 2° invariante de tensões;

I_3 - 3° invariante de tensões;

k - coeficiente de permeabilidade;
- resistência da ponta normalizada para $\psi = 0$;
- variação do módulo de elasticidade em profundidade;
- módulo de rigidez volumétrica;

k_s - coeficiente de reacção do solo (de mola ou de Winkler);

K - parâmetro de variação da rigidez com o estado de tensão de confinamento;

K_i - parâmetro de rigidez inicial (método de Ghionna *et al*)

K_{cp} - coeficiente de compressibilidade do pressiómetro;

K_{dr} - parâmetro de rigidez de descarga e recarga do modelo hiperbólico;
- módulo de rigidez volumétrica de descarga-recarga;

K_{el} - parâmetro de rigidez pseudo-elástica (modelos hiperbólico e de Lade);

K_{ti} - módulo tangente inicial;
- parâmetro de rigidez inicial (primeira carga) do modelo hiperbólico;

K_D - índice de tensão lateral (dilatómetro de Marchetti);

K_G - parâmetro definidor de modelo hiperbólico $(K-G)$;

K_0 - coeficiente de impulso em repouso;

$K_{0(NC)}$ - coeficiente de impulso em repouso para solo normalmente consolidado;

$K_{0(OC)}$ - coeficiente de impulso em repouso para solo sobreconsolidado;

L - comprimento de uma fundação superficial (sapata);
- expoente da relação bilogarítmica de $W_{p,Pico}$ com σ'_3;

L_p - comprimento de penetração;

m - constante definidora da superfície de rotura no modelo de Lade;

- declive da relação resistência de ponta normalizada *versus* parâmetro de estado ψ_e;

m_v - coeficiente de compressibilidade unidimensional;

M - massa (de um corpo em queda num ensaio de penetração dinâmica);
- módulo de compressibilidade unidimensional;

M_{cv} - razão de tensões para o estado crítico (M_{cv_c}, em compressão e M_{cv_e}, em extensão);

M_D - módulo de compressibilidade unidimensional de primeira carga;

M_R - módulo de compressibilidade unidimensional de descarga-recarga;

n - parâmetro definidor do modelo hiperbólico;

n_G - parâmetro definidor do modelo hiperbólico $(K-G)$;

$N_c; N_q; N_\gamma$ - factores da expressão da capacidade de carga de fundações directas;

N_{SPT} - número de pancadas na segunda fase do ensaio SPT;

N_{10} - número de pancadas em 10 cm de penetração no ensaio DPL;

N_{20} - número de pancadas em 20 cm de penetração no ensaio DPSH;

N_{60} - N_{SPT} corrigido em relação à energia de referência do ensaio SPT (60% de energia teórica);

N.F. - nível freático;

$\overline{N}$ - valor ponderado do N_{SPT};

$(N_1)_{60}$ - valor normalizado (à tensão efectiva de referência) de N_{60} (ensaio SPT);

OCR - grau de sobreconsolidação;

p - pressão;
- tensão média ou octaédrica em termos de tensões totais;

p_a - pressão atmosférica (101,3 kPa);

p_f - pressão de fluência do PMT;

p_{cp} - tensão média crítica do pressiómetro;

p_L - pressão limite do PMT;

p_0 - pressão de início de carga ou de ajuste (pressiométrica ou dilatométrica) - "lift-off";

p_1 - pressão de expansão para 1mm de deslocamento da lâmina no ensaio DMT;

p' - tensão média ou octaédrica em termos de tensões efectivas;

p'_{cv} - tensão média efectiva na Linha dos Estados Críticos;

p'_{ref} - tensão média efectiva de referência;

P - peso (de um corpo em queda num ensaio de penetração dinâmica);
- constante da relação bilogarítmica de $W_{p,Pico}$ com σ'_3;

PLT - ensaio de carga em placa;

PMT - ensaio com o pressiómetro de Ménard;

q - tensão aplicada (na base de uma sapata ou placa); tensão de contacto;
- tensão de desvio $(\sigma_1 - \sigma_3)$;

q_c - resistência de ponta no ensaio CPT;

q_f - tensão de desvio de rotura;

q_m - acréscimo de tensão de desvio em relação ao valor de repouso (q_0);

q_{cv} - tensão de desvio na linha de estados críticos;

q_{mf} - acréscimo de tensão de desvio na rotura, desde q_0;

q_{end} - parâmetro definidor da forma da lei exponencial do endurecimento;

q_{rot} - carga de rotura deduzida da curva de um ensaio de carga em placa ou sapata;

q_{ult} - capacidade de carga última de uma fundação;

q_0 - tensão de desvio em repouso ou no início de um ensaio triaxial;

Q_c - força necessária para a penetração da ponteira no ensaio CPT;

Q_s - força necessária para avanço da manga de fricção no ensaio CPT;

Q_T - resistência de ponta normalizada no ensaio CPT;

r - distância em planta ao centro de uma área circular em carga;

r_y - factor de compressibilidade de Bowles para fundações superficiais;

R - raio;

R_f - parâmetro de rotura definidor do modelo hiperbólico;

R_M - razão do módulo de compressibilidade unidimensional e do dilatométro de Marchetti;

s - assentamento (considerado na vertical);

s_c - assentamento por consolidação unidimensional;

$s_c; s_q; s_\gamma$ - factores de correcção para atender à forma da sapata na expressão da capacidade de carga;

s_i - assentamento imediato;

s_{ref} - assentamento de referência para um dado escalão de carga tipo;

s_1, s_2 - parâmetros da direcção de plastificação (modelo de Lade);

S - secção;
- superfície;
- inclinação da lei de variação de η_2 com f_p (modelo de Lade);

S_0 - grau de saturação natural;

SBPT - ensaio com o pressiómetro autoperfurador;

SL - nível de tensão

SPT - Ensaio de penetração standard, com amostrador de Terzaghi;

t - tempo;

t_{50} - tempo de 50% de consolidação primária ou hidrodinâmica;

t_{100} - tempo de 100% de consolidação primária ou hidrodinâmica;

t_1, t_2 - parâmetros da direcção de plastificação (modelo de Lade);

T - ordenada na origem da lei de variação de η_2 com f_p (modelo de Lade);

u - pressão neutra;

u_p - factor correctivo da capacidade de carga para consideração do amolecimento deformacional pós-pico;

u_0 - pressão neutra em repouso;

v - peso das varas de extensão de um penetrómetro;

v_p - velocidade de propagação das ondas sísmicas primárias;

v_s - velocidade de propagação das ondas sísmicas de corte;

w - teor em água;

w_L - limite de liquidez;

w_P - limite de plasticidade;

w_0 - teor em água natural;

W - trabalho;

W_c - trabalho plástico colapsível;

W_p - trabalho plástico expansivo;

$W_{p,f}$ - valor do trabalho plástico expansivo correspondente à rotura;

$W_{p,Pico}$ - máximo valor do trabalho plástico expansivo (rotura do pico);

$W_{p,60\%}$ - valor do trabalho plástico expansivo para um valor de f_p igual a 60% da rotura;

W_{st} - largura da banda de corte;

x,y,z - coordenadas cartesianas;

X_d - grau de decomposição;

z - profundidade (em relação a superfície do terreno);

z_n - profundidade do nível freático em relação a superfície do terreno;

z_I - profundidade do centro de assentamento;

z_{ef} - profundidade correspondente ao módulo de deformabilidade pseudo-homogéneo;

α - ângulo entre a direcção da tensão principal e vertical (triaxial);
- ângulo de transformação da fase (ponto de mudança de trajectória de tensões não drenadas q / p');
- coeficiente de proporcionalidade entre q_c e N_{60};
- coeficiente reológico de Ménard (PMT);
- constante da variação linear de q_{end} com σ'_3 / p_0;
- deformação de Almansi;

α_e - ângulo de inclinação de envolvente curvilínea;

α^i - número do centro efectivo de assentamento do centro da área carregada;

α^o - número do centro efectivo de assentamento (para o assentamento do ponto afastado "r" do centro da placa);

β - índice de lixiviação;
- inclinação da variação linear de q_{end} com σ'_3 / p_0;

δ - deslocamento;
- derivação parcial;

- incremento infinitesimal;

Δ - incremento finito;

Δq - acréscimo de tensão de contacto na área carregada;

Δz_i - espessura de uma camada do solo (i);

ΔD - variação do diâmetro de uma amostra;

ΔL - variação de comprimento de uma amostra;

ΔR - variação do raio de uma amostra;

ΔV - variação de volume;

$\Delta \varepsilon_{ij}$ - incremento de deformação de uma camada do solo *i* para um incremento de carga à superfície *j*;

$\Delta \lambda_c$ - constante do endurecimento isotrópico;

$\Delta \lambda_p$ - parâmetro da lei de endurecimento expansivo;

ε - extensão;

ε_a - extensão axial;

ε_c - extensão circunferencial pressiométrica;

ε_r - extensão radial

ε_s - invariante da extensão distorcional;

ε_v - extensão vertical;

- extensão volumétrica;

$\varepsilon_1, \varepsilon_3$ - extensões principais máxima e mínima;

ϕ - ângulo de atrito;

ϕ_{ps} - ângulo de atrito interno em condições de deformação plana;

ϕ' - ângulo de atrito em termos de tensões efectivas;

ϕ'_r - ângulo de atrito residual;

ϕ'_p - ângulo de atrito do pico;

ϕ'_{ax} - ângulo de atrito interno (efectivo) em equilíbrio axissimétrico;

ϕ'_{cv} - ângulo de atrito a volume constante (estados críticos);

ϕ'_0 - ângulo de atrito secante correspondente à tensão normal efectiva de rotura de referência $\left(\tau'_{ff} = 2{,}72\, p_a\right)$;

γ - peso volúmico;

γ_d - peso volúmico seco;

γ_s - peso específico das partículas sólidas;

γ_w - peso volúmico da água;

γ_{sat} - peso volúmico saturado;

γ_0 - peso volúmico no estado natural;

η_1 - constante definidora da superfície de rotura no modelo de Lade;

η_2 - constante da lei de endurecimento para determinados valores de f_p e σ'_3 (direcção);

λ - índice de compressibilidade isotrópica virgem;

λ_d, λ_e - coeficientes de forma do pressiómetro (de desvio e esférico);

λ_{ss} - inclinação da linha de estados críticos ou estáveis;

μ - coeficiente de Lamé;

υ - coeficiente de Poisson;

υ_i - coeficiente de Poisson inicial, considerado no modelo hiperbólico;

υ_p - coeficiente de Poisson "plástico" (modelo de Lade);

υ_{el} - coeficiente de Poisson "elástico" (modelo de Lade);

θ - ângulo de rotação das tensões;

ρ - parâmetro colapsível do modelo de Lade;

σ - tensão;

σ_a - tensão axial;

σ_c - tensão de consolidação de amostras ensaiadas;

σ_f - tensão de rotura;

σ_h - tensão horizontal;

σ_m - tensão média ou octaédrica;

σ_r - tensão radial;

σ_v - tensão vertical;

σ_z - tensão ou acréscimo de tensão vertical;

σ_{cu} - tensão de compressão uniaxial;

σ_{max} - tensão de corte máxima $\left(\sigma_1 - \sigma_3\right)_{max}$;

σ_{oct} - tensão octaédrica ou média;

σ_0, σ_i - tensão inicial;

σ' - tensão efectiva;

σ'_p - tensão de pré-consolidação;

σ'_{ff} - tensão normal efectiva num plano de rotura;

σ'_{v0} - tensão vertical de repouso;

Σ - somatório;

τ - tensão tangencial ou distorcional;

τ_f - tensão tangencial de rotura;

τ_{ff} - tensão de corte num plano de rotura;

ψ - ângulo de dilatância;

ψ_e - parâmetro de estado;

ξ_q, ξ_γ, ξ_c - factores de compressibilidade da expressão clássica de capacidade de carga;

Considerações iniciais

Os maciços terrosos que resultam de processos de meteorização das rochas e ocupam o próprio local de jazida destas, são designados por solos residuais. Não estão pois associados a processos de erosão e transporte de grãos e resultam em tipologias físicas e mecânicas distintas consoante o grau de alteração a que se reduziu a rocha que os originou (rocha-mãe).

Os solos residuais são mais frequentes e envolvem horizontes mais vastos e profundos em regiões caracterizadas por elevadas temperaturas e pluviosidade. Enquanto as altas temperaturas criam ambientes mais favoráveis às reacções químicas envolvidas na alteração das rochas, a abundância de água, particularmente em percolação subsuperficial, facilita os processos de lixiviação dos minerais que se vão desenvolvendo criando novas matrizes texturais e estruturais.

Como consequência daqueles factores potenciadores da meteorização dos maciços rochosos, verifica-se que os solos residuais dominam muito vastas zonas em regiões de clima tropical ou subtropical, onde também a abundante vegetação defende os maciços da erosão, sendo praticamente inexistentes em regiões de clima frio e seco. Nas regiões temperadas, estes maciços podem também ter significativa importância, incidindo particularmente em zonas de maior pluviosidade.

No nosso país, de clima temperado, os maciços de solos residuais encontram-se predominantemente na região Norte litoral caracterizada por uma elevada pluviosidade com temperaturas moderadas e gradientes baixos que, processando alterações dos maciços geologicamente dominantes (graníticos na faixa mais ocidental e xisto-grauváquicos em manchas mais interiores), originam horizontes destes solos de espessura que pode atingir a vintena de metros em algumas zonas, sendo mais frequentes possanças de 5 a 10m.

Os conhecimentos teóricos e práticos sobre o comportamento geotécnico dos solos residuais revelam ainda actualmente importantes limitações, particularmente se se tomarem por referência os maciços de solos sedimentares. A esta situação não é estranho o facto de os maciços residuais se situarem geralmente em áreas de menor desenvolvimento económico. É, no entanto, indispensável reconhecer que nas últimas décadas se alcançaram progressos muito relevantes neste domínio sob o impulso pioneiro de algumas equipas sediadas em regiões tropicais ou sub-tropicais, como o Brasil, Hong-Kong, África do Sul e Singapura.

Em 1969, durante a Sessão Especial de Propriedades de Engenharia de Solos Lateríticos levada a efeito na 7ª Conferência Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, foram lançadas as bases para o início de uma sistematização da caracterização e classificação destes materiais, resultando um aumento substancial de trabalhos publicados. Foram criados, no âmbito da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, comités sobre esta temática da caracterização de solos residuais . Da actividade do primeiro (1982-1985) resultaram as duas seguintes referências emblemáticas:

- *"Pecularíarities of Geotechnical Behaviours of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils" - Progress Report (1982-1985) - Sociedade Brasileira de Mecânica dos Solos;*
- *"Sampling and Testing of Residual Soils. A Review of International Practice" - Ed. Brand e Phillipson, Southeast Asian Geotechnical Society (1985).*

Seguiu-se o período de 1985-1989 em que o novo comité lançou as bases de preparação da Segunda Conferência Internacional em Geomecânica de Solos Tropicais, na qual se publicaram alguns trabalhos de grande interesse.

O autor deste trabalho vem desenvolvendo, desde a sua dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil sobre a problemática de caracterização geotécnica de um solo saprolítico, actividade consonante com esta temática. As razões pela opção realizada prendem-se sobretudo com a carência de informação sistematizada sobre o comportamento mecânico dos solos residuais do granito, em geral conhecidos por "saibros", não obstante a grande área do nossa região que cobrem e das grandes implicações socio-económicas das obras neles construídas. Da insuficiente caracterização têm resultado numerosos acidentes e comportamentos deficientes com enormes prejuízos materiais e até humanos.

Das obras de Engenharia Civil cujos custos, prazos de execução, concepção, processos de construção e comportamento são drasticamente afectados pelos solos em questão, uma vertente merece atenção especial e foi objecto do trabalho da presente dissertação: o estudo do

comportamento de fundações directas sobre uma tipologia característica dos horizontes predominantes na região do Porto, ou seja, sobre um saprólito ou solo residual jovem.

Como detalhadamente se descreverá no decurso da presente tese, foi seleccionada uma mancha saprolítica típica onde se viria a realizar um volume substancial de ensaios *in situ,* de laboratório sobre amostras recolhidas no local e, muito particularmente, um ensaio de carga, cuidadosamente instrumentado, sobre uma sapata em verdadeira grandeza. O trabalho procurou estabelecer novos conceitos correlacionais entre parâmetros geotécnicos, testar modelos de cálculo simplificados e mais complexos, envolvendo ainda o recurso ao método dos elementos finitos com leis constitutivas elásticas lineares e não lineares e elasto-plásticas.

É, assim, objectivo deste trabalho não só o melhor conhecimento das características de deformabilidade e de resistência dos solos residuais sob determinadas condições de jazida, mas, sobretudo, o estabelecimento de critérios adaptados ao dimensionamento de fundações superficiais sobre maciços saprolíticos.

Não existe, contudo e ainda, uma ferramenta teórico-prática alternativa às formulações da Mecânica dos Solos clássica para tratamento dos problemas envolvidos em obras de fundações superficiais em solos residuais. Para que tal acontecesse, seria necessário que essa ferramenta considerasse independentemente uma bem fundamentada teorização do comportamento tensão-deformação e os métodos de análise de elementos de fundação.

Uma via para obter critérios fiáveis de dimensionamento consiste na identificação das semelhanças e diferenças em relação a determinados solos sedimentares (particularmente solos arenosos de distintas compacidades e histórias de tensões) cujo comportamento, conhecido da experiência acumulada desde os primórdios da engenharia geotécnica, se encontra teorizado ou sistematizado em formulações teóricas ou semi-empíricas muito úteis no dimensionamento destas obras.

Assim, o confronto destas formulações com as deduzidas da observação do comportamento de obras sobre solos residuais constitui uma via profícua para se estabelecer novas tendências correlacionais interparamétricas específicas para estes solos. Este trabalho estende-se à dedução de critérios adequados para adaptação daquelas leis ao comportamento de fundações, em condições de serviço ou últimas de resistência.

Capítulo 1

OS SOLOS RESIDUAIS

1.1 - CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS SOLOS RESIDUAIS

Em geral, distinguem-se os seguintes dois tipos de solos residuais:

(i) solo residual jovem ou saprólito, material que física e mecanicamente se pode classificar como solo mas que, no perfil de alteração, preserva a estrutura e fábrica original da rocha-mãe;
(ii) solo residual maduro ou laterite, em que aos processos de enfraquecimento causados pela meteorização se seguiram litificações e precipitações químicas secundárias com geração de novas ligações interparticulares, tendo-se perdido completamente a estrutura e a fábrica da rocha originária.

Em climas temperados, como o do Norte de Portugal, existem quase exclusivamente solos do primeiro tipo, enquanto os do segundo tipo só têm desenvolvimento significativo em zonas subtropicais e tropicais. Naturalmente que o presente trabalho se dedica aos solos do primeiro dos dois tipos indicados.

Nos solos residuais "*parâmetros como os índices de plasticidade e consistência, a compacidade relativa, o teor de argila, etc., largamente informativos acerca da deformabilidade e da resistência dos solos sedimentares, são-no muito menos, ou mesmo nada, para os solos residuais*" (Matos Fernandes, 1994).

Esta inadaptabilidade aos solos residuais de muitos dos critérios usuais da Mecânica dos Solos (sedimentares) decorre desde logo da dificuldade em determinar uma distribuição granular significativa, devido à grande variabilidade das dimensões das partículas, do índice

de vazios e de produtos da decomposição (mesmo numa mesma amostra) bem como da omnipresença de ligações interparticulares (cimentação, ainda que fraca) e da microfábrica, retidas da rocha-mãe, no caso dos saprólitos, ou desenvolvidas no processo de meteorização secundária, no caso das laterites (Irfan, 1988; Costa-Filho *et al.*, 1989).

Se a identificação químico-minerológica e física é importante, particularmente quando acompanhada de índices adaptados às características da micro e macrofábrica destes solos, é o comportamento tensão-deformação que clama por novos critérios e metodologias de caracterização distintas das dos solos sedimentares. Nesta linha, Vaughan (1985) usou uma aproximação alternativa às comuns para solos sedimentares, sugerindo que as características dos solos residuais têm correspondência com as de materiais levemente cimentados, sendo as propriedades mecânicas função da resistência das pontes de cimentação ("bonding bridges") e da compacidade resultante do processo de alteração.

Numa abordagem genérica das características dos maciços de solos residuais não pode deixar de ser salientada como muito importante e condicionante, a questão da complexa variabilidade dos graus de alteração e consequente heterogeneidade (química, física e mecânica) das propriedades destes maciços, tanto em profundidade como em planta (Irfan *et al.*, 1988).

A variabilidade da fábrica está presente no maciço (muitas vezes de forma algo complexa) mas também nas próprias amostras que são recolhidas para ensaios de caracterização em laboratório (Garga, 1988).

A primeira, designada macrofábrica, está associada a estratificações, folheamentos, fissurações, vazios e singularidades de grande escala (geológicas e hidrogeológicas). Exige, por isso, uma boa campanha de prospecção para que se possa definir zonas tipificadoras, as muito frequentes máscaras de material mais intensamente meteorizado (por exemplo, manchas de caulinização mais intensa) ou, pelo contrário, blocos de material mais preservado (pedras de muito maior resistência e que podem atingir pontualmente grandes dimensões). Partindo de uma boa campanha, as decisões de projecto devem ter em consideração essa variação paramétrica tentando adaptar as decisões construtivas, e consequentemente as soluções de projecto, a esta variabilidade de elevada escala.

A segunda, denominada microfábrica, tem a ver com o arranjo espacial e a distribuição das partículas, com o tipo de ligações que as mesmas apresentam (pontes de cimentação, interpenetração, etc.) e com a distribuição e a grandeza dos vazios que as rodeiam. Sendo consequência da natureza da rocha-mãe, da génese e do grau de cimentação resultante dos processos de alteração, está longe de ser uniforme mesmo em amostras recolhidas de uma aparente mancha macrohomogénea.

Em síntese, o estado actual dos conhecimentos sobre os maciços de solos residuais, quer no que respeita às metodologias de condução dos estudos de caracterização, quer no tocante às suas propriedades, pode simplificadamente resumir-se nos seguintes pontos:

(i) maciços muito heterogéneos, com profundidade de alteração extremamente variável de ponto para ponto;
(ii) solos de granulometria extensa, podendo geralmente classificar-se como areias siltosas ou siltes arenosos e contendo uma certa quantidade de argila, ora pequena ora significativa;
(iii) existência de ligações interparticulares herdadas da rocha-mãe, ligações essas que se degradam rapidamente com a libertação das tensões, a exposição aos agentes atmosféricos e a variação do teor em água;
(iv) estado de tensão inicial difícil de conhecer, inclinando-se alguns investigadores para o considerar elevado como herança também da rocha-mãe, enquanto outros alvitram o contrário, aproximando-o do dos solos sedimentares normalmente consolidados;
(v) comportamento em termos de deformabilidade mal conhecido, em que a fluência do esqueleto sólido pode ter algum relevo;
(vi) comportamento quando compactado mal conhecido e, muito particularmente, experimentando significativas variações das propriedades devido ao transporte entre a mancha de empréstimo e o local da obra;
(vii) dificuldades significativas em obter boas amostras indeformadas para ensaios em laboratório caracterizadoras do respectivo comportamento mecânico;
(viii) correlações mal definidas entre os resultados dos ensaios *in situ* e as características de resistência e de deformabilidade.

1.2 - EXIGÊNCIAS ESPECÍFICAS DA CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS RESIDUAIS

Como já se salientou, a identificação e a caracterização de solos residuais exige outros critérios para além dos que integram as classificações clássicas da Mecânica dos Solos. Classificá-los como solos argilosos, siltosos ou arenosos ou ainda com solos moles, rijos ou rochas brandas, não integra factores indiciadores do seu comportamento mecânico expectável, como sejam a macro ou microfábrica. Uma classificação mais envolvente terá que incluir a descrição do perfil de alteração e aspectos químicos, mineralógicos e físicos dos materiais presentes, procurando ainda dar indicações preliminares quanto à sua

"resistência-consistência". O recurso a diversos parâmetros que sejam relevantes para estes materiais deve ser um passo indispensável para melhor os descrever.

Parâmetros como os que resultam de ensaios sobre o solo desestruturado, como são os limites de consistência ou a composição granulométrica, não identificam, como acontece nos solos transportados, as tendências comportamentais desses materiais (Vaughan *et al.*, 1988). Na normalização corrente há uma excessiva concentração nos ensaios de identificação (granulometria e limites), os quais nos solos residuais não são determinantes para um bom conhecimento do comportamento mecânico, em particular pela excepcional sensibilidade ao tratamento das amostras dos mesmos. A remoldagem e a preparação da massa analisada são altamente condicionantes e põem em causa a sua caracterização em laboratório.

De facto, pode-se obter caracterizações erradas com base nestes ensaios, mais adaptados à definição dos comportamentos de materiais sedimentares ou remoldados, mas claramente incapazes de integrar factores como a estrutura e a fábrica das partículas (orientação, macro e microestruturais), próprios dos maciços residuais.

Como corolário ao trabalho realizado pelo Comité da Sociedade de Geologia do Reino Unido, Cook e Newill (1988) apresentam um sistema de descrição e classificação destes solos com base nos processos pedogénicos de alteração. A decomposição da rocha conduz a que as propriedades físicas, químicas e mineralógicas sejam interligadas com a textura, a fábrica e a posição *in situ* e devem fazer parte integrante do sistema de descrição.

De uma forma mais geral, qualquer descrição deve enquadrar os materiais nas características do maciço em análise. Assim, factores como a localização (em particular a inclinação das vertentes), a geologia (tipo de rocha, história tectónica), o clima actual e passado (intensidade das chuvas, temperatura e respectivos gradientes, humidade), a hidrologia (níveis freáticos, variações sazonais dos mesmos, correntes superficiais, subsuperficiais e profundas) e a vegetação, são importantes para o enquadramento dos materiais.

Em relação às características destes solos, Novais Ferreira (1985) aponta quatro vertentes para classificação: características morfológicas, características mineralógicas, ensaios de identificação física e propriedades de engenharia.

Dentro daquelas vertentes podem integrar-se os seguintes parâmetros de reconhecimento expedito:

(i) **estado higrométrico**: seco, húmido, saturado, ou outras descrições mais completas (teor em água natural e grau de saturação e sua variação sazonal);

(ii) **côr**: esta propriedade é indicativa da composição químico-mineralógica do solo e a sua variação (descoloração) um reflexo de diferentes estados de alteração (uso de ábacos de cores);

(iii) **resistência-consistência**: sem entrar numa minuciosa caracterização mecânica, pode-se recorrer a terminologias simples como *solo superficial fino, rocha alterada, fortemente caulinizada ou mais arenizada* (em rochas plutónicas e, em particular, nos granitos); devem ser usadas metodologias de avaliação simples como a resistência à pancada do martelo do geólogo, destorroamento entre os dedos, desagregação em "slake" ou a própria resistência à compressão simples;

(iv) **fábrica**: o arranjo macroestrutural das partículas e vazios - origem, volume de vazios, orientação e distribuição particular, fissuração, etc.;

(v) **textura**: dimensão e forma das partículas;

(vi) **pesos volúmicos**: do material indeformado e remoldado (remexido e recompactado com determinadas energias padrão);

(vii) **comportamento mecano-hidráulico aparente**: avaliação preliminar da plasticidade, da deformabilidade, da resistência, da permeabilidade, etc.; ensaios de campo expeditos como os ensaios de expansibilidade, de retracção, de colapso por saturação, plasticidade, martelo de Schmidt, penetrómetro manual, permeámetros expeditos, etc.;

(viii) **mineralogia**: estimativa mineralógica, em particular, avaliação da presença de minerais criados em consequência da alteração; a razão entre minerais primários e secundários da rocha-mãe e do material resultante é um índice de grande interesse.

Naturalmente que esta descrição do material deverá ser envolvida pelo levantamento das características geomorfológicas do maciço.

Na investigação das características de maciços deste tipo deve-se desenvolver um plano de trabalhos que é função de factores tão diversificados como o tipo de projecto, a localização, o clima e as disponibilidades humanas e financeiras. No artigo em que se basearam estas considerações gerais, Cook e Newill (1988) apresentam um quadro (ver Quadro 1.1) que inclui os procedimentos aconselháveis, sistematizando as várias metodologias e a sua adaptabilidade aos materiais residuais.

Quadro 1.1 - Procedimentos para descrição de solos residuais, Cook e Newill (1988).

Procedimento	Material primário - rocha-mãe	Material secundário - residual
Sondagens	Identificação da estratificação e das singularidades. Equipamento robusto e que preserve a estrutura.	Técnicas que assegurem a integridade da amostragem (técnicas de rotação).
Amostragem (Poços ...)	Identificação da fábrica e da estrutura. Difícil em condições de capeamento resistente.	Ideais para amostragem indeformada (blocos); limitadas em profundidade.
Penetrómetros	Muito limitados neste ambiente.	Dão informação preliminar sobre a estratigrafia.
Geofísica	Definição da estratificação mas limitada pelas heterogeneidades.	Particularmente eficiente na definição do horizonte "rochoso" mas dúbia na definição dos graus de alteração.
Ensaios *in situ*	Devem ser robustos (ex: SPT).	Essenciais. Devem ser o menos destrutivos possível.
Mapeamento	A definição da geomorfologia é essencial para enquadrar áreas de meteorização.	Limitado à forma geral da superfície.
Reconhecimento do material	Indicações sobre resistência, granulometria, fábrica e variação do material.	Indicações sobre a mineralogia, fábrica, plasticidade, resistência.
Descrição remota	Identificação de zonas particulares (singularidades geológicas, linhas de água)	Detecta tipos de solos, condições de saturação.

1.3 - CLASSIFICAÇÕES DOS HORIZONTES DE ALTERAÇÃO

Tendo sido reconhecido que a caracterização dos solos residuais carece de uma descrição pormenorizada dos respectivos perfis de alteração, a partir da década de 50 surgiu uma série de propostas de classificação dos graus de alteração.

Uma das classificações mais referenciadas é proposta por Little (1969), a qual se baseia nos seguintes critérios (ver Quadro 1.2):

(i) razão solo/rocha;
(ii) intensidade de descoloração;
(iii) preservação da estrutura da rocha original.

Quadro 1.2 - Classificação dos graus de alteração proposta por Little (1969).

GRAU	DESIGNAÇÃO	RECONHECIMENTO DO CAMPO	PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS
VI	Solos	A textura da rocha não é reconhecível, as zonas mais superficiais contêm húmus e raízes de plantas.	Não é utilizável em fundações importantes. Instável em taludes quando a cobertura é destruída.
V	Rocha completamente alterada	A rocha está completamente decomposta pela alteração *in situ*, mas a textura original é ainda visível. Quando a rocha-mãe é o granito, os feldspatos originais estão completamente alterados em minerais de argila, não sendo recuperada como testemunhos de sondagem em furos por rotação normal.	Pode ser escavada à mão ou por "ripper" sem a utilização de explosivos. Não pode ser utilizada como fundação de barragens de betão ou em grandes estruturas. É possível empregar-se como fundação de barragens de aterro e como aterro. É instável em cortes muito altos e abruptos. Requer protecção contra a erosão.
IV	Rocha muito alterada	A rocha está tão enfraquecida pela alteração que mesmo grandes fragmentos são facilmente partidos ou esmigalhados à mão. Por vezes é recuperada como testemunho de sondagem em furos à rotação executados cuidadosamente. Apresenta coloração devida à limonite. Contém menos de 50% de rocha.	Semelhante ao grau V. É impossível ser utilizada como fundação de barragens de betão. A presença errática de núcleos menos alterados impossibilita a sua utilização como fundação de grandes estruturas.
III	Rocha moderadamente alterada	Alteração considerável em toda a rocha. Possui alguma resistência, grandes fragmentos (testemunhos com diâmetro NX) não são partidos à mão. Muitas vezes apresentam coloração devida à limonite. A percentagem de rocha está compreendida entre 50 e 90%.	É escavada com grande dificuldade sem a utilização de explosivos. Na maior parte das vezes pode desfazer-se sob um impulso de um "bulldozer". Pode ser utilizada como fundação de pequenas estruturas de betão e como fundações de barragens de enrocamento. A estabilidade em cortes depende das características estruturais, especialmente da orientação das diaclases.
II	Rocha pouco alterada	Distintamente alterada na maior parte da rocha e com alguma coloração devida à limonite. Nos granitos há alguma decomposição dos feldspatos. A resistência aproxima-se da rocha sã. Mais de 90% do material é rocha.	Necessita da utilização de explosivos na escavação. Utiliza-se como fundação de barragens de betão. Muito permeável ao longo de diaclases abertas. É frequentemente mais permeável que as zonas acima ou abaixo. A sua utilização como inerte do betão é questionável.
I	Rocha sã	A rocha sã pode apresentar alguma coloração devida à limonite em diaclases imediatamente abaixo da rocha alterada.	A coloração indica percolação da água ao longo das diaclases. Alguns fragmentos podem-se soltar em explosões ou por alívio de tensões, sendo necessária ocasionalmente a utilização de suporte em túneis e poços.

Por outro lado, nos Quadros 1.3a e b apresenta-se a classificação proposta por Amon (1970) que distingue as características de diagnóstico a usar nos casos em que a classificação é baseada em tarolos de sondagem ou na observação directa do maciço.

Dearman (1974) apresentou uma classificação semelhante à de Little (Quadro 1.2). Complementarmente, aquele autor refere que, em situações complexas em que a observação do maciço é reduzida e onde não se consegue avaliar o carácter e a distribuição das descontinuidades, se deve optar apenas pela descrição dos graus de alteração da matriz, para os quais propõe a classificação indicada no Quadro 1.4.

Quadro 1.3 - Classificação dos graus de alteração proposta por Amon (1970).

a) Tarolos de sondagem

<table>
<tr><th rowspan="2">GRAU</th><th rowspan="2">DESIGNAÇÃO</th><th colspan="6">CARACTERÍSTICAS DE DIAGNÓSTICO</th></tr>
<tr><th colspan="3">ROCHA</th><th colspan="3">MACIÇO</th></tr>
<tr><td>IA</td><td>Rocha sã</td><td rowspan="2">Não é visível qualquer sinal de alteração</td><td rowspan="6">Não é friável</td><td rowspan="9">Textura preservada</td><td>Não é visível qualquer sinal de alteração</td><td rowspan="8"></td><td rowspan="9">Estrutura preservada</td></tr>
<tr><td>IB</td><td>Rocha levemente alterada</td><td>Alteração limitada às superfícies das maiores descontinuidades</td></tr>
<tr><td>II</td><td>Rocha pouco alterada</td><td>Pouco alterada</td><td>Alteração junto das superfícies de descontinuidade abertas</td></tr>
<tr><td>III</td><td>Rocha moderadamente alterada</td><td rowspan="4">Alterada</td><td rowspan="4">Alterações por todo o maciço</td></tr>
<tr><td>IV</td><td>Rocha muito alterada</td><td>Parcialmente friável</td></tr>
<tr><td>V</td><td>Rocha completamente alterada</td><td rowspan="2">Friável</td><td rowspan="2">Completamente decomposto</td></tr>
<tr><td>VI</td><td>Solo residual</td><td>Textura destruída</td><td>Estrutura destruída</td></tr>
</table>

b) Observação directa do maciço

<table>
<tr><th rowspan="2">GRAU</th><th rowspan="2">DESIGNA.</th><th colspan="8">CARACTERÍSTICAS DIAGNÓSTICAS</th></tr>
<tr><th colspan="4">ROCHA</th><th colspan="4">MACIÇO</th></tr>
<tr><td>I</td><td>Rocha sã</td><td>Não há descolorações</td><td>Não há perda de resistência</td><td rowspan="3"></td><td rowspan="3">Rocha</td><td></td><td>Não há descoloração</td><td rowspan="3"></td><td rowspan="3"></td></tr>
<tr><td>II</td><td>Rocha levemente alterada</td><td rowspan="5">Há descoloração</td><td>Não se nota perda de resistência relativamente à rocha sã</td><td rowspan="4">As descontinuidades podem estar abertas e as superfícies descoloridas</td><td>Descoloração nas faces internas das descontinuidades</td></tr>
<tr><td>III</td><td>Rocha moderadamente alterada</td><td>Visivelmente menos resistente que a rocha sã</td><td rowspan="4"></td><td>A descoloração começa a penetrar na rocha</td></tr>
<tr><td>IV</td><td>Rocha muito alterada</td><td rowspan="3">A textura da rocha junto às descontinuidades pode estar alterada</td><td rowspan="2"></td><td rowspan="3"></td><td>A alteração penetra profundamente</td><td>Núcleos resistentes ainda estão presentes</td></tr>
<tr><td>V</td><td>Rocha completamente alterada</td><td rowspan="2">Solo</td><td rowspan="2"></td><td>Pequenos núcleos resistentes ocasionais</td></tr>
<tr><td>VI</td><td>Solo residual</td><td>A textura está completamente destruída</td><td></td><td></td></tr>
</table>

Quadro 1.4 - Descrição da intensidade de alteração da matriz rochosa (Dearman, 1974).

DESIGNAÇÃO	DESCRIÇÃO
Rocha sã	O material rochoso não apresenta qualquer sinal de alteração
Rocha apresenta descoloração	A cor da rocha sã original variou e há evidências de alteração. O grau de variação da cor a partir da rocha sã deve ser indicado. Se a variação de cor está confinada a um determinado mineral constituinte, esse mineral deve ser mencionado
Rocha desintegrada	A rocha está transformada num solo no qual a textura original está ainda intacta. A rocha é friável, mas os grãos minerais não estão decompostos.
Rocha decomposta	A rocha está transformada num solo no qual a textura está ainda intacta. Os grãos minerais estão total ou parcialmente decompostos.

Por fim, é de referir (ver Quadro 1.5) a classificação preconizada pela ISRM (International Society of Rock Mechanics) e pela IAEG (International Association of Engineering Geology).

Quadro 1.5 - Classificação dos graus de alteração proposta por ISRM (1980) e IAEG (1981).

GRAU	TERMO	DESCRIÇÃO
W_I	Fresco	Não ocorrem sinais visíveis de meteorização. Apenas uma leve descoloração ao longo das maiores superfícies de descontinuidades.
W_{II}	Levemente alterado	A descoloração do maciço indica meteorização ao longo das descontinuidades e também da rocha.
W_{III}	Medianamente alterado	Menos do que 35% da rocha encontra-se decomposta ou desintegrada para um solo. Material fresco está ainda presente no maciço.
W_{IV}	Muito alterado	Mais do que 35% da rocha encontra-se desintegrada ou decomposta para um solo. Rocha fresca ou descolorada está ainda presente no maciço.
W_V	Decomposto	Todo o material rocha está decomposto ou desintegrado para um solo. A estrutura da rocha original encontra-se bem preservada.
W_{VI}	Solo residual	Todo o material foi convertido para um solo. A estrutura do maciço e o fabrico do material foi destruído. Ocorre uma grande variação de volume, mas o solo apenas poderá ter sofrido um pequeno transporte.

As classificações apresentadas assentam essencialmente em critérios de natureza qualitativa (intensidade de descoloração, preservação da estrutura, etc.). Hencher e Martin (1982) salientam que a definição de perfis de alteração com base neste tipo de classificações pode não constituir um indicador suficientemente preciso das propriedades geotécnicas que importam ao projecto e à construção das obras. Assim, há todo o interesse em estabelecer perfis de alteração com base na variação das propriedades geotécnicas e de alguns índices quantitativos (químicos, mineralógicos ou físicos).

Neste sentido, é útil referir a proposta de Teixeira Duarte (1985) baseada na velocidade das ondas sísmicas longitudinais e aplicáveis a maciços graníticos meteorizados:

1 - horizonte superficial formado por granitos caulinizados e arenizados transformados em saibros (V_p entre 250 e 600m/s);
2 - horizonte constituído por granitos arenizados compactos, englobando por vezes núcleos resistentes menos alterados (V_p entre 600 e 1250m/s);
3 - granitos muito alterados, por vezes com veios arenizados (V_p entre 1400 e 2000m/s);

4 - granitos medianamente alterados a alterados (V_p entre 2000 e 2500m/s);
5 - granitos sãos ou com ligeira alteração ao longo das diaclases principais ($V_p > 2500$m/s).

Hencher e Martin (1982) e Martin e Hencher (1986) propõem que nas classificações se use as seguintes propriedades e resultados de ensaios de campo:

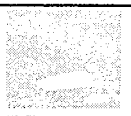
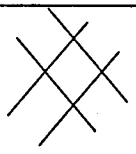
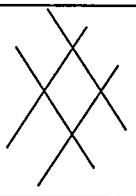
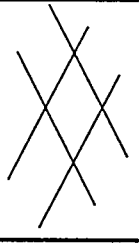
(i) côr (análise visual);
(ii) tamanho dos grãos e textura (análise granulométrica e visual);
(iii) microfracturação (análise visual);
(iv) desagregação (ensaios empíricos - manual - ou normalizados - "slake");
(v) quantificação dos feldspatos (análise mineralógica);
(vi) resistência (ensaios de campo com penetrómetros manuais, dinâmicos e estáticos, pressiómetros, etc., ou mais simples com o martelo de Schmidt);
(vii) graus de decomposição (análise química - índices químicos);
(viii) infiltração (níveis de Al_2O_3 e H_2O).

Nos Quadros 1.6 e 1.7 apresentam-se os esquemas de classificação em graus de alteração da matriz (pequena escala) e em zonas de alteração de maciços (grande escala), respectivamente.

Quadro 1.6 - Classificação dos graus de alteração da matriz rochosa (Martin e Hencher, 1986).

GRAU	DESCRIÇÃO	CARACTERÍSTICAS TÍPICAS
VI	Solo residual	Mistura de solo com estrutura original da rocha mas com esta completamente destruída
V	Rocha completamente decomposta	Não há ressalto com o martelo de Schmidt; desagrega-se imediatamente em água (slake); o martelo de geólogo indenta facilmente dentro da superfície; rocha completamente decomposta mas com estrutura preservada.
IV	Rocha muito decomposta	Ressalto com o martelo de Schmidt = 0-25; não se desagrega facilmente (slake); o martelo de geólogo entra à superfície; o penetrómetro de mão dá um índice de > 250 kN/m^3; rocha enfraquecida: pedaços grandes desagregáveis à mão; grãos individuais arrancados à superfície.
III	Rocha moderadamente decomposta	Ressalto do Martelo de Schmidt = 25-45; muito alterada mas com pedaços de rocha maiores de 55mm de diâmetro que não desagregam à mão; o material rochoso não é friável.
II	Rocha pouco decomposta	Ressalto do Martelo de Schmidt > 45; mais do que 1 golpe com o martelo de geólogo para partir amostra; a resistência aproxima-se da rocha sã.
I	Rocha sã	Não há sinais visíveis de alteração; raramente encontrada à superfície (exposta).

Quadro 1.7 - Classificação do maciço rochoso (zonas) para fins de construção (Martin e Hencher, 1986).

SÍMBOLO DA ZONA E GRAFISMO		CARACTERÍSTICAS DA ZONA
6		• Solo resultante de alteração *in situ*: 100% (graus IV, V e VI); • Pode ou não ter perdido completamente a estrutura da rocha.
5		• Solo com blocos: menos de 30% de rocha (graus I, II e III); • Corte pode ainda ser controlado pela matriz;(*) • O conteúdo em rocha já é significativo para investigação e construção.
4		• Rocha de fraca qualidade: 30-50% de rocha (graus I, II e III); • O comportamento ao corte da massa é afectado pela presença de blocos.
3		• Massa rochosa de qualidade moderada: 50-90% de rocha (graus I, II e III); • Forte alteração ao longo das descontinuidades; • Estrutura fechada.
2		• Rocha de boa qualidade: mais de 90% de rocha (graus I, II e III); • Alteração ao longo das descontinuidades; • Resistência menor pela alteração das descontinuidades, maior homogeneidade e permeabilidade.
1		• Rocha de excelente qualidade: 100% de rocha (graus I e II); • Não há sinais visíveis de alteração à parte de pequenas descolorações nas descontinuidades; • Superfície das descontinuidades fortemente entrosadas ("interlocking"); • Resistência controlada pelas descontinuidades (grau e orientação).

(*) Notas: 30% de blocos é considerado o limite abaixo do qual os blocos não têm contributo para o acréscimo da resistência ao corte da matriz; há, no entanto, alguns condicionalismos nos métodos usados de prospecção (cone penetrómetros ou "shell e auger"); alguma dificuldade na definição do "bedrock", na interface das zona 5 e 4, em especial em estacas cravadas.

1.4 - ASPECTOS SOBRE O ESTADO DOS SOLOS RESIDUAIS

1.4.1 - Microfábrica de solos residuais ou alterados de granito. Grau de decomposição, índice de vazios, metaestabilidade e ábacos de caracterização

O exame petrográfico de amostras de solos residuais revela uma muito grande variabilidade de microfábrica, resultante da fábrica da rocha-mãe e do processo de alteração ou meteorização.

A microfábrica resultante da decomposição dos feldspatos varia de densa (muito fortes imbricamentos interparticulares) a estruturas floculadas de elevados vazios (estruturas em "favo"). A evolução química destes elementos é analisada adiante e é pormenorizada no trabalho de Irfan (1988).

O processo de meteorização resulta, numa primeira fase, numa fábrica muito porosa (referida como floculada ou tipo "favo") em consequência da decomposição dos feldspatos alcalinos com elevada dispersão de micro e macrofissuras. A grande maioria das fronteiras entre grãos está aberta, à excepção dos contactos entre partículas de quartzo.

O prosseguimento deste processo de lixiviação com aumento do índice de vazios, é gradual e gera os solos denominados como saprólitos (ou residuais jovens).

Desde o momento em que o equilíbrio entre o peso das massas sobrejacentes (em processo contínuo de decomposição) e a resistência dos contactos interparticulares se perde, desenvolve-se colapso através das estruturas instáveis de feldspato, resultando num agregado particular subangular (ver considerações sobre a mineralogia em 3.4) com associação crescente de uma matriz argilosa e de compacidade crescente (laterites ou solos residuais maduros).

Collins (1985) introduziu um ábaco de caracterização microestrutural, onde se denota que há uma razoável gama de fábricas (tipo de matriz) para um dado valor do índice de vazios natural, dependendo do grau de alteração ou decomposição.

O ábaco de Collins (1985) é um desenvolvimento dos trabalhos anteriores de Lumb (1962) e Baynes e Dearman (1978) e reproduz-se na Figura 1.1.

O grau de decomposição considerado é definido por (Lumb, 1962):

$$X_d = \frac{N_q - N_{q0}}{1 - N_{q0}} \tag{1.1}$$

com

$$N_q = W_q / \left(W_f + W_{f0}\right) \tag{1.2}$$

$$N_{q0} = W_q / \left(W_q + W_{f0}\right) \tag{1.3}$$

sendo W_q o peso de quartzo presente ao longo do processo de alteração (considerado constante) e W_f e W_{f0} os pesos do feldspato no solo decomposto e na rocha-mãe,

respectivamente. Refira-se que o valor de N_{q0} (1.3) é correntemente considerado constante e igual a 1/3, em solos graníticos.

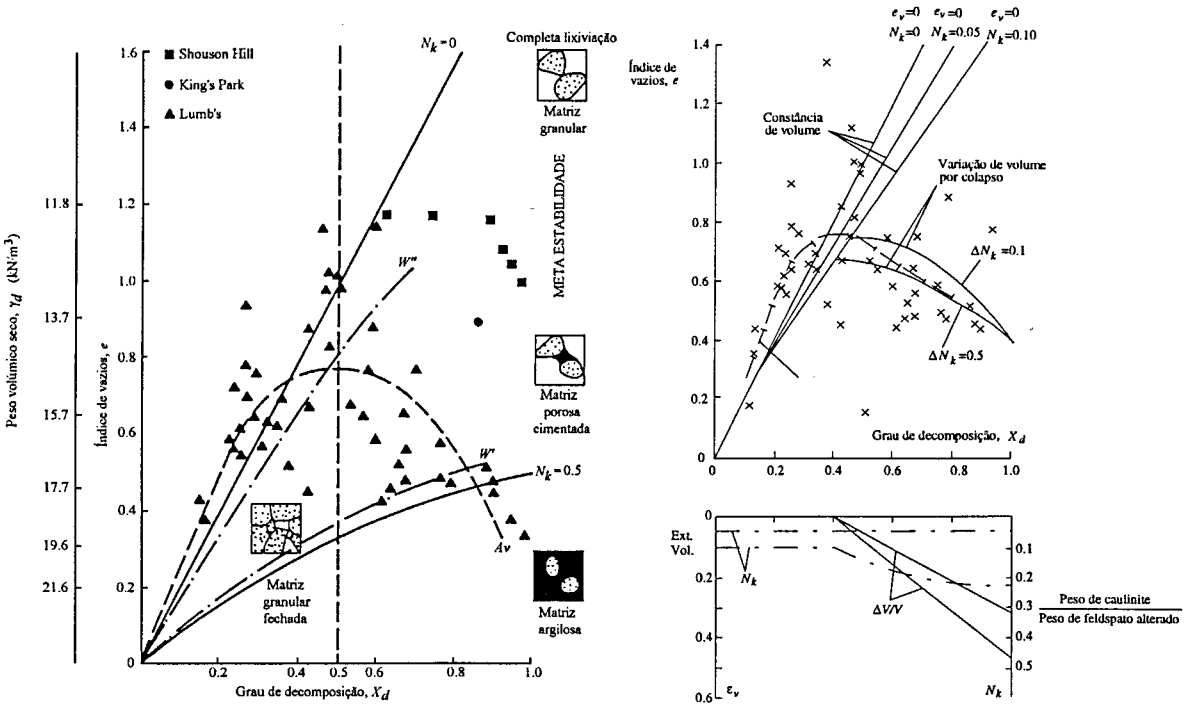


Figura 1.1 - Grau de alteração, índice de vazios e extensão volumétrica (contracção) na decomposição de granito (Vaughan e Kwan, 1984 e Collins, 1985).

Na Figura 1.1 representam-se duas linhas extremas de N_k (relação de pesos para a caulinite - semelhante a 1.2 e 1.3) e que traduzem duas evoluções limites, considerando a hipótese de não haver colapso. A linha curva que medianiza os valores observados clarifica muito razoavelmente o processo evolutivo.

Neste ábaco estão também definidas zonas típicas das matrizes ou microestruturas presentes nos materiais resultantes destes processos (Collins, 1985): matriz densa (granulometricamente interpenetrada), matriz granular solta não cimentada, matriz granular cimentada (floculada - saprólitos) e matriz fina-argilosa (laterites).

As observações experimentais implantadas no ábaco pelos autores referidos por Irfan (1988) revelam que os saprólitos analisados se situam, na sua grande maioria, na zona metaestável (Baynes e Dearman, 1978), sendo todos caracterizados por lixiviações elevadas, e denotando estruturas granulares abertas (soltas); alguns são meramente granulares (de cimentações interparticulares incipientes) e outros evidenciam tendências de pontes cimentícias interparticulares.

Estas tendências foram confirmadas por análises fotográficas e sugerem a adequação do par formado pelo índice físico (e) e pelo índice químico (X_d) para caracterizar o estado microestrutural destes solos.

1.4.2 - Nota sobre o estado de tensão inicial

Muito se tem arguido sobre este parâmetro em maciços residuais, apresentando-se tendências muito distintas na bibliografia. Conceptualmente, Vaughan e Kwan (1984) consideram que o processo de alteração, sendo resultante do enfraquecimento de ligações e podendo ser interpretado à luz da teoria da elasticidade isotrópica, poderá explicar valores baixos da tensão horizontal de repouso. Com a perda de rigidez neste processo, a influência das tensões iniciais da rocha-mãe torna-se negligenciável e assume valores exclusivamente resultantes da gravidade, na vertical, e regidas pela condição de extensão horizontal nula num meio elástico, na horizontal:

$$\sigma'_{h0} = \frac{\upsilon}{1-\upsilon} \cdot \sigma'_{v0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0} \tag{1.4}$$

sendo υ o coeficiente de Poisson. Ora se elasticamente o valor de υ é sempre igual ou inferior a 0,5, os valores esperados para K_0 serão sempre mais baixos que 0,5.

É interessante reproduzir a análise feita por Vaughan *et al.* (1988) das características indiciais destes maciços à luz da sua génese. A alteração por lixiviação das rochas resulta numa perda de peso volúmico da matriz e é acompanhada por alguma erosão superficial. Nesta última circunstância ter-se-ía uma situação típica de congelamento de tensões horizontais de materiais sobreconsolidados de depósitos com história prévia de tensões. A simultaneidade da alteração por dissolução e lixiviação induz, porém, uma alteração granulométrica e de porosidade que tende a diluir o efeito das tensões históricas (geralmente elevadas na rocha-mãe) e cria um novo equilíbrio no estado de tensão independente daquelas. Na Figura 1.2 reproduz-se um perfil esquemático de alteração deste tipo, função dos parâmetros descritos atrás (Vaughan *et al.*, 1988).

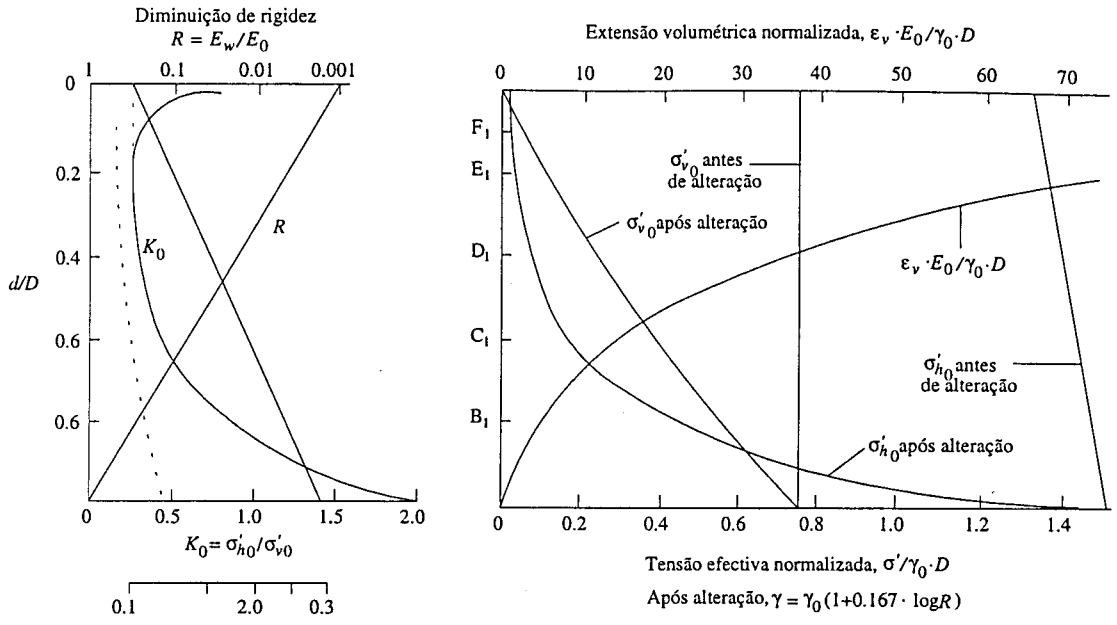


Figura 1.2 - Tensões e deformações num perfil em alteração. (Vaughan e Kwan, 1984).

1.5 - A ALTERAÇÃO DO GRANITO DO PORTO

1.5.1 - Factores de alteração e alterabilidade

As rochas graníticas do Norte e Centro de Portugal são rochas ácidas com uma percentagem de SiO_2 superior a 65%, com cores claras (cinzenta, branca, bege ou rosa). Os granitos mais frequentes no Porto são porém alcalinos, leucocratas e predominantemente moscovíticos (Begonha, 1989). O granito do Porto tem alguma albita (feldspato dominante), com pouca percentagem de plagioclase, alguma ortose e biotite rica em halos pleocróicos. Apresenta ainda alguns cristais de granada almandina e turmalina com inclusões de zircão, em auréolas pleocróicas.

A alteração destas rochas, vista na vertente superficial resultante da meteorização, resulta de transformações químicas e mineralógicas que no caso em análise são sobretudo reflectidas na caulinização dos feldspatos potássicos, na sericitização e na caulinização das plagioclases e, ainda, na cloritização da biotite. Os níveis diferentes desta meteorização são visíveis em perfis típicos destes materiais, grosso modo as zonas típicas anteriormente referenciadas.

Dos factores de alteração, o clima é tido como o principal, sendo a chuva, que fornece água para a hidrólise dos elementos e libertação dos constituintes solúveis dos minerais, e a temperatura, que influencia o ritmo das reacções químicas, as variáveis mais determinantes. Os climas tropicais húmidos e quentes facilitam em especial este processo de meteorização e subsequente lixiviação. Em climas temperados muito húmidos (a zona Noroeste de Portugal tem precipitações superiores a 1500mm) os processos de caulinização e sericitização são frequentes, podendo induzir grandes possanças de alteração, sendo a lixiviação pouco comum nos horizontes superficiais de alteração formados por caulinite, muito mais pobres em Al_2O_3 e Fe_2O_3 (de cor avermelhada) do que é usual nas regiões tropicais (laterites e bauxites). Condições de boa drenagem externa e interna nos perfis de alteração são factores de hidrólise e de hidratação.

A natureza da rocha-mãe é também factor de alteração com as rochas básicas mais alteráveis do que as ácidas. A presença de feldspatos alcalinos na rocha granítica do Porto de matriz ácida, propicia a alterabilidade.

A fracturação do maciço é também determinante na alterabilidade da rocha. Este factor foi estudado por Begonha (1989) que identificou o número, o espaçamento, a orientação e a continuidade das famílias de fracturas como os elementos mais importantes na alterabilidade intrínseca da rocha e do maciço.

A água é o agente que desenvolve a hidrólise, a hidratação e a solução que compõem o esquema de alteração. O dióxido de carbono parece ter um papel preponderante nesses processos e, em menor grau, o ozono, com dissolução de materiais solúveis (Vargas, 1971).

Note-se que não só a água pluvial mas também a água marinha (distinto pH), em especial nos processos de transgressão marinha no litoral (Neiva e Castro, 1950), exercem uma acção química importante na meteorização profunda dos granitos. No caso do Porto, após as regressões ficaram a descoberto grandes áreas de granito meteorizado que sofreram posteriormente a acção dos agentes erosivos. É de notar que há casos, como por exemplo o do jazigo de caulino da Senhora da Hora, onde, por se encontrarem em depressões, não ocorreu o transporte dos materiais alterados mais superficiais. Também aqui os filões pegmatíticos terão tido influência no acesso das águas.

Dos mecanismos de alteração são de referir os seguintes:

(i) processos químicos: hidrólise, hidratação, solução, carbonatação, oxidação-redução e complexação (Begonha, 1989);

(ii) processos físicos: fracturação por libertação de tensões, insolação, cavitação e abrasão, crescimento de cristais, ciclos de secagem e molhagem e expansão.

1.5.2 - Evolução química e mineralógica resultante da alteração

As transformações mineralógicas são consequência da evolução química dos compostos da massa em alteração. Para melhor correlacionar o estado de alteração com índices daquela natureza, importa fixar constituintes que se mantêm inalterados, por um lado, e os que variam, por outro. Um dos constituintes que se supõe estável (em valor absoluto) ao longo do processo de alteração é o Al_2O_3, dado que é percentualmente mais importante nos níveis mais alterados e é imperceptível nas águas superficiais (que arrastam constituintes remanescentes do processo de alteração).

No Quadro 1.8 (Begonha, 1989) comparam-se as composições químicas do granito de S. Gens e do granito profundamente alterado da Senhora da Hora, supostamente resultante daquela rocha mãe.

Verifica-se que no processo de alteração ocorreram:

- perdas pequenas de SiO_2, de Fe_2O_3 e de K_2O;
- grandes perdas de Na_2O, Ca O, Fe O e MgO;
- algum ganho de P_2O_5;
- um ganho substancial de água (H_2O) e em especial de água ionizada (H_2O^+).

Este último factor, H_2O^+, quantidade de água presente na estrutura interna dos minerais, é referenciado por alguns autores (Jayawardena, 1993) como indicador do nível de alteração das rochas e consequentemente pode constituir um índice possível de identificação.

Já acima se apresentou (1.4.1) um índice de decomposição (X_d - expressão (1.1)) de natureza química e que muitas vezes se usa para enquadramento microestrutural dos solos residuais.

Um outro parâmetro que costuma ser utilizado para quantificar o grau de alteração é o denominado índice de lixiviação, β, que assume valores inferiores ou iguais a 1 (sendo este último valor o que corresponde à rocha sã) e que se define do seguinte modo:

$$\beta = \frac{\eta \text{ do horizonte alterado}}{\eta \text{ da rocha sã}} \tag{1.5}$$

sendo:

$$\eta = \frac{K_2O + Na_2O}{Al_2O_3} \tag{1.6}$$

Quadro 1.8 - Composições químicas do granito de S. Gens e do granito profundamente alterado da Senhora da Hora (Begonha, 1989).

Elemento	Valores não corrigidos da composição química		Valores corrigidos da composição química		Composição química do granito II em termos absolutos supondo que a quantidade de Al_2O_3 é igual à do granito I	
	Nc(I) (%)	Nc(II) (%)	C(I) (%)	C(II) (%)	A(II) (%)	Var. da composição química absoluta I_w (%)
SiO_2	72,04	70,53	71,78	70,28	59,96	-16
TiO_2	0	0,20	0	0,20	0,17	----
Al_2O_3	15,57	18,24	15,51	18,18	15,51	0
Fe_2O_3	0,62	0,59	0,62	0,59	0,50	-19
Fe O	0,57	0,27	0,57	0,27	0,23	-60
Mn O	----	----	----	----	----	----
Mg O	0,38	0,23	0,38	0,23	0,20	-47
Ca O	0,36	0,22	0,36	0,22	0,19	-47
Na_2O	4,21	0,59	4,19	0,59	0,50	-88
K_2O	5,05	5,03	5,03	5,01	4,27	-15
P_2O_5	0,19	0,24	0,19	0,24	0,20	+5
H_2O^+	0,94	3,61	0,94	3,60	3,07	+227
H_2O	0,43	0,59	0,43	0,59	0,50	+16
Total	100,36	100,34	100,00	100,00	85,30	

Notas: 1 - I - Granito são de S. Gens

II - Granito profundamente alterado da Senhora da Hora

$$2 - A(II) = R\,C(II) \quad \text{sendo} \quad R = \frac{Al_2O_3(\text{são})}{Al_2O_3(\text{alterado})} = \frac{Al_2O_3[C(I)]}{Al_2O_3[C(II)]} \tag{1.7}$$

$$3 - I_w = [A(II) - A(I)] / A(I) \quad \text{sendo} \quad A(I) = C(I) \tag{1.8}$$

No caso presente o valor de η para a rocha sã e para o horizonte muito alterado é, respectivamente, igual a 0,59 e 0,31, donde se obtém $\beta = 0,52$. Santos (1995), ao estudar um perfil de alteração da zona do Porto, obteve valores da ordem dos 0,65 mas, na falta de

amostras da rocha sã, teve que adoptar como base de comparação os resultados obtidos em amostras com grau de alteração W_3 (classificação da ISRM); assim, os valores reais são inferiores àquele. Maciel (1991) reporta valores de $\beta = 0{,}25$ em gnaisses brasileiros, e Sertã (1986) valores de $\beta = 0{,}36\text{-}0{,}50$ em granitos também brasileiros.

Quadro 1.9 - Composição mineralógica do granito são de S. Gens e do granito profundamente alterado da Senhora da Hora (Neiva e Castro, 1950). Valores em (%)

	GRANITO SÃO DE S. GENS	GRANITO PROFUNDAMENTE ALTERADO DA SENHORA DA HORA
Quartzo	26,82	37,20
Ortoclase	30,02	20,57
Albite	35,63	5,24
Anortite	1,11	0,28
Hiperstena	1,53	0
Apatite	0,34	0,34
Magnetite	0,93	0,93
Corindo	2,75	0
H_2O	1,37	--
Caulinite	0	21,16
Moscovite	0	12,74
Serpentina	0	1,64
Rútilo	0	0,24
Total	100,50	100,36

Quanto à composição mineralógica dos mesmos dois granitos verifica-se (Quadro 1.9) que no processo de alteração:

(i) o quartzo não é praticamente afectado; a sua percentagem aumenta como resultado de alguma concentração de sílica;

(ii) o feldspato potássico dominante (ortoclase) meteoriza e transforma-se em caulinite e em moscovite (sericitização para grão fino) embora em menor grau que a plagioclase (albite), que meteoriza fortemente e se transforma em sericite (moscovite de grão fino) e em alguma caulinite;

(iii) de menor significado (por existirem em quantidades baixas dado tratar-se de uma rocha alcalina) são as transformações dos minerais de plagioclase/anortite, a enstatite/hiperstena e corindo (singularmente constituído pelo Al_2O_3 mas com presença de iões de Fe^{3+} que se alteram), bem como a estabilidade do fosfato apatite e da espinela magnetite.

Alguns autores admitem o quantitativo de quartzo como constante na meteorização e tomam-np como referência, tal como na análise química se faz com o Al_2O_3 (processo isoquartzo).

Num trabalho envolvente, Furtado (1981-82) estabeleceu a seguinte ordem de mobilidade dos elementos:

$$Al < Fe < K < Si < Mg < Na < Ca$$

que reflecte a hidrólise das plagioclases (albite) e da biotite (pouco significativo), e ainda a maior estabilidade dos feldspatos potássicos e do quartzo.

Nas fracções finas (argila ou partículas inferiores a 2μm) verifica-se que a caulinite é mais abundante nos horizontes mais superficiais ao contrário da gibsite que é exígua nos estados mais alterados à superfície (solo maduro), sendo própria dos primeiros estágios de meteorização (ver, por exemplo, Santos, 1995). Braga e Paquet (1986) indicam ser a gibsite resultado da alteração rápida da biotite e das plagioclases, seguindo-se a formação de caulinite.

Braga (1988), resumindo as condições de meteorização dos granitos, indica como factores especialmente favoráveis à arenização o recorte denso e profundo da paisagem geomorfológica, a natureza granular dominante de grão médio a grosseiro da rocha sã e as boas condições de drenagem externa e interna.

O granito do Porto, em especial o que é objecto desta análise, enquadra-se numa zona geomorfologicamente muito acidentada, com níveis de pluviosidade muito elevados, excelentes condições de drenagem, constituição granular de grão médio a grosseiro, com grande percentagem de plagioclases (albite) e alguma ortoclase, reflectindo-se em perfis de alteração com possanças variáveis, não atingindo frequentemente valores muito elevados. Nestes perfis detectam-se as evoluções que foram descritas, ou seja, uma diminuição geral dos quantitativos de SiO_2, K_2O, Fe_2O_3 (em menor quantidade) e, em especial, de FeO, MgO, CaO e Na_2O, consequência da meteorização rápida e total das plagioclases e minerais ferromagnesianos, neste último conjunto, e mais lenta dos feldspatos potássicos e quartzo, no

amostras da rocha sã, teve que adoptar como base de comparação os resultados obtidos em amostras com grau de alteração W_3 (classificação da ISRM); assim, os valores reais são inferiores àquele. Maciel (1991) reporta valores de $\beta = 0{,}25$ em gnaisses brasileiros, e Sertã (1986) valores de $\beta = 0{,}36\text{-}0{,}50$ em granitos também brasileiros.

Quadro 1.9 - Composição mineralógica do granito são de S. Gens e do granito profundamente alterado da Senhora da Hora (Neiva e Castro, 1950). Valores em (%)

	GRANITO SÃO DE S. GENS	GRANITO PROFUNDAMENTE ALTERADO DA SENHORA DA HORA
Quartzo	26,82	37,20
Ortoclase	30,02	20,57
Albite	35,63	5,24
Anortite	1,11	0,28
Hiperstena	1,53	0
Apatite	0,34	0,34
Magnetite	0,93	0,93
Corindo	2,75	0
H_2O	1,37	--
Caulinite	0	21,16
Moscovite	0	12,74
Serpentina	0	1,64
Rútilo	0	0,24
Total	100,50	100,36

Quanto à composição mineralógica dos mesmos dois granitos verifica-se (Quadro 1.9) que no processo de alteração:

(i) o quartzo não é praticamente afectado; a sua percentagem aumenta como resultado de alguma concentração de sílica;

(ii) o feldspato potássico dominante (ortoclase) meteoriza e transforma-se em caulinite e em moscovite (sericitização para grão fino) embora em menor grau que a plagioclase (albite), que meteoriza fortemente e se transforma em sericite (moscovite de grão fino) e em alguma caulinite;

(iii) de menor significado (por existirem em quantidades baixas dado tratar-se de uma rocha alcalina) são as transformações dos minerais de plagioclase/anortite, a enstatite/hiperstena e corindo (singularmente constituído pelo Al_2O_3 mas com presença de iões de Fe^{3+} que se alteram), bem como a estabilidade do fosfato apatite e da espinela magnetite.

Alguns autores admitem o quantitativo de quartzo como constante na meteorização e tomam-np como referência, tal como na análise química se faz com o Al_2O_3 (processo isoquartzo).

Num trabalho envolvente, Furtado (1981-82) estabeleceu a seguinte ordem de mobilidade dos elementos:

$$Al < Fe < K < Si < Mg < Na < Ca$$

que reflecte a hidrólise das plagioclases (albite) e da biotite (pouco significativo), e ainda a maior estabilidade dos feldspatos potássicos e do quartzo.

Nas fracções finas (argila ou partículas inferiores a 2μm) verifica-se que a caulinite é mais abundante nos horizontes mais superficiais ao contrário da gibsite que é exígua nos estados mais alterados à superfície (solo maduro), sendo própria dos primeiros estágios de meteorização (ver, por exemplo, Santos, 1995). Braga e Paquet (1986) indicam ser a gibsite resultado da alteração rápida da biotite e das plagioclases, seguindo-se a formação de caulinite.

Braga (1988), resumindo as condições de meteorização dos granitos, indica como factores especialmente favoráveis à arenização o recorte denso e profundo da paisagem geomorfológica, a natureza granular dominante de grão médio a grosseiro da rocha sã e as boas condições de drenagem externa e interna.

O granito do Porto, em especial o que é objecto desta análise, enquadra-se numa zona geomorfologicamente muito acidentada, com níveis de pluviosidade muito elevados, excelentes condições de drenagem, constituição granular de grão médio a grosseiro, com grande percentagem de plagioclases (albite) e alguma ortoclase, reflectindo-se em perfis de alteração com possanças variáveis, não atingindo frequentemente valores muito elevados. Nestes perfis detectam-se as evoluções que foram descritas, ou seja, uma diminuição geral dos quantitativos de SiO_2, K_2O, Fe_2O_3 (em menor quantidade) e, em especial, de FeO, MgO, CaO e Na_2O, consequência da meteorização rápida e total das plagioclases e minerais ferromagnesianos, neste último conjunto, e mais lenta dos feldspatos potássicos e quartzo, no

primeiro. Dá-se um aumento grande de H_2O e $H_2O^{(+)}$ devido à formação de minerais argilosos e micáceos, como a caulinite e a moscovite.

A conjugação destes processos resulta para a região do Porto na existência de vastas zonas de "granito decomposto a muito alterado com certa homogeneidade e uma tendência genérica para a diminuição do grau de alteração com a profundidade ou, outras vezes, uma grande irregularidade na extensão e respectivo grau de alteração" (Duarte, 1986). Muitas vezes em áreas muito restritas apresentam-se grandes variações da biotite nos perfis de alteração, acompanhando de perto alguma heterogeneidade das superfícies de descontinuidade e de intrusões dentro da massa global.

Refira-se ainda que o grau de decomposição (X_d) definido em 1.4.1, é um dos parâmetros que muito substancialmente reflecte a evolução mineralógica nestes processos de alteração. Por ter sido então enquadrado com os aspectos microestruturais dos solos residuais não será mais aqui desenvolvido.

1.6 - SÚMULA DAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS SOLOS RESIDUAIS DO GRANITO DA REGIÃO NORTE DE PORTUGAL

1.6.1 - Considerações gerais

Como resultado do projecto de investigação entre a Universidade do Minho e a FEUP, cuja descrição de objectivos se apresenta nas notas introdutórias, Viana da Fonseca *et al.* (1994) apresentaram uma súmula da experiência portuguesa na caracterização geotécnica de solos residuais de granito.

Tipificando estes solos na região Norte Costeira e fortemente urbana, salienta-se que pelas características de clima temperado, os solos residuais se limitam à tipologia dos saprólitos ou solos residuais jovens mas podem, muito frequentemente, apresentar possanças de alteração de 20 m ou mais de superfície, oscilando os valores mais correntes entre 5 e 9 m.

1.6.2 - Factores de alteração, perfis e características físicas

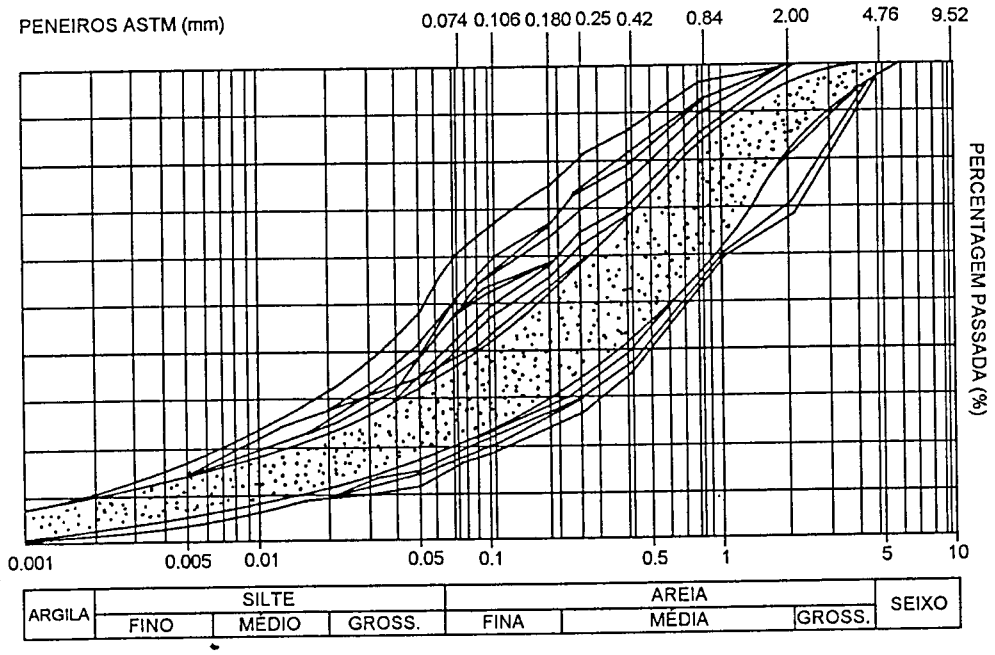
Analisando as características dos maciços de fundação de 24 barragens fundadas sobre granitos no Norte e Centro de Portugal, Begonha (1988) observou que os principais factores

de alteração parecem ser o grau de descontinuidades, ou seja, número, espaçamento, cimentação e continuidade das diaclases e falhas, bem como a proximidade de outros incidentes tectónicos.

Por outro lado, as profundidades dos perfis de alteração parecem ser independentes da precipitação média anual, exposição da superfície e composição da rocha-mãe.

Resultados de ensaios de determinação granulométrica, limites de Atterberg e índices de abrasão ("Los Angeles" ou "Slake Durability", com base em trabalhos afins como o de Lee e Freitas, 1988) indicam que a composição e textura da rocha-mãe não influenciam grandemente aqueles valores. Saprólitos resultantes de granitos de grãos finos, médios ou grossos caracterizam-se sempre por curvas granulométricas bem graduadas e baixos índices de plasticidade. São geralmente classificados como areias siltosas (SM) ou, mais raramente, como areias argilosas (SC).

Na Figura 1.3 apresenta-se um fuso granulométrico de mais de duas centenas de análises. Na Figura 1.4 representam-se os pontos relativos aos ensaios para determinação dos limites de Atterberg sobre o ábaco de Casagrande. Cerca de 30% foram classificados de "não plásticos" (NP) e, por isso, não são representados nessa figura.



Nota: a zona sombreada contém as curvas de mais de 100 ensaios.

Figura 1.3 - Distribuição granulométrica de amostras de solos residuais do granito do Porto (Viana da Fonseca, *et al.*, 1994).

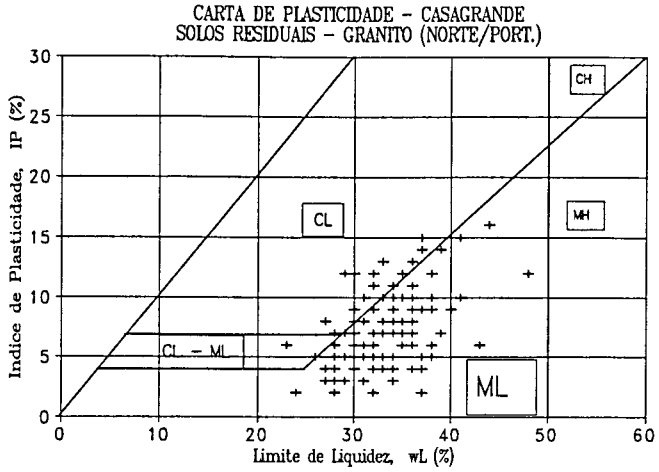


Figura 1.4 - Resultados dos ensaios de determinação dos Limites de Atterberg (Viana da Fonseca *et al.*, 1994).

Os finos classificam-se predominantemente como ML e alguns como CL, o que reflecte baixa plasticidade. Valores típicos de w_L até 40% e até 13% reflectem a influência da elevada percentagem de mica e feldspato na retenção de água nos planos internos de clivagem. Esta água não é, contudo, reflexo do verdadeiro comportamento plástico do solo como um todo.

No Quadro 1.10 apresentam-se valores regionais típicos de parâmetros físicos. Os relativamente baixos valores do peso volúmico seco, sobretudo dos horizontes mais alterados, são fruto da estrutura floculada, vazios em contínuos e abertos com pontes de cimentação interparticular (ver 1.4.1).

Quadro 1.10 - Parâmetros físicos naturais mais correntes.

γ_S (kN/m3)	e	γ_d (kN/m^3)	S_r (%)	w (%)	k (m/s)
25,7 - 26,5	0,40 - 0,80	14,7 - 18,9	80 - 100	12 - 30	10^{-6} - 10^{-5}

Os valores elevados do coeficiente de permeabilidade (obtidos em ensaios laboratoriais sobre amostras indeformadas) demonstram a forte influência da microestrutura na criação de caminhos preferenciais de fluxo. Para provar esta influência fez-se uma análise comparativa daqueles valores de permeabilidade com os obtidos em amostras remoldadas dos mesmos índices físicos a partir do solo remanescente dos primeiros ensaios. Os valores da permeabilidade descem cerca de cem vezes ($k = 10^{-8}$ - 10^{-7} m/s) nas condições remoldadas, devido, provavelmente, a uma distribuição granulométrica mais homogénea.

1.6.3 - Estados de tensão em repouso

A experiência acumulada até à data do referido artigo incluem exclusivamente ensaios triaxiais do tipo K_0 sobre amostras indeformadas, com recurso ao anel de Bishop, mas todos os ensaios indicavam valores relativamente baixos de K_0 (0,35 - 0,40) para solos com ângulos que podem oscilar tipicamente entre 30 e 40°, o que revela um razoável enquadramento com a proposta de Vaughan e Kwan (1984).

Além disso, a experiência regional de escavações suportadas revela que não há tendência para deslocamentos substanciais e generalizados (exceptua-se desprendimentos localizados fruto de descontinuidades relicares), o que seria de esperar se estes maciços estivessem sujeitos a elevados estados de tensão de confinamento horizontais (Viana da Fonseca *et al.*, 1994).

1.6.4 - Características de deformabilidade

1.6.4.1 - Carregamento confinado (unidimensional)

Ensaios edométricos e isotrópicos realizados sobre amostras indeformadas permitiram definir com razoável homogeneidade as tendências do comportamento deformacional destes solos. As curvas obtidas apresentam duas zonas típicas, às quais correspondem distintos valores de índices de compressibilidade:

- zona de pré-cedência $\left(\sigma'_c < \sigma'_{pc}\right)$: $C_r = 0{,}03 - 0{,}07$

- zona de pós-cedência $\left(\sigma'_c > \sigma'_{pc}\right)$: $C_c = 0{,}10 - 0{,}30$

correspondendo, respectivamente, às condições de solo com a estrutura natural (cimentação interparticular) preservada e desestruturada (as ligações cimentadas foram gradualmente quebradas por compressão da matriz floculada).

A primeira região corresponde a um estado estável conceptualmente semelhante à região sobreconsolidada dos solos transportados (zona "elástica"), enquanto a segunda, embora aparentemente semelhante ao comportamento normalmente consolidado destes

últimos solos, é, de facto, uma zona de transição e compressibilidade mais elevada do que a de um material remoldado granulometricamente equivalente.

Esta zona retrata muito convenientemente uma das características singulares destes solos, a ***metaestabilidade*** (Vaughan, 1988), e será mais adiante discutida em pormenor.

1.6.4.2 - Carregamento triaxial

Um elevado número de ensaios triaxiais foi realizado sobre amostras indeformadas recolhidas em vários locais de alguma forma representativos dos saprólitos de granito da zona Norte (Viana da Fonseca *et al.*, 1994). As condições de ensaios variaram como se segue: (i) provetes de 38mm e de 100mm de diâmetro; (ii) carregamentos em condições drenadas (correspondendo ao teor em água natural de 80-100%) ou não drenadas (saturadas pelo método de contrapressão até 300 kPa); (iii) consolidadas isotropicamente, na grande maioria das vezes com tensões de cerca de 50 kPa por se considerar este valor representativo do estado de tensão sob fundações superficiais.

Quadro 1.11 - Triaxiais sob distintas condições de ensaio. Ilustração da tendência dos valores do módulo de deformabilidade secante, $E_{s50\%}$ (Viana da Fonseca *et al.*, 1994).

Tipo de ensaio	Diâmetro do provete (mm)	S_r (%) [contrapressão, kPa]	σ'_c (kPa)	$E_{s50\%}$
CID	38	80 - 90	50 100 200	5,3 8,1 13,7
CID	100	80 - 90	50	10,5
CIU	38	100 [300]	50	5,2
CIU	100	100 [300]	50	12,2

No Quadro 1.11 representam-se alguns valores obtidos para o módulo secante a 50% de rotura:

(i) a dimensão do provete tem grande influência sobre os valores dos módulos de deformabilidade, decrescendo radicalmente nos provetes de 38mm nas mesmas tensões de confinamento; o andamento das curvas de tensão-deformação reflecte claramente a maior rigidez dos provetes de maior dimensão, menos afectados pela amostragem;

(ii) não é claro pela análise de um considerável número de ensaios, que o processo de saturação pelo método de contrapressão (onde foi sempre assegurada uma tensão

efectiva de confinamento baixa de 10 a 30 kPa), influencie de forma clara os valores dos módulos secantes obtidos em condições não drenadas (teores em água naturais), contrariando as indicações de Bressani e Vaughan (1989) que reflectem alguma danificação das ligações cimentadas naturais pela aplicação convencional do método da contrapressão a elevados valores desta.

Um estudo que incidiu sobre a determinação do potencial de sucção em condições naturais de teor em água (graus de saturação mais frequentes entre 80 e 90%) revelou que a influência deste factor é diminuta nas características mecânicas do solo.

Quanto à influência das trajectórias de tensão nas características de deformabilidade, o trabalho de Cardoso (1986), baseado em ensaios triaxiais CID com trajectórias de compressão de dois tipos (com aumento, por um lado, e com diminuição, por outro, da tensão média, denominados, respectivamente, por *CATM* e *CDTM*), permite chegar às conclusões seguintes:

(i) em geral, a rotura em trajectórias de tensões com decréscimo de tensão isotrópica (p') dá-se para muito mais baixos valores da deformação do que nas correspondentes com aumento de p';
(ii) os andamentos das curvas de tensão de deformação são distintos: a rigidez inicial nos ensaios *CATM* é muito menor do que nos ensaios *CDTM*, mantendo-se inferior até cerca de 70% da rotura; por outro lado, depois deste nível há nesta última trajectória um decréscimo pronunciado do módulo de deformabilidade com a tensão;
(iii) os coeficientes de Poisson iniciais são maiores nos ensaios *CDTM* do que nos *CATM*.

1.6.5 - Características de resistência

O Quadro 1.12 apresenta parâmetros de resistência obtidos de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas e os correspondentes valores do número de pancadas (N_{SPT} - não corrigido) de ensaios SPT realizados nos mesmos locais e profundidades a que aquelas amostras foram recolhidas (Viana da Fonseca *et al.*, 1994).

Verificam-se as seguintes tendências gerais:

(i) os valores de ϕ' são menos variáveis do que os de c', embora em certos casos esse facto seja, possivelmente, fruto da aproximação rectilínea da envolvente de rotura;

Quadro 1.12 - Parâmetros de resistência de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas de solos residuais de granito e correspondentes valores de N_{SPT} (Viana da Fonseca *et al.*, 1994).

Local	Tipo de ensaio	ϕ' (°)	c' (kPa)	N_{SPT}
S. João da Madeira	CIU Comp. Axial (w_0)	34-35	2-45	7-15
Porto (cidade)	CID Comp. Axial (w_0)	28-31 32 37 30-33	17-34 23 5 40-52	12-17 15-20 >60 ----
	CID Ext. Lateral	31	18	15-20
Porto (cidade)	CIU Comp. Axial	33 27 37	24 25 32	10-16 17 22-32
Matosinhos (Porto de Leixões)[a]	CIU Comp. Axial	36-39 45-47 46	2-5 6-9 16	15-30 30-60 >60
Túnel de Gaia (1)[b]	CIU (saturada) Comp. Axial (D100)	29-33	5-55	20-40
(2)	CIU (saturada) Comp. Axial (D58)	31-38	6-43	20-40
(3)	CID (w_0) Comp. Axial (D100)	27-33	9-27	20-40
(4)	CID (w_0) Comp. Axial (D38)	35-39	7	20-40
(5)	D=100 (remoldado)	32	0	----
(6)	CIU (sat) CID (w_0) CID (w_0)	35 30-40 35	0 30-40 25	20-60 20-60 3-27
Braga	CIU (D100) CID (D100)	32-41 25-32	0-3 4-46	---- ----

(a) Santos (1995); (b) Teixeira Duarte (1988).

(ii) a dispersão dos parâmetros de resistência para um determinado horizonte desce quando são usados provetes da maior dimensão, por estes serem menos dependentes da heterogeneidade do solo e a amostragem ser muito provavelmente de maior qualidade;

(iii) os valores do ângulo de atrito são relativamente altos, com limites inferiores entre 27-30°, e correspondem a valores típicos de solos granulares;

(iv) é interessante constatar que, tendo-se ensaiado uma vasta gama de materiais com compacidades muito distintas (N_{SPT} variando de 7 a mais de 60), a variação do ângulo de atrito é muito menor do que a que se verificaria em solos transportados

com variações semelhantes de N_{SPT}; esta constatação está relacionada com o facto de nos solos residuais o índice de vazios não ser tão determinante nos parâmetros de resistência como o é em solos transportados, devido à presença de estruturas floculadas (abertas) com cimentação interparticular de teor ou características algo distintas entre jazidas e ao longo dos perfis de alteração, tornando-se assim indispensável a opção por novos critérios de indexação material (Rocha Filho *et al.*, 1985);

(v) em geral, os efeitos na resistência de maiores ou menores níveis de cimentação (frequência e tipo) fazem-se sentir ao nível da coesão, que pode variar de zero nos materiais remoldados até valores de 50 kPa, em condições naturais e para as gamas mais baixas de tensão efectiva de consolidação;

(vi) os solos exibem resistências de pico e tendência para dilatância positiva (ou para a geração de decréscimos da pressão neutra em ensaios não drenados), o que seria fruto de condições de sobreconsolidação e grande compacidade em maciços sedimentares, estando em contradição com os elevados valores do índice de vazios destes solos, e é consequência da estrutura cimentada.

1.6.6 - Algumas correlações particulares entre parâmetros de ensaios *in situ*

Reconhecida a importância do estudo dos solos residuais, sensíveis aos processos de amostragem e às metodologias de ensaio, a partir de ensaios *in situ*, foi e é importante estabelecer correlações regionais entre parâmetros de deformabilidade e de resistência avaliados directamente em determinados ensaios (pressiómetros, dilatómetros ou carga em placa) e indirectamente noutros (SPT, CPT e DP).

Numa tentativa de estabelecer correlações de carácter regional, fez-se uma análise de mais de 200 casos de ensaios conjuntos CPT e SPT em vários locais da região Norte de Portugal, tendo-se obtido para a relação q_c/N_{SPT} uma gama que oscila entre 0,35 e 0,50 MPa (Viana da Fonseca *et al.*, 1994). Estes valores são próprios de solos arenosos, o que acaba por corresponder à granulometria que os caracteriza e revela, nesta vertente, uma razoável consistência com os propostos para solos transportados.

Salientando a dificuldade em obter um espectro elevado de resultados experimentais que garantam correlações fiáveis entre parâmetros de diferentes ensaios, Viana da Fonseca *et al.* (1994) reflectem sobre algumas tendências que a experiência vem demonstrando. Assim, parece aceitar-se que as correlações mais correntes daqueles resultados com os parâmetros de

resistência desenvolvidos para solos transportados granulometricamente semelhantes, se adaptam muito razoavelmente aos solos residuais, embora possam ser consideradas algo conservativas.

Do ponto de vista deformacional, e com base em resultados de um número limitado de ensaios PLT, de triaxiais CID sobre amostras indeformadas e de valores correspondentes de q_c (CPT) obteve-se:

$$E_{25\%} \text{ (PLT, CID)} \cong 1{,}2 - 1{,}4\, q_c \text{ (CPT)} \tag{1.9}$$

não podendo ser contudo considerados de elevada fiabilidade, dado não ter havido controlo dos correspondentes níveis de tensão envolvidos.

No entanto, os autores salientem que a experiência indicia comportamentos diferidos no tempo não negligenciáveis (fluência), pelo que se aconselham opções mais conservativas do que as que directamente estimam os valores dos módulos de deformabilidade pelas correlações dos solos transportados granulometricamente correspondentes.

Capítulo 2

METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS MECÂNICAS DE SOLOS RESIDUAIS. ENSAIOS DE LABORATÓRIO *VERSUS* ENSAIOS *IN SITU*

2.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

2.1.1 - Ensaios *in situ*

O recurso aos ensaios *in situ* constitui muitas vezes o meio mais fiável para determinação de parâmetros a serem usados em análise e dimensionamento geotécnico ou, simplesmente, para a avaliação de perfis do subsolo.

Os solos residuais são produtos da meteorização de rochas de estrutura não homogénea em processos condicionados por factores tão diversos como a topografia, a fracturação original e a composição químico-mineralógica, apresentando perfis claramente não-homogéneos que exigem, em qualquer método de análise, a consideração desta heterogénea distribuição espacial.

Das metodologias comuns de análise geotécnica *in situ*, saliente-se as seguintes como indispensáveis para uma boa caracterização de maciços residuais:

(i) *mapeamento:* a definição geomorfológica e material de zonas permite mais fáceis decisões sobre as soluções para as obras geotécnicas (cartas geotécnicas);

(ii) *bases de dados materiais e zonais:* descritivos do mapeamento anterior permitem partir para caracterizações mais direccionadas quando definidos os objectivos geotécnicos da obra (como exemplo deste esforço refira-se a Carta Geotécnica da Cidade do Porto - Oliveira *et al.*, 1995);

(iii) *métodos de prospecção geofísica:* podem extrapolar com alguma eficiência profundidades aproximadas de rocha como do firme rochoso (em prática corrente geotécnica) se não houver forte proliferação de heterogeneidades;

(iv) *sondagens de furação com recolha de amostras:* em solos residuais as técnicas de amostragem devem ter em consideração a sensibilidade destes materiais que mesmo com os maiores cuidados, são sempre perturbados na sua integridade estrutural (Clayton, 1986);

(v) *poços de inspecção:* ideais para recolha de amostras em materiais mais sensíveis - como os residuais - pois permitem a cravação estática lenta e controlada e(ou) a bizelagem de blocos indeformados nas paredes dos poços; têm claras limitações NA profundidade a atingir;

(vi) *amostragem a trado:* servem como estimativa preliminar para a definição do perfil rocha-solo;

(vii) *ensaios in situ:* devem ser sempre usados e os seus resultados cruzados para se obterem correlações paramétricas valiosas; este foi um dos objectivos principais do trabalho realizado; ensaios mais robustos como o SPT são tidos como mais hábeis na avaliação da estratigrafia, enquanto outros mais sofisticados, como os pressiómetros, podem simular as trajectórias de tensões representativas de algumas obras geotécnicas mas, pelas suas características, são limitados a maciços mais brandos e homogéneos.

Chang (1988) apresenta três factores principais a ter em conta na selecção dos ensaios *in situ* para a caracterização mecânica de solos residuais:

(i) a variabilidade destes materiais tem que ser bem avaliada;

(ii) a vasta gama de rigidez e resistência que tipifica um dado maciço natural impõe tecnologias que se adaptem facilmente a respostas heterogéneas (equipamentos suficientemente potentes) sem descurar as exigências de uma boa sensibilidade para avaliação paramétrica;

(iii) a interpretação tem que ser adequada a diferentes condições de textura, anisotropia e saturação dos solos.

No Quadro 2.1 (Chang, 1988) são resumidos os parâmetros condicionantes, envolvidos nos ensaios analisados pelo autor e que se apresentam pertinentes no caso presente.

Quadro 2.1- Comparação entre vários métodos testados *in situ* (Chang, 1988).

Ensaio	Natureza	Custo *	Vantagens/Limitações práticas	Aplicabilidade a solos residuais +	
				Avaliação da variabilidade	Avaliação paramétrica
SPT	Resist. Dinâmica Indirecta	M	recolha de amostras	A	B
RST (DP)	Resist. Dinâmica Indirecta	L-M	alta mobilidade e velocidade	A	B
CPT	Resist. Estática Indirecta	M	penetrabilidade moderada	B	B
WST	Resist. Estática Indirecta	L	penetrabilidade limitada alta mobilidade e velocidade	C	B
DMT	Tensão-Deformação (Ind.)	M	penetrabilidade moderada	B	B
PMT	Tensão-Deformação (Indirecta)	H	boa adaptabilidade às condições variáveis do solo	C	A
PLT	Tensão-Deformação (Indirecta)	VH	aplicável a solos homogéneos	–	A

* L = baixo; M = médio; H = alto; VH = muito alto;

\+ A = alta; B = moderada; C = limitada; – = não aplicável;

A nomenclatura adoptada terá que ser lida da seguida forma: RST corresponde ao corrente DP, WST não são correntemente usados em Portugal; DMT e PMT referem-se, respectivamente, ao Dilatómetro de Marchetti e Pressiómetro de Ménard.

Analisando a aplicabilidade de alguns ensaios *in situ* para o projecto geotécnico de fundações em solos residuais, deve-se destacar algumas vantagens e inconvenientes das técnicas mais difundidas para definição da estratigrafia e obtenção directa (formulação) ou indirecta (correlação total ou semi-empírica) dos parâmetros de projecto (Rocha Filho, 1991).

O muito difundido **SPT** apresenta a vantagem de associar a uma resistência à penetração, a recolha de amostras, ao longo de um perfil para fundação. É um ensaio simples em equipamento e técnica de execução. As limitações deste ensaio são devidas ao seu empirismo para parametrização geotécnica (uso de correlações que podem variar muito com o tipo de maciço).

A disposição das camadas directamente determinada pelo ensaio anterior é frequentemente avaliada nos ensaios **CPT**, de uma forma indirecta, através da razão da

resistência lateral de atrito pela resistência de ponta. Este processo, frequente em maciços de origem sedimentar com bons resultados, é discutível nos maciços residuais que apresentem grande e brusca variabilidade estratigráfica. Como se refere mais à frente, este ensaio não é muito usado nestes maciços pelas limitações inerentes ao seu processo de penetração (exigente de meios reacção ou ancoragens), sendo preterido para os ensaios de penetração dinâmica (**DP**) quando se pretende uma indicação contínua da resistência de ponta com a profundidade.

Os ensaios com **pressiómetros**, pelo seu princípio de aplicação de carga e medição da resposta em pontos localizados, constituem um instrumento valioso para a determinação directa dos parâmetros de resistência, de deformabilidade e, muito particularmente, para definição do estado de tensão em repouso. Destaca-se assim como um ensaio de boa reprodutibilidade e boa conformidade entre os diversos tipos de perfis residuais. Duas classes se apresentam, podendo-se designar por de "préfuração" e "autoperfurador". Do primeiro o mais comum é o Pressiómetro de Ménard (**PMT**) e do segundo (**SBPT**) conhecem-se os bons desempenhos do "Camkometer" (autoperfurador desenvolvido em Cambridge), tendo este trabalho conjugado os dois num complemento importante aos restantes ensaios.

Da família dos pressiómetros, o ensaio com o dilatómetro de Marchetti (**DMT**) é uma técnica de ensaio *in situ* limitada pela restrita penetrabilidade do aparelho (lâmina relativamente sensível a danos) em perfis resistentes ou com resistências muito variáveis. No entanto, pela profícua informação paramétrica, tem grandes potencialidades quando usado em horizontes mais alterados.

Os ensaios de carga em placa (**PLT**) são valiosos instrumentos de avaliação da resposta deformacional de protótipos ou modelos de fundações superficiais. A sua utilidade fica grandemente potenciada se forem complementados com instrumentação apropriada que permita inferir os efeitos da não-homogeneidade em profundidade. Adiante se analisa a importância de, mesmo para os perfis simplificados com variação linear em profundidade do módulo de deformabilidade, uma simples instrumentação para determinar deslocamentos superficiais fora da área carregada poderá permitir extrapolações para fundações de dimensões diferentes. Uma alternativa mais simples utiliza o conceito de centro de assentamento para, em ensaios com placas de diferentes diâmetros, se avaliar os parâmetros de extrapolação para outras escalas.

Pelo exposto justifica-se a necessidade de se ter optado por definir uma campanha de ensaios (*in situ* e laboratoriais) no campo experimental seleccionado que envolvesse técnicas de prática corrente, provavelmente as mais simples mas impostos pela mesma, e outros mais complexos que pudessem contornar algumas das limitações dos anteriores.

2.1.2 - Ensaios em laboratório

Das muitas vantagens dos ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas deve ser salientada a que consiste na possibilidade de os efectuar em condições de tensão, deformação e drenagem bem conhecidas e controladas.

Nos materiais naturais, e em particular nos solos residuais, é legítimo questionar se mesmo um cuidadoso processo de amostragem pode preservar propriedades tão importantes no comportamento mecânico do maciço como a fábrica, a cimentação relicar e o efeito da história de tensões.

Dos factores que perturbam a estrutura cimentada destes materiais no processo de amostragem, o alívio das tensões pode assumir consequências relativamente gravosas na perda de resistência e, particularmente, de rigidez natural. A expansão que lhe está associada pode ser suficiente para a quebra irremediável das ligações interparticulares, cuja fragilidade é de sobremaneira notória em materiais incipientemente alterados (solos residuais jovens - saprólitos). Este efeito é particularmente importante quando as amostras são retiradas de grandes profundidades. Pelo contrário, se a amostragem, que se pretende significativa, se faz a pequenas profundidades, a baixa expansão dos materiais não acarreta grandes consequências na estrutura natural.

Os ensaios triaxiais convencionais (axissimétricos) tinham, até muito recentemente, como principal objectivo obter parâmetros de resistência (de pico ou residual) e de deformabilidade para níveis de deformação relativamente elevados (maiores que 0,1%). Ainda que realizados sob provetes provenientes de amostragens cuidadas e preparados criteriosamente (nomeadamente na sua montagem e na reindução dos estados naturais de tensão de que provêm), apresentavam valores paramétricos muito conservativos, em particular da rigidez.

Burland (1989) apresenta alguns casos em que foram medidos deslocamentos nos maciços envolvidos por obras de escavações, túneis e fundações de estruturas, em condições de serviço. Só pontualmente níveis deformacionais superiores a 0,1% são ultrapassados. Conclui, naturalmente, que qualquer previsão fiável dos deslocamentos envolvidos em obras geotécnicas deve basear-se em cuidadosas medições de deformações nos provetes modeladores e com precisão nunca inferior a 0,01%. Um grande número de trabalhos neste sentido vem surgindo na bibliografia mais recente (Jardine *et al.*, 1986; Atkinson e Salffors, 1991; Jamiolkowski *et al.*,1991; Tatsuoka e Shibuya, 1991; Tatsuoka *et al.*, 1993; 1994; Ochi *et al.*, 1994).

São muito importantes as consequências das recentes revelações sobre a mais forte não-linearidade das leis constitutivas (σ-ε ou τ-γ) na avaliação dos deslocamentos das estruturas geotécnicas (através da aplicação de modelos de comportamento em análise numérica ou, mais simplesmente, através da Teoria da Elasticidade). Assim, verifica-se que:

(i) para extensões axiais menores que 0,1%, as medições locais em provetes fornecem muito maiores valores de rigidez;

(ii) as relações de σ-ε são continuamente não lineares desde as mais baixas deformações (10^{-6}-10^{-4});

(iii) a reprodutibilidade das medições σ-ε é muito maior com estas novas tecnologias e os efeitos histeréticos ou secundários acentuados (como fluências), em ciclos de descarga-recarga, são diminutos e eliminados de factores parasitários; a normalização dos módulos (ex: E_u/c_u, G/G_0) é mais fiável;

(iv) os conceitos (Burland e Georgiannou, 1991) das regiões de "pequenas deformações" (até 0,01%) - com comportamento elástico linear em pré-cedência -, de "médias deformações" (de 0,01 a 0,1%) - com valores de rigidez elevados mas comportamento não linear e elasto-plástico com evidência de factores de fluência - e de "grandes deformações" (superiores a 0,1%), são excelentes ferramentas para compreender a influência da história de tensões, da cimentação e estruturação intergranular na resposta de rigidez dos geomateriais e, em particular, na influência da amostragem; estas só podem, contudo, ser bem definidas (regiões cinemáticas) no espaço de tensões (ex: *q versus p'*) com base em vários ensaios em condições de amostragem e consolidação distintas e com recurso a boa instrumentação para definição de precisões tão elevadas.

Assim, houve uma tomada de consciência de que era preciso dedicar atenção especial à medição mais precisa e independente de erros, das deformações dos provetes utilizados em ensaios de laboratório, particularmente triaxiais, para melhor estabelecimento das leis constitutivas dos geomateriais.

Na Figura 2.1a (Tatsuoka e Shibuya, 1992) representa-se curvas de *q versus* ε_a em ensaios triaxiais tipo CIU sobre amostras de um solo cimentado artificialmente. Nesses ensaios as deformações foram medidas a partir de meios de instrumentação localizados directamente sobre as paredes dos provetes. As técnicas geralmente utilizadas serão descritas em pormenor no Anexo A.6.2. As escalas apresentadas (0-10; 0-1; 0-0,1 e 0-0,01%) permitem tornar mais clara a influência destas técnicas de medição de deformações na resposta de σ–ε.

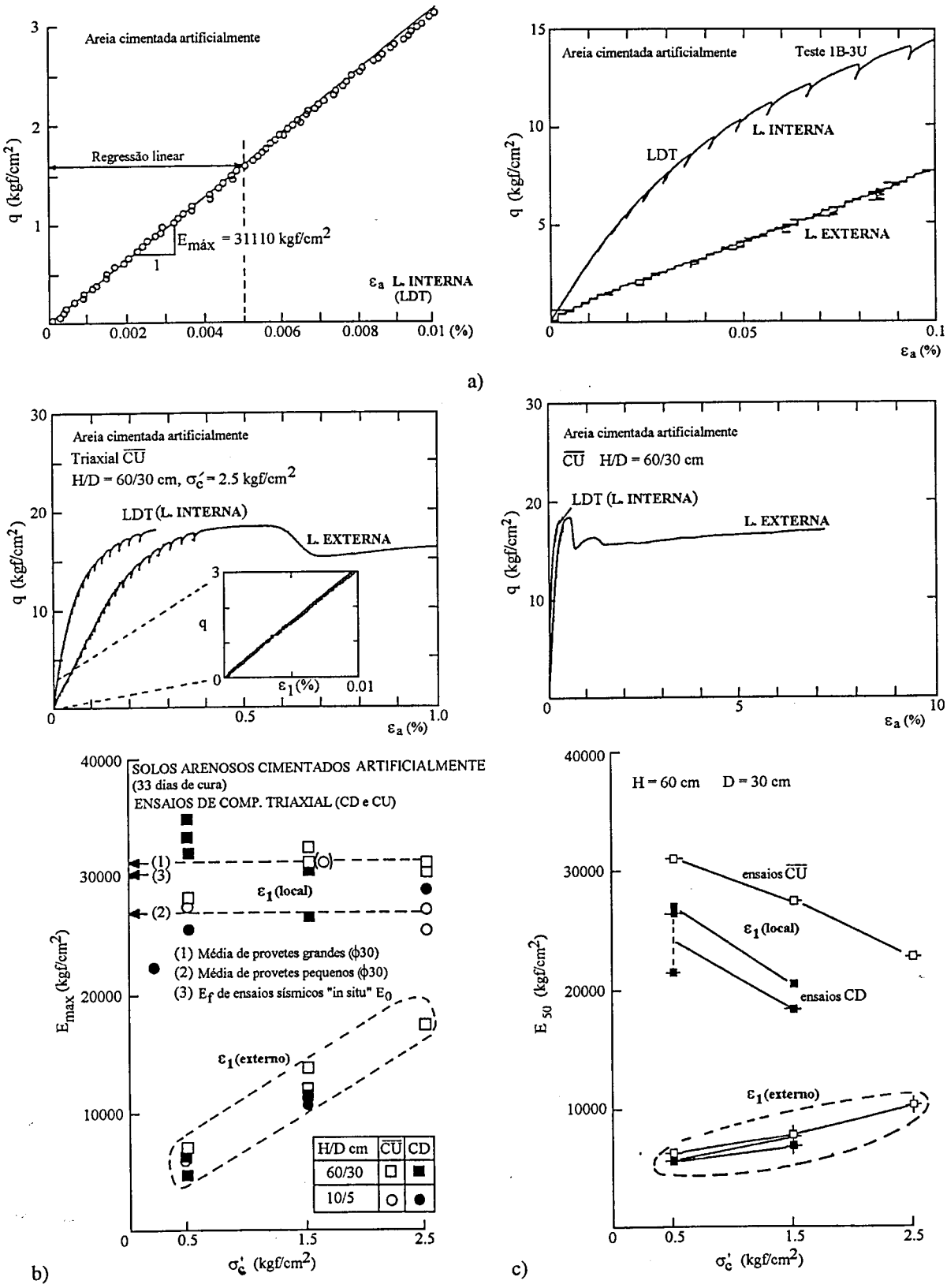


Figura 2.1 - Comparação de resultados de ensaios triaxiais do tipo *CIU* obtidos com instrumentação interna ou externa dos provetes (Tatsuoka e Shibuya, 1992): a) relações q–ε_a ; b) E_0; c) $E_{s50\%}$.

Os resultados apresentados revelam razões de 2 a 8 entre o módulo elástico inicial E_0 (praticamente constante até $\varepsilon = 5 \times 10^{-5}$) medido interna e externamente (ver Figura 2.1b). Sendo esta diferença óbvia e imputável aos efeitos de ajustes iniciais, os resultados revelam também que os erros das medições convencionais (ver 6.4) se mantêm ainda para níveis de deformação mais elevados. Não é, por isso, suficiente uma criteriosa correcção da ordenada inicial pois a inclinação subsequente da curva σ-ε é claramente mais acentuada na instrumentação externa (evidente não linearidade na resposta com instrumentação local do que com a externa). Esta questão será desenvolvida em 6.4.

Assim, a influência dos factores de erro reflecte-se não só nos valores elásticos - $E_{0,int}$ (medição interna) *versus* $E_{0,ext}$ (medição externa) - Figura 2.1b - como também nos módulos secantes intermédios (ex: $E_{s50\%,\,int}$ *versus* $E_{s50\%,ext.}$) - Figura 2.1c.

Estas disparidades traduzem-se, além disso, na subestimação da dependência dos módulos de deformabilidade com a tensão de confinamento. Assim:

(i) o valor da rigidez inicial ($E_{0,int}$) depende menos da tensão de confinamento (Figura 2.1b) do que é correntemente deduzido a partir de leituras externas;

(ii) o efeito de não linearidade dos valores de rigidez secante é mais pronunciado nas leituras internas e é visível na acentuada queda de valor dos módulos secantes para níveis de tensão-deformação mais elevados (veja-se a diferença da evolução de $E_{s50\%,int}$ e $E_{s50\%,ext}$ com as tensões de confinamento na Figura 2.1c).

Em relação ao ponto (i), estas revelações corroboram tendências detectadas em ensaios sísmicos entre furos ("*cross-hole*") sobre maciços naturais cimentados (como os saprólitos de granito na região do Porto - ver 5.4.2), de muito menor variação dos valores G_0 (directamente relacionados com os E_0 referidos) como as tensões de confinamento (ou profundidades de execução de ensaios).

A maior dependência dos módulos secantes para níveis de deformação mais elevados com a tensão de confinamento (ex: $E_{s50\%}$), traduz-se, concomitantemente, em elevados graus de variação com aquela tensão dos módulos deduzidos de ensaios *in situ*. De facto, estes módulos são geralmente representativos de condições de deformabilidade do material já fortemente plastificado, exceptuando casos particulares como o dos ensaios sísmicos entre furos. São exemplo paradigmático da primeira tendência os resultados obtidos com o pressiómetro autoperfurador que, mesmo executado com excepcionais cuidados de furação e induzidos pequenos ciclos de descarga e recarga ($\Delta\gamma < 1\%$), fornecem módulos típicos de materiais já desestruturados. Tatsuoka e Shibuya (1992) apresentam relações entre o E_{BHLT} obtido em ciclos de descarga e recarga e E_0 da ordem de 10.

2.1.3 - Tendência actual para as metodologias de caracterização mecânica. Integração dos ensaios em laboratório e *in situ*

Quanto à influência da boa definição da não linearidade das características constitutivas (σ–ε) dos solos na interacção solo-estrutura, Jardine *et al.* (1986) apresentam curvas constitutivas com recurso a estas novas metodologias e utilizam os correspondentes parâmetros em modelos não lineares pelo método dos elementos finitos de sapatas, estacas, escavações e ensaios pressiométricos. Nas fundações superficiais, por exemplo, a boa caracterização nos baixos níveis de deformação tem grande influência nos perfis de deformação nas zonas próximas de fronteira, como se pode ver pela Figura 2.2.

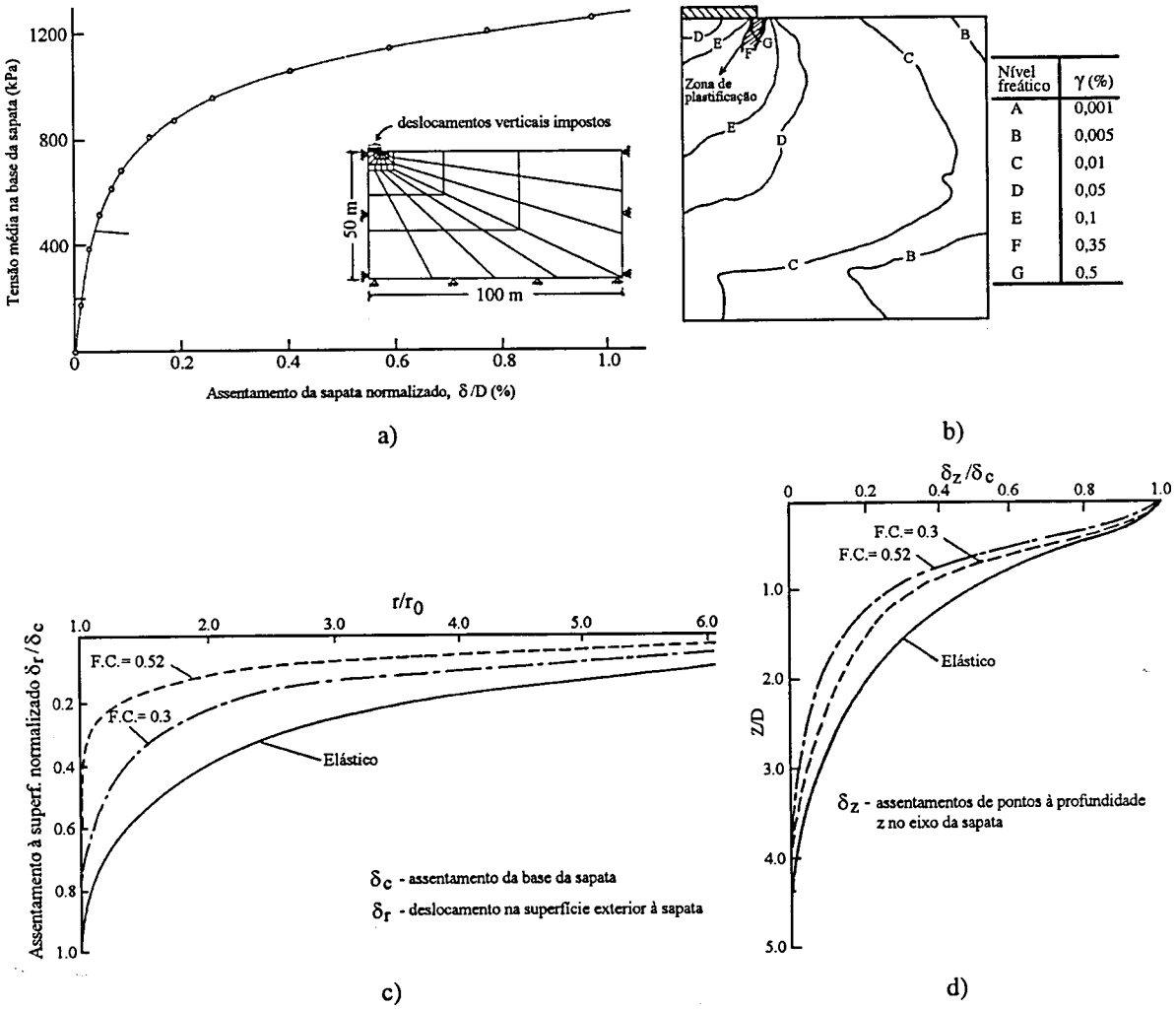


Figura 2.2 - Análise de um carregamento de uma sapata rígida circular. Modelos não lineares baseados nas curvas de ensaios triaxiais instrumentados (factores de carga-F.C.-de 0,3 e 0,52) e elástico linear (E_{ui} = 1056 MPa e υ = 0,49): a) curva de tensão assentamento e malha de elementos finitos; b) contornos das deformações por corte no maciço; c) perfis de assentamento na superfície adjacente à sapata; d) perfil de assentamento normalizado em profundidade (Jardine *et al.*, 1986).

Na prática, é razoável combinar tensões previstas pela Teoria da Elasticidade e relações de tensão-deformação não lineares obtidas por estes processos, para estimar mais correctamente os assentamentos. Assim, sendo a Teoria da Elasticidade uma ferramenta prática para avaliação dos assentamentos de fundações superficiais, esta deve ser complementada com a indexação dos valores dos módulos de deformabilidade aos níveis de deformação esperados.

Esta influência na boa caracterização constitutiva nos materiais granulares, em particular na definição da não linearidade da lei σ-ε e dos valores da rigidez para níveis de tensão-deformação mais baixos, será analisada no Capítulo 8 para o caso do material saprolítico, por diferentes modelações numéricas baseadas em parâmetros deduzidos dos ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas com recurso a instrumentação externa e interna destas grandezas.

A não linearidade dos solos é tanto mais acentuada quanto mais forte é o grau de estruturação-cimentação natural interparticular. Mesmo nos materiais naturais considerados normalmente consolidados têm-se revelado efeitos destas ligações estruturais que acentuam graus de não linearidade para níveis baixos de deformação ($< 0{,}1\%$), e que importam às tensões de serviço. Identificados mais claramente pelo recurso às novas tecnologias de instrumentação, os valores da rigidez de projecto são, em geral, mais altos e dependentes do nível distorcional do que até agora vinha sendo admitido com as metodologias de medição clássicas.

Perante o exposto, na prática actual constata-se a tendência para estabelecer a lei da variação da rigidez com o nível de deformação na base das seguintes metodologias:

(i) uso de ensaios sobre amostras de "grande-qualidade" (com recurso a tecnologias de amostragem sofisticadas) e instrumentação local e de grande precisão;

(ii) uso simultâneo da informação de ensaios sísmicos (como o "*cross-hole*") para avaliação dos módulos distorcionais elásticos (G_0) e de leis de variação da rigidez com os níveis distorcionais em amostras de boa qualidade, e sua integração conjunta; ou seja, por meio da obtenção em laboratório da tendência não linear de variação do módulo de distorção secante (G_s *versus* γ) ajusta-se o módulo de distorção máximo de laboratório ($G_{0,lab}$) para o módulo de distorção máximo *in situ* ($G_{0,in\ situ}$) ; os módulos de distorção deduzidos de outros ensaios, quando disponíveis, como os de SBPT ou PLT, serão integrados nessa lei para melhor ajuste da mesma.

É importante salientar que estas leis de tensão *versus* deformação (G–γ ou E–ε_a) dos solos são, além de fortemente não lineares, assimptóticas aos níveis de deformação muito

baixos (10^{-6}-10^{-4}) e onde se situam na prática os casos usualmente denominados de solicitação dinâmica mas que importam também em algumas situações com comportamentos estáticos. Reconhece-se hoje que a rigidez inicial dos solos se mantém constante até determinado nível de tensão e é igual em termos dinâmicos e estáticos (Tatsuoka e Shibuya, 1991).

Na Figura 2.3 apresenta-se uma perspectiva geral do enquadramento destas tendências, procurando de forma esquemática salientar as posições relativas destes vários métodos de ensaio nas leis constitutivas dos materiais granulares.

Verifica-se que os módulos de deformabilidade e de distorção (E ou G) deduzidos de ciclos de descarga-recarga em ensaios de laboratório ou de campo, mesmo com técnicas muito precisas de instrumentação, não são forçosamente iguais ao módulo elástico inicial (G_0 ou E_0), já que as deformações dos solos e das rochas não são totalmente recuperáveis nas mudanças de estado de tensão, nos termos de qualquer combinação entre as grandezas e direcções de tensões principais.

Adiante serão feitas considerações sobre os níveis de tensão induzidos que se deve atingir antes do ciclo de descarga-recarga, com o fim de avaliar parâmetros de deformabilidade elásticos. São, no entanto, claras as indicações sobre os limites verdadeiramente elásticos do comportamento constitutivo (limiar elástico, "yield locus") dos solos sendo possível observar na Figura 2.3b algumas destas tendências (desde níveis distorcionais de 10^{-6} em solos argilosos a 10^{-4}, ou próximos, em rochas duras com valores intermédios de largo espectro).

2.2 - ENSAIO SPT

2.2.1 - Descrição geral do equipamento e condicionalismos energéticos

Os procedimentos base do ensaio padrão foram apresentados no documento de referência (ISSMFE-TC16, 1989). Numa publicação anterior sobre este assunto (ISSMFE-TC16, 1988) analisam-se questões como a aplicabilidade a fundações superficiais e as condicionantes relacionadas com a preparação do pré-furo de sondagem, tipo de varas de guiamento, execução do ensaio e tipo de amostrador (materiais, rugosidade, etc.), adaptações necessárias para a sua utilização em dimensionamento de fundações profundas e ensoleiramentos e a sua adopção (importante para o presente estudo) a maciços de argilas rijas e rochas brandas.

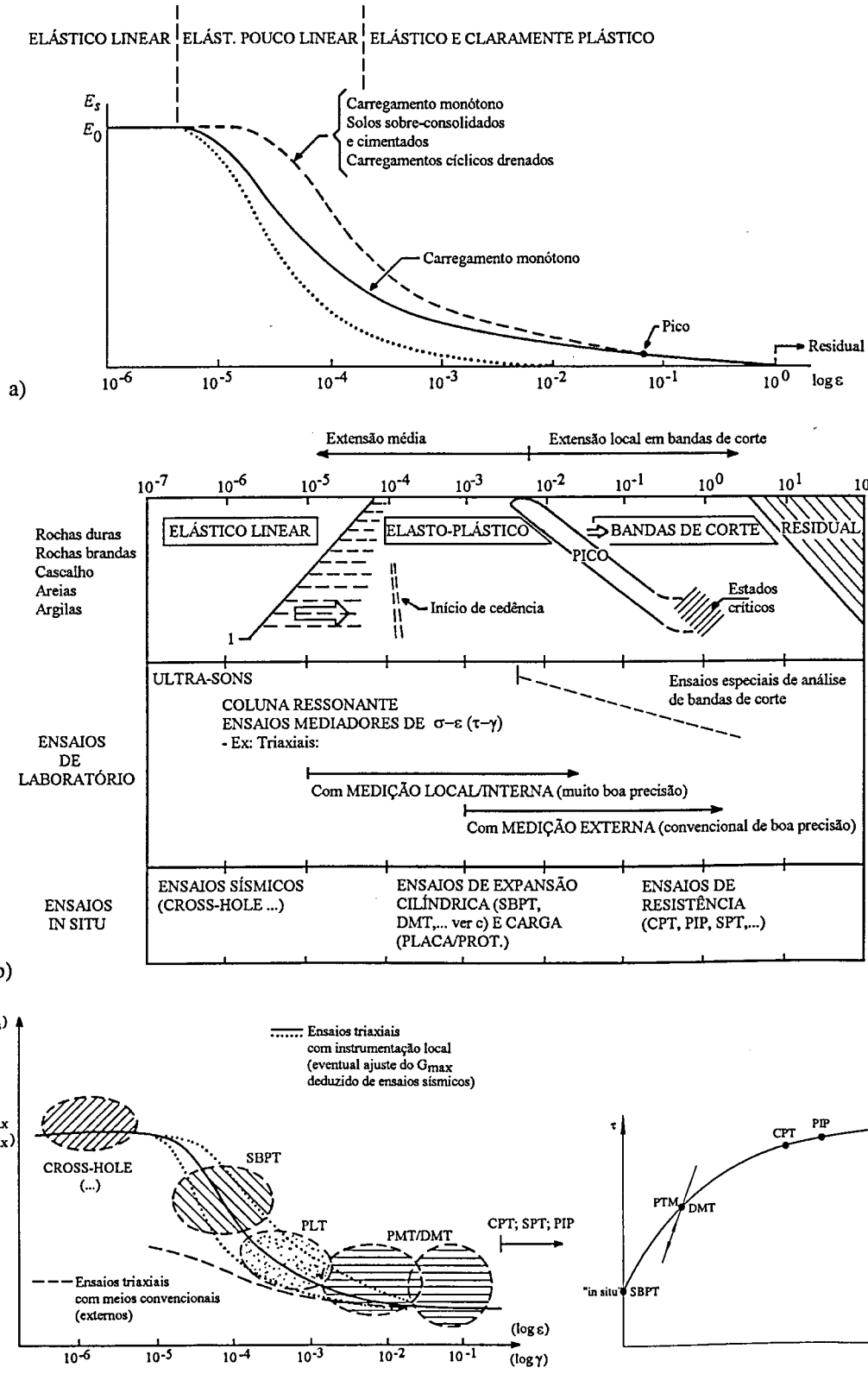


Figura 2.3 - Ilustração da dependência da deformabilidade dos solos em relação aos níveis de deformação e enquadramento de métodos de ensaio. a) não linearidade constitutiva em função do tipo de carregamento; b) enquadramento de ensaios de laboratório e *in situ* em função do nível de deformação; c) níveis de deformabilidade envolvidos em ensaios geotécnicos.

É fundamental quantificar a influência das várias metodologias de execução do ensaio nas correlações obtidas entre N_{SPT} e os parâmetros geotécnicos. Factores como o método de disparo da massa para a queda ou o tipo de martelo devem ser considerados para a uniformização dos resultados. Skempton (1986) utiliza, para esse efeito, a "razão de energia de penetração" (ER_r) de diferentes valores consoante aqueles factores e que se define por:

$$ER_r = \frac{E_r}{E_p} \cdot 100 \tag{2.1}$$

sendo: E_p - energia teórica (ou seja, a energia cinética total: E_p = 48,26 kgm = 474 J); E_r - energia do martelo de referência (Pilcon) estabelecido como padrão $(ER_r = 60\%)$.

Para outros tipos de sistemas a eficiência é distinta, pelo que se deve corrigir os valores de N medidos através de:

$$N_{60} = N \cdot \frac{ER_r}{60} \tag{2.2}$$

O autor apresenta ainda correcções aos valores de N para diferentes comprimentos das varas, tipo de guias e diâmetro do pré-furo de sondagem.

Seed *et al.* (1985) haviam já reflectido sobre os factores relacionados com os procedimentos e o tipo de equipamento para o SPT, em particular sobre o método de disparo e o guiamento da massa normalizada, realçando a importância de corrigir os valores de N em função da frequência de batimento, do comprimento das varas, de uma eventual diferença entre o diâmetro interno da ponta do amostrador e do restante corpo, e do diâmetro da pré-furação. Este último factor pode ser importante, pois só o uso de diâmetros de pré-furação baixos evita processos de descompressão na zona inicial de realização dos ensaios SPT (De Mello, 1972).

2.2.2 - Potencialidades e usufruto de ensaio

Este ensaio deve ser potenciado para definir correlações de interesse geotécnico, sendo mais importante estabelecê-las com as características mecânicas dos solos (resistência ou rigidez) do que directamente com as consequências destes (resistência de ponta ou lateral de uma estaca ou assentamento de uma sapata). Assim não se perde generalidade no seu usufruto.

Interessa estruturar duas vertentes deste usufruto: as avaliações da resistência e da rigidez. Na bibliografia identificam-se geralmente os seguintes grupos e subgrupos: areias e cascalhos, argilas e rochas brandas. Ao primeiro grupo será dada relevância especial devido às características físicas destes solos residuais do granito.

É reconhecidamente importante integrar nos valores de N_{60} o efeito da tensão efectiva *in situ*, sendo corrente admitir a seguinte dependência:

$$\frac{N_{60}}{D_r^2} = a + b \cdot \sigma'_v \tag{2.3}$$

cujas constantes a e b são muito variáveis com o tipo de material e condições.

Mais recentemente introduziu-se a noção de $(N_1)_{60}$ (N_{60} para σ'_v=1 kgf/cm^2), cuja expressão é de:

$$(N_1)_{60} = C_N \cdot N_{60} \tag{2.4}$$

sendo C_N um factor praticamente independente da granulometria do solo (Skempton, 1986, Seed *et al.*, 1985). Liao e Whitman (1985) apresentam uma expressão alternativa independente da compacidade relativa:

$$C_N = 1/\sqrt{\sigma'_{v0}} \tag{2.5}$$

(σ'_{v0} em ton/pé^2 e o valor de C_N deve ser $\leq 2{,}0$).

A relação entre $(N_1)_{60}$ e o ângulo de atrito é apresentado na Figura 2.4 para vários valores de OCR (Skempton, 1986). Note-se que há uma natural interdependência entre a resistência e a compacidade relativa (D_r) nestes solos arenosos.

Mais recentemente e como alternativa, apresenta-se uma metodologia de avaliação de ϕ' a partir do ângulo de atrito do estado crítico (ϕ'_{cv}) acrescido da componente de dilatância ($\phi' - \phi'_{cv}$), esta última função da compacidade relativa que, por sua vez, é função directa de $(N_1)_{60}$. ϕ'_{cv} assume valores típicos consoante a constituição mineralógica e a forma dos grãos (em 2.3.3 alguns valores segundo recolha de Stroud, 1989 - Quadro 2.5).

Na Figura 2.5 apresenta-se a variação de $(N_1)_{60}$ com a compacidade relativa para diferentes valores de ϕ'_{cv} e de OCR (Stroud, 1988). A conjugação desta figura com a Figura 2.4 (que integra os parâmetros D_r e ϕ') serve para aferir os valores de ϕ'.

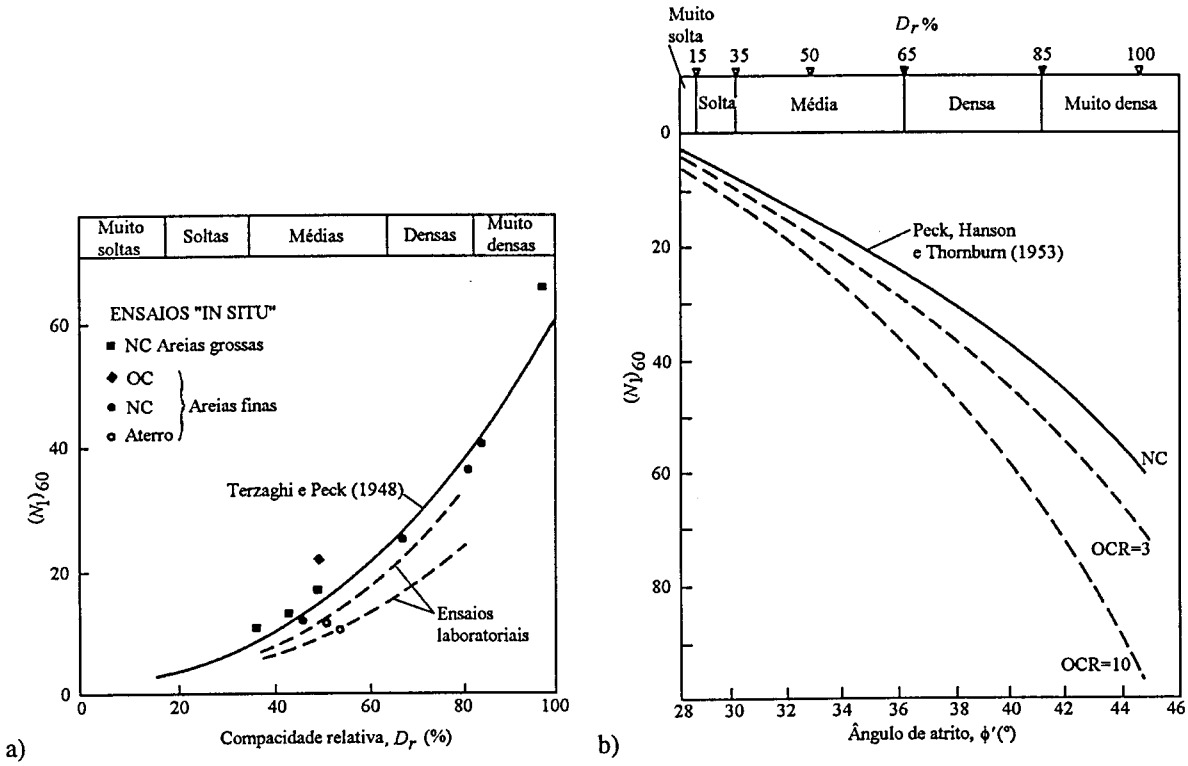


Figura 2.4 - Factores influentes nos valores de $(N_1)_{60}$(Skempton, 1986): a) compacidade relativa; b) *OCR* e ângulo de atrito.

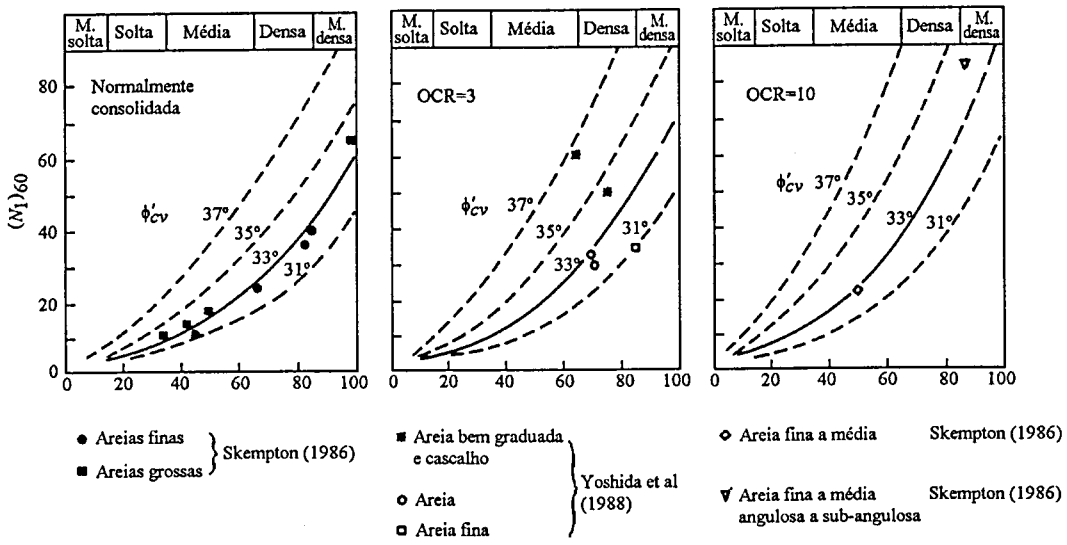


Figura 2.5 - Variação de $(N_1)_{60}$ e compacidade relativa com ϕ'_{cv} e *OCR* (Stroud, 1988).

Ainda sobre os factores de correcção a considerar nos valores de N_{SPT}, deve-se referir a influência do teor em finos nos resultados deste ensaio Mineiro (1994) usa em alternativa as

correlações para areias limpas (sem finos) e corrige os valores de $(N_1)_{60}$ adicionando um número de pancadas que é função do teor de finos.

Refira-se que muitas destas correlações foram estabelecidas (nomeadamente em câmaras de calibração) para areias com percentagens de finos distintas e muitas delas em areias limpas. Este cuidado tem implicações nas correlações que se baseiam no conceito de estado crítico muito dependente das características granulométricas do solo.

Há erros sistemáticos e variáveis que intervêm fortemente em $(N_1)_{60}$ e que têm que ser considerados numa análise comparativa com ensaios cujas correlações paramétricas se usam para estimativa, por exemplo, de ϕ' (Mello, 1971).

Para além dos factores de energia efectiva transmitida pelo equipamento de ensaio, condicionantes dos valores de $(N_1)_{60}$, ainda se deve salientar os dois seguintes:

(i) diâmetro do pré-furo: o alívio de tensões nas zonas adjacentes ao fundo do pré-furo por descompressão do solo numa profundidade de cerca de 2 a 3 vezes o diâmetro daquele (facto que explica, nos termos das propostas originais, a não consideração dos resultados obtidos para os primeiros 15cm de penetração, para pré-furos de diâmetros iguais ao do amostrador de Terzaghi) pode ser condicionante dos valores obtidos na 2ª fase de penetração, se a pré-furação for feita com diâmetros superiores ao convencional;

(ii) decréscimo de σ'_v na zona de ensaio em relação a σ'_{v0}, devido a factores de perturbação inerentes à própria metodologia do ensaio dinâmico; esta subestimação do N_{SPT} é de difícil quantificação pois depende de muitas variáveis.

Estes dois últimos pontos são particularmente importantes no caso de materiais não coesivos e mesmo o uso de lamas estabilizantes não os obviam, nomeadamente porque o efeito das mesmas é muito mais baixo na estabilização do fundo do pré-furo do que nas respectivas paredes e decresce muito o seu efeito para grandes profundidades, onde os elevados valores das tensões *in situ* e a grande rigidez da estrutura intergranular dificilmente são "contidas" pelo efeito daquelas. Duas hipóteses se colocam, então, para contrabalançar estes efeitos:

(i) uso sistemático de pré-furação reduzida e registo do número de pancadas em intervalos menores (por hipótese 5 em 5cm ou 7,5 em 7,5cm), considerando só os últimos registos (particularmente após a estabilização do número de pancadas unitário) extrapolados a 30 cm de penetração;

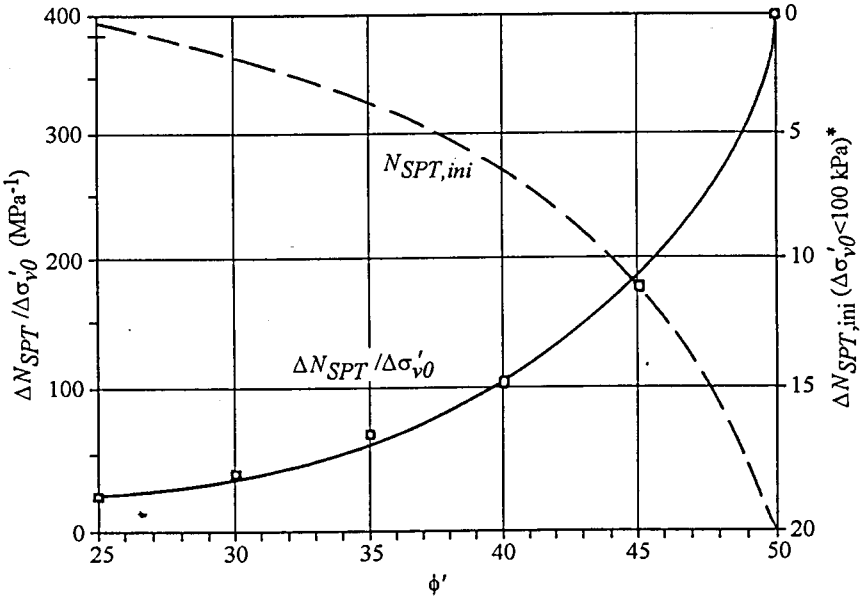
(ii) consideração dos valores obtidos em prática corrente mas tendo em conta novos conceitos de interpretação como, por exemplo:

(ii-1) correlações empíricas do N_{SPT} a partir da estimativa de $\Delta\sigma'_v$, para os quais ainda não se dispõe de resultados suficientes;

(ii-2) análises baseadas em $\Delta N_{SPT} / \Delta\sigma'_{v0}$ (De Mello, 1971 e Schmertmann *et al.*, 1977): em cada subcamada ensaiada admite-se que o *ratio* $\Delta N_{SPT} / \Delta\sigma'_{v0}$ (análogo a $\Delta q / \Delta p'$ ou $\Delta\tau / \Delta\sigma'$) reflecte a dependência atrítica de um material granular, pelo que potencia correlações para a determinação de ϕ'; salienta-se ainda a possibilidade de se considerar uma regressão linear desde a superfície (próxima de $\sigma'_{v0} = 0$) sendo esta mais indiciadora de distintos substratos; esta última opção reitera a dependência de N_{SPT} com σ'_{v0}, contrariando outras sugestões não lineares com σ'_{v0} (Figura 2.6).

Sendo a última metodologia mais sensível aos factores atrás descriminados (em particular em pequenas profundidades), os valores de ϕ' assim deduzidos poderão apresentar-se claramente conservativos. Por isso, a metodologia que se baseia na razão ponderada de $\Delta SPT / \Delta\sigma'_{v0}$ apresentar-se-á como mais fiável se as condições iniciais forem relativamente indetermináveis. A adopção deste *ratio* é justificada, já que se pode admitir que para uma sequência próxima de ensaios SPT (dentro de um substrato), os erros de base em todas as medições são equivalentes e auto-elimináveis.

Na Figura 2.6 apresenta-se o ábaco de correlação de ϕ' com aquele *ratio*. No mesmo apresenta-se, em traço interrompido, a correlação para a segunda metodologia (baseada no valor do SPT inicial, ou seja, na origem da recta N_{SPT} *versus* σ'_{v0}).



* Ensaios do U.S. Bureau of Reclamation, com alívio de tensões nulo

Figura 2.6 - Determinação de ϕ' a partir de $\Delta N_{SPT} / \Delta\sigma'_{v0}$ e N_{SPTini} (De Mello, 1971; Schmertmann, 1975)

Ainda relativamente à normalização do valor de N_{SPT} (N_{60}) em relação ao estado de tensão efectiva ao nível de ensaio, Décourt (1989) apresenta a expressão:

$$(N_1)_{60} = c_n \; N_{60} = \left[\frac{(\sigma'_{oct})_1}{(\sigma'_{oct})}\right]^{0,5} N_{60} \tag{2.1}$$

sendo

$(\sigma'_{oct})_1$ - a tensão octaédrica efectiva de uma areia normalmente consolidada a uma tensão efectiva vertical de 98,1 kPa;

(σ'_{oct}) - a tensão octaédrica efectiva real no nível de execução do ensaio.

Para aplicação desta correlação a areias sobreconsolidadas (com determinados valores de OCR, K_0 e ϕ') aquelas tensões efectivas octaédricas devem ser calculadas considerando os valores respectivos de OCR e K_0. Assim, ter-se-á:

$$(\sigma'_{oct})_1 = (\sigma'_{v0})_1 \cdot \frac{1+2 \cdot K_0^{NC}}{3} \tag{2.2a}$$

$$\sigma'_{oct} = \sigma'_{v0} \cdot \frac{1+2 \cdot K_0}{3} \tag{2.2b}$$

sendo K_0^{NC} o valor do coeficiente de impulso em repouso para solos normalmente consolidados e K_0 o valor correspondente ao solo sobreconsolidado, e que podem ser determinados pelas expressões de Jaky (1944) e Mayne e Kulhway (1982), respectivamente:

$$K_0^{NC} = 1 - \operatorname{sen}\phi' \tag{2.3}$$

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (OCR)^{\operatorname{sen}\phi'} \tag{2.4}$$

A aplicação da correlação obriga, assim, a um processo iterativo, arbitrando ϕ' para obter K_0^{NC}, K_0, c_n, $(N_1)_{60}$ e, finalmente, ϕ'. O processo termina quando $\phi'_{arbitrado} \cong \phi'_{obtido}$. A determinação dos valores de ϕ' pode ser feita a partir de ábacos como o proposto por Décourt (1989) e que se representa na Figura 2.7.

Ver-se-á em 5.1.3.2 que este critério não se ajusta aos solos estruturados como os do tipo residual : *não há univocidade de relação entre o ângulo de atrito e o estado de confinamento e a compacidade do material.*

Reflectindo ainda sobre a questão da idade geológica das areias, Décourt sugere factores de minoração de N_{60} ($N_{60_c} = (0,5-0,6) \cdot N_{60}$) para se poderem correlacionar valores

observados com os deduzidos de câmaras de calibração. A questão de cimentação poderá ser considerada de forma semelhante mas não são indicados valores para estes casos.

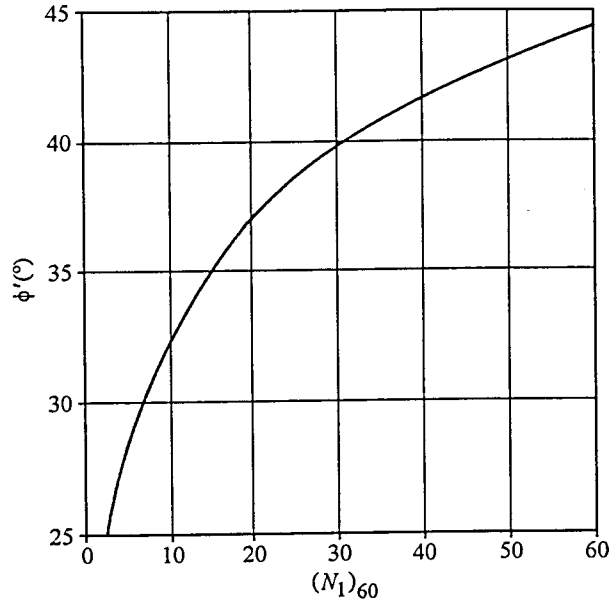


Figura 2.7 - Correlação entre $(N_1)_{60}$ e ϕ' para areias (Décourt, 1989)

A normalização a $(N_1)_{60}$ é, aliás, considerada como a melhor base de correlacionamento entre materiais de características diferentes. Mesma a clássica normalização à compacidade relativa é discutível (inúmeros factores adicionais como a angularidade dos grãos perturbam esta clássica normalização), pelo que o autor sugere como fundamental "*estimar em primeira mão o valor de* ϕ' *a partir de* $(N_1)_{60}$ *e só posteriormente avaliar* D_r *a partir de relações empíricas existentes entre* D_r *e* ϕ' ".

Tensão admissível avaliada directamente do SPT

Terzaghi e Peck (1967) e Meyerhof (1956, 1974) correlacionaram a tensão admissível, q_a, de fundações superficiais - por limitação de assentamentos a 25 mm - com o valor ponderado do N_{SPT}. Consideradas conservativas, as curvas de Terzaghi e Peck foram reanalisadas por Meyerhof . Bowles (1988) apresenta um ábaco de correlacionamento de N_{SPT} com q_a, sendo o valor de N_{SPT} correspondente a uma razão de energia de 55% da teórica (EUA).

Segundo a proposta, deve-se calcular a média do valor de $N_{SPT}(= N_{55})$na zona de influência da sapata (0,5·B acima da base e 2·B abaixo da mesma) e, em função da dimensão

da sapata, obter a tensão admissível (q_a para um assentamento máximo de 25 mm). O autor sugere que, se a limitação do assentamento for diferente de 25 mm, pode-se admitir proporcionalidade directa entre tensões admissíveis e os respectivos assentamentos previstos.

Outro autor (Parry, 1977) simplifica ainda mais esta avaliação da tensão admissível com a expressão para solos não coesivos:

$$q_a = 30 \cdot N \quad \text{(kPa)} \tag{2.5}$$

sendo $N = N_{55}$ e determinado para a profundidade de 0,75·B.

Esta forma de avaliação da tensão admissível (considerada como um critério simples de estado limite de utilização) é consequência, para um assentamento admissível, de as tensões mobilizadas nas curvas carga-assentamento serem distintas consoante o estado de compacidade do material granular (em particular, arenoso). Sabendo-se que há uma relação de dependência directa (embora se possa discutir a linearidade) entre o N_{SPT} (ou os seus valores normalizados) e D_r, aceita-se como bom princípio a relação entre esta noção de tensão admissível e o valor daquele parâmetro. A introdução dos factores geométricos B e D integra, como se verá de seguida, a influência dos mesmos no desenvolvimento de deformações nos maciços solicitados.

Rigidez - solos arenosos e rochas brandas

É geralmente aceite a ideia de que a rigidez dos solos é altamente dependente do nível de deformação, consequência da não linearidade da relação $\sigma - \varepsilon$, mesmo em zonas elásticas (Jardine *et al.*, 1986; Burland, 1991; Jardine *et al.*, 1991-a e Jardine *et al.*, 1991-b).

Deve-se, portanto, adoptar diferentes valores dos módulos de deformabilidade secantes consoante o nível de deformação. A dificuldade prática reside no estabelecimento adequado desse nível para uma determinada fundação. Ao pretender-se correlacionar valores de N_{SPT} com o parâmetro de rigidez E (secante) deve-se ter em conta que tanto um como outro variam com a tensão média efectiva do maciço (em profundidade) pelo que é adequado considerar a razão E / N_{60} e a sua variação com o nível de deformação correspondente a um estado último de rotura ($q / q_{ult} = q_a / q_{ult}$). A determinação da carga última pode ser feita por via do conhecimento de ϕ' (directamente a partir de $(N_1)_{60}$ ou a partir de ϕ'_{cv}) num ponto correspondente à profundidade B (largura efectiva da fundação), utilizando a expressão da capacidade de carga. Na Figura 2.8 apresenta-se um ábaco da relação E / N_{60} *versus* q_a / q_{ult} para os vários tipos de materiais em causa. No Quadro 2.2 apresentam-se alguns valores típicos para a razão $q_a / q_{ult} = 0{,}1$ de solos mais indexáveis aos saprólitos de granito.

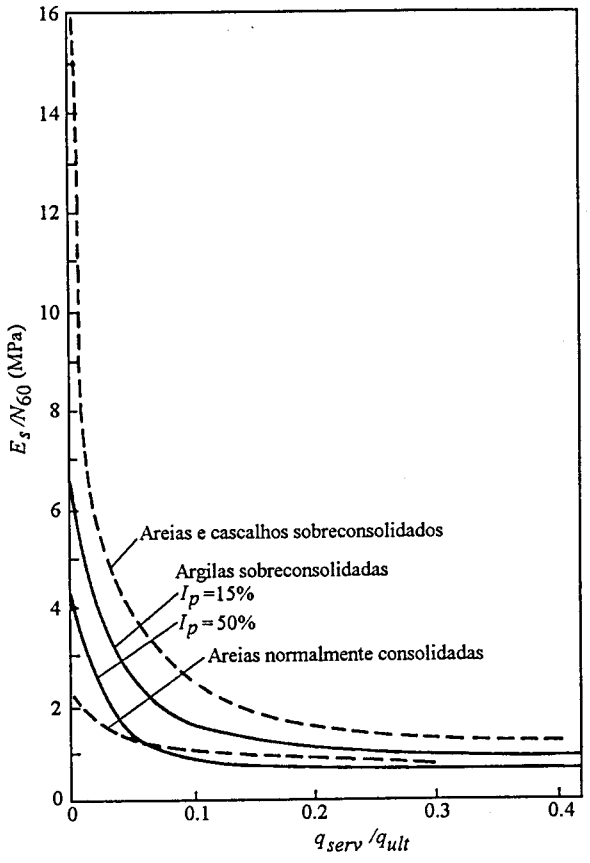


Figura 2.8 - Variação de E / N_{60} com a tensão aplicada normalizada ($q_a (= q_{serv}) / q_{ult}$) (Stroud, 1988).

Quadro 2.2 - Módulos de deformabilidade deduzidos do SPT (Stroud, 1988)

Tipo de Maciço	E / N_{60} (MPa)	E / c_u^*
Areias e Cascalhos Sobreconsolidados	2.5	--
Areias Normalmente Consolidadas	1.0	--
Rochas Brandas e pouco sensíveis ($N_{60} < 200$)	1.0	200

* baseado nos valores de f_1 da Figura 2.8.

O SPT é um ensaio correntemente usado para avaliação directa de ***assentamentos em fundações superficiais*** a partir de adaptações da expressão simplificada de determinação de assentamentos em maciços semi-infinitos:

$$s = q \cdot B \cdot f / \overline{E_s} \tag{2.6}$$

sendo os valores ponderados (segundo critérios variáveis de autor para autor) de $\overline{N}$ (ou $\overline{N_{60}}$) relacionados com o módulo de elasticidade por:

$$\overline{E_s} = \alpha \cdot \overline{N}^{\beta} \tag{2.7}$$

sendo α e β constantes dependentes do critério (semi-empírico) e $\overline{N}(=\overline{N_{60}})$ um valor mais representativo da deformabilidade do maciço. Estes métodos pseudo-elásticos foram ultimamente melhorados incorporando sistematicamente a importância relativa dos principais parâmetros que influenciam aquele assentamento. Estas formulações consideram valores ponderados de N_{SPT} de uma zona de influência e, sendo o módulo de deformabilidade não linear, potenciam a tensão aplicada a valores diferentes da unidade. De facto, dos três factores que influenciam o assentamento destas obras, a geometria (traduzida em *f*), a tensão (*q*), a largura da fundação (*B*) e o módulo de deformabilidade ($\overline{E_s}$), é este último que importa salientar. Sendo dependente de um determinado campo de tensões efectivas (de repouso e induzidas) e da sua variação em profundidade, avaliável por ensaios *in situ*, em particular pelo SPT, as suas relações com $\overline{N}$ estão longe de ser únicas. A influência da história de tensões reflecte-se especialmente na redução dos assentamentos, devido aos valores superiores de tensões efectivas horizontais de repouso. Não sendo o SPT o ensaio que melhor pode representar estes factores naquela relação, as correlações devem ser consideradas como dependentes de cada tipo de maciço.

2.2.3 - O SPT e os solos residuais

Sendo os solos residuais caracterizados por estruturas muito particulares que resultam em índices de vazios relativamente elevados associados a valores de resistência e rigidez elevados (em clara oposição à tendência dos materiais granulares sedimentares), deve-se questionar sobre a aplicabilidade das metodologias anteriores a estes materiais.

Segundo Rocha Filho (1989) qualquer tentativa de estabelecer correlações empíricas entre a compressibilidade ou a resistência e os resultados de ensaios *in situ*, como o SPT, deve incorporar índices quantitativos da distribuição mineralógica e do grau de intemperismo. Rocha Filho *et al.* (1985), introduzindo a noção de índice de lixiviação (β = ba_1 da rocha alterada / ba_2 da rocha sã, com $ba_1 = (K_2O + Na_2O)/Al_2O_3$ - ver Capítulo 1), indicam relações do tipo:

$$E = 2800 \cdot \beta + 830 \ \left(kgf/cm^2\right) \tag{2.8}$$

para o módulo de deformabilidade determinado a partir de ensaios de carga em placa e de pressiómetro (Figura 2.9a). Nas figuras apresentadas pode ainda ver-se a dependência do valor

de N_{SPT} do mesmo grau de lixiviação. Apresentam ainda relações dos parâmetros de resistência com β:

$$c' = -1{,}53 \cdot \beta + 0{,}70 \quad \left(\text{kgf/cm}^2\right)$$
$$\phi' = 40 \cdot \beta + 26° \tag{2.9}$$

sendo c' e φ' resultantes de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas (Maccarini, 1980).

Numa tentativa de superar essa particularização Rocha Filho *et al.* propõem a adopção dos valores de (Figura 2.9b):

$$A = 36 \cdot \beta^{0,20} \qquad \text{e} \qquad B = 80 \cdot \beta^{-0,25} \tag{2.10}$$

na expressão geral de:

$$E_p(kgf/cm^2) = A \cdot N_{SPT} + B \tag{2.11}$$

mas também ressalvam um factor importante para a deformabilidade de projecto, que é a consideração de níveis coerentes de deformação entre as propostas de correlações.

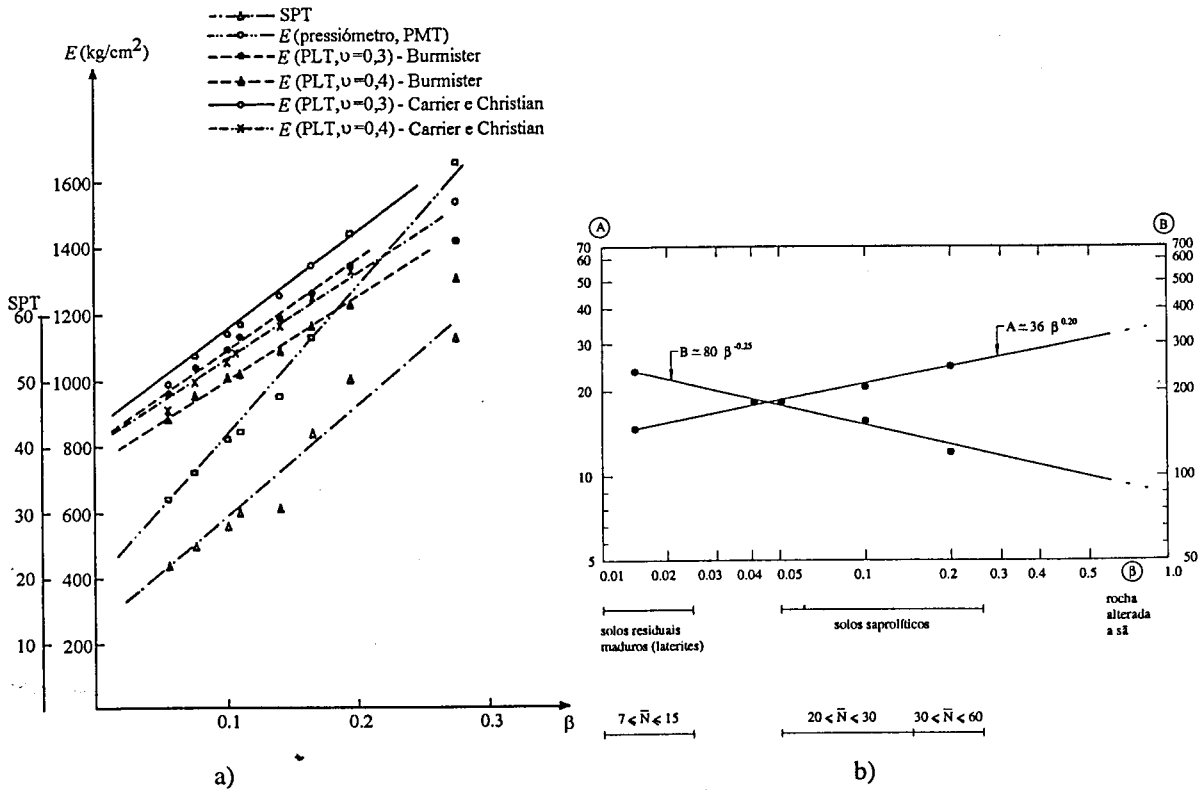


Figura 2.9 - Correlações entre a compressibilidade e graus de meteorização: a) módulo de deformabilidade (de ensaios de placa) *versus* índice de lixiviação (Rocha Filho, 1989); b) coeficientes do índice de lixiviação *versus* N_{SPT} (Rocha Filho e Queirós de Carvalho, 1988).

O Quadro 2.3 apresenta um resumo de algumas das mais significativas correlações entre o valor do módulo de elasticidade e N_{SPT} (Rocha Filho, 1989). As expressões típicas são de forma $E = A \cdot N + B$ ou $E = a \cdot N^b$, com A, B, a e b factores empíricos, de grande variabilidade e forte componente local.

Ajayi e Balogum (1988) apresentam algumas correlações entre parâmetros de penetração, como por exemplo entre N_{SPT} e q_c (resistência de ponta do CPT) - Quadro 2.4 - e compara-os com os clássicos para solos sedimentares arenosos e afins (Schmertmann, 1970), constatando que se enquadraria nas areias limpas ou com algum silte.

Em abono do que se afirmou acima da possível inadaptação dos critérios de correlação expostos, referem estes autores que não encontram relação monótona dos valores de resistência à penetração com, nomeadamente, a tensão efectiva vertical de repouso, atribuindo o facto à estrutura interparticular cimentada destes materiais. Questões como o factor sobreconsolidação devem ser encarados numa perspectiva menos usual (não tanto como consequência da história das tensões mas antes como inverso do grau de lixiviação) e devem ter consequências nos novos conceitos de indexação destes materiais.

Quadro 2.3 - Correlações entre o módulo pressiométrico e N_{SPT}

Correlação (kgf/cm2)	Referência	Observações	
1) $E_p = 22 \cdot \overline{N}^{0,65}$	MARTIN (1977)	Baseada em 120 ensaios, com um coeficiente de correlação de 0.788. Solos saprolíticos de micaxisto e gnaisse (Piedmont, EUA).	
2) $E_p = 15 \cdot \overline{N}^{0,70}$	MARTIN (1987)	Baseada em 459 ensaios, com um coeficiente de correlação de 0,79. Solos saprolíticos de micaxisto e gnaisse (Piedmont, EUA).	
3) $E_p = 80 \cdot \overline{N}^{0,70}$	ROCHA FILHO (1989)	Expressão geral baseada nos resultados dos campos experimentais 1 e 2 (PUC/RJ). Solo saprolítico de gnaisse.	
3.1) $E_p = 15 \cdot \overline{N} + 240$	ROCHA FILHO (1988)	$0.005 < \overline{\beta} < 0.021$ e $7 < \overline{N} < 15$	
3.2) $E_p = 25 \cdot \overline{N} + 160$	ROCHA FILHO E ROMANEL (1983)	$0.05 < \overline{\beta} < 0.15$ e $20 < \overline{N} < 30$	
3.3) $E_p = 26 \cdot \overline{N} + 120$		$0.15 < \overline{\beta} < 0.25$ e $30 < \overline{N} < 60$	
4.1) $E_p = 10 \cdot \overline{N}^{0,83}$	ROCHA FILHO E OLIVEIRA (1989)	Carregamento 1	Solos saprolíticos de gnaisse (PUC/RJ)
4.2) $E_p = 19 \cdot \overline{N}^{0,72}$		Carregamento 2	
4.3) $E_p = 90 \cdot \overline{N}^{0,50}$		Recarga	

Quadro 2.4 - Relações entre q_{c_CPT} e N_{SPT} para solos nigerianos (Ajayi e Balogum, 1988)

Tipo de Solo (Nigéria)	$q_c(kgf/cm^2)/N_{SPT}$	Média
Saprólitos e Laterites em todas as condições	0.8 - 20.0	4.2
Saprólitos e Laterites acima do Nível Freático	0.8 - 20.0	4.5
Saprólitos e Laterites abaixo do Nível Freático	2.0 - 10.0	4.0
Argila Arenosa Laterítica	0.8 - 8.0	3.2
Argila Arenosa Saprolítica	0.8 - 20.0	4.2

A execução do SPT em maciços deste tipo deve contemplar a necessidade de assegurar uma boa avaliação da posição do firme ou "bed-rock", pelo que é boa prática aumentar a definição corrente de "Nega" para valores das 200 pancadas/30 cm, como é sugerido em zonas típicas como Hong Kong (GCO, 1990) e sobrefurar à rotação até profundidades de, pelo menos, cinco vezes a máxima dimensão em planta das fundações directas ou dez vezes em fundações profundas.

Nalguns solos residuais deve-se ter o cuidado de garantir a remoção de grãos de quartzo fragmentados que se podem acumular no fundo da perfuração e que dificilmente se extraem pelo processo de circulação de água (GCO, 1990).

Segundo Décourt (1992), os métodos clássicos para previsão de assentamentos nestes solos residuais são geralmente associados pela granulometria, a que se podem reduzir após remeximento, aos estabelecidos para solos sedimentares equivalentes. Conclui que os métodos deduzidos para solos sedimentares arenosos são, no entanto, claramente conservativos.

São sintomáticas as expressões do módulo de deformabilidade obtidas da análise de cargas em placa realizadas na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC/RJ):

$$E = 2{,}9 \cdot N + 2{,}7 \quad (\text{MPa}) \tag{2.12}$$

ou do ensaio pressiométrico (Ménard) no mesmo campo experimental:

$$E_p = 0{,}81 + 2{,}83 \cdot N \quad (\text{MPa}) \tag{2.13}$$

em que E_p corresponde ao módulo pressiométrico (carregamento virgem), sendo correlacionáveis entre si por:

$$E \cong (1{,}3 - 1{,}5) E_p \tag{2.14}$$

Décourt (1992) apresenta ainda uma relação mais simples e razoavelmente testada em solos residuais gnaissicos e graníticos:

$$E = 3N_{60} \cdot \frac{72}{60} = 3{,}6 \cdot N_{60} \quad \text{(MPa)} \tag{2.15}$$

Esta expressão é testada no referido artigo em dois ensaios de carga em placa de 0,80m, em condições muito bem controladas de execução, sobre solos residuais gnaissicos.

Segundo Décourt (1992) o estabelecimento da tensão admissível pode ser feito a partir de um dos dois seguintes critérios:

- valor da tensão aplicada à placa de diâmetro de 0,80 m (dimensão padrão, sugerida no Brasil) correspondente a um assentamento de 6,0 mm;
- valor calculado com base no SPT, considerando-se como tensão admissível o correspondente a: $N/3$ (areias); $N/4$ (argilas), em kgf/cm^2.

O autor obtém excelente concordância para aquelas tensões admissíveis, entre os valores calculados segundo estes últimos critérios semi-empíricos e usando a expressão da Teoria de Elasticidade com base no módulo de elasticidade definido por (2.15).

Há grande consistência das correlações entre G_0 (módulo de distorção máximo - para muito pequenas deformações = G_{max}) e o N_{SPT} (Jamiolkowski *et al.*, 1988; Jamiolkowski e Robertson, 1988).

Segundo Imai e Tonouchi (1982) e Stroud (1988):

$$G_0 = 5{,}8 \cdot N_{60} \quad \text{(MPa)} \tag{2.16}$$

ou Ohsaki e Iwasaki (1973):

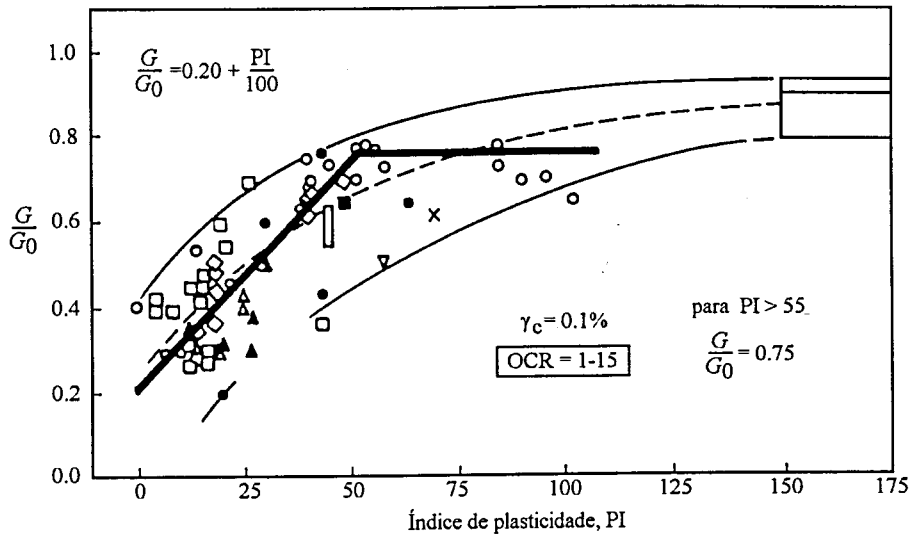
$$G_0 = 10{,}4 \cdot N_{60}^{0{,}8} \quad \text{(MPa)} \tag{2.17}$$

Na prática das obras geotécnicas em condições estáticas as deformações envolvidas são substancialmente mais elevadas do que as correspondentes a G_0 (ver 2.1.2).

Décourt (1992) propõe-se avaliar esses módulos de distorção para γ entre 10^{-3} e $5 \cdot 10^{-3}$. Analisando dados da bibliografia e próprios sobre a dependência de G com o nível de deformação (Georgiannou *et al.*, 1991; Tatsuoka e Shibuya, 1992; Vucetic e Dobray, 1991), apresenta as seguintes relações entre a razão $G_{0,1\%} / G_0$ com o índice de plasticidade (para solos não plásticos $I_P = 0$), formuladas a partir dos valores que se representam na Figura 2.10:

$$G_{0,1\%} / G_0 = \frac{20 + I_P}{100}; \quad I_P \leq 55 \tag{2.18}$$

$$G_{0,1\%} / G_0 = 0{,}75; \quad I_P > 55 \tag{2.19}$$



NOTA: $PI \Leftrightarrow I_P$, na literatura anglo-saxónica

Figura 2.10 - G / G_0 função do Índice de Plasticidade (Décourt, 1992).

Ressalva-se a inexistência de enquadramento experimental de casos em solos estruturados (residuais cimentados) com este tipo de proposta, pelo que abre a questão à discussão para estes materiais.

Esta proposta simplificada permite, contudo, avaliar, a partir da determinação de G_0 - geralmente mais fidedigna - e das relações entre G_0 e N_{72_SPT} (valor padrão do equipamento usado no Japão e correspondente a uma razão de energia de 72% da teórica), estimar o módulo de deformabilidade a 0,1% como se segue:

$$G_{0,1\%} = \frac{20 + I_p}{100 \cdot G_0} = \frac{20 + I_p}{100 \cdot \alpha \cdot N_{60}} \tag{2.20}$$

sendo $\alpha \cdot N_{60}$ recursiva de uma das expressões anteriores.

Barros (1992) comparou valores de G_0 determinados em ensaios de "*cross-hole*" e previstos por aquelas relações com o $N_{SPT}(N_{60}$ ou $N_{72})$, tendo concluído que:

(i) para solos saprolíticos e sedimentares os valores praticamente coincidem;
(ii) para solos lateríticos o desfasamento é grande (valores dos ensaios de "cross-hole" cerca de 3 a 4 vezes os das relações com N_{SPT}), propondo uma nova correlação:

$$G_0 = 41{,}7 \cdot N_{60}^{\,0{,}72} \text{ (MPa)} \tag{2.21}$$

Deve-se ainda salientar uma observação de Décourt em relação à determinação directa da capacidade de carga e da tensão admissível a partir de valores de N_{SPT}:

> *"(...) é prática corrente no Brasil - desde os trabalhos de De Mello (1972) - aplicar as regras correntes estabelecidas para solos sedimentares para argilas e areias, consoante a granulometria equivalente. Não se têm detectado desajustes nos resultados obtidos, pelo que se poderá concluir que esta opção pode ser aceitável mas é provavelmente conservativa (...)".*

2.3 - ENSAIO CPT

2.3.1 - Descrição geral do ensaio e parâmetros recorrentes

O CPT (ou "cone holandês") teve como primeiro objectivo a avaliação da disposição e da variabilidade dos estratos dos maciços em profundidade (em particular sedimentares e moles). É hoje universalmente reconhecida a possibilidade de correlacionar a informação em termos de resistência à penetração (mais tarde decomposta em resistência de ponta, q_c , e lateral, f_s) com as características mecânicas dos maciços de solos moles a medianamente rijos. O parâmetro mais correntemente deduzido a partir de q_c e f_s , para a identificação da sequência estratigráfica do maciço, é a denominada razão atrítica ou de fricção ($F_R = f_s / q_c$). São correntes e já clássicos alguns ábacos de classificação de solos a partir de valores do par q_c e F_R (Douglas e Olsen, 1981, e Robertson e Campanella, 1983).

Passo importante para a sua aceitação foi o esforço de normalização reflectido no relatório de "Reference Procedure" do TC16 (ISSMFE - TC16, 1989).

Dois tipos de medições são correntes: o penetrómetro eléctrico e o mecânico, sendo as vantagens do primeiro evidentes. Para além da monitorização contínua, evita erros muito elevados em perfis com elevadas resistências à penetração e profundidades de execução (Rocha Filho, 1991).

2.3.2 - Usufruto e potencialidades de ensaio

Não medindo directamente as propriedades dos solos, este ensaio exige o recurso a uma das duas linhas de interpretação: correlacionamento empírico ou uso de modelos

constitutivos numa solução numérico-analítica para este problema particular. Embora apareçam na bibliografia algumas soluções teóricas para correlacionar, por exemplo, o ângulo de atrito e a resistência de ponta (Janbu e Senneset, 1974, Baligh, 1976 ou Folque, 1982), não são, contudo, suficientemente fundamentadas, pelo que são bem mais divulgadas as correlações empíricas, em especial para solos dilatantes.

Correlações entre N_{SPT} e q_c

É comum apresentarem-se correlações entre N_{SPT} e q_c para, a partir do conhecimento daqueles valores, se deduzirem os parâmetros mecânicos dos solos utilizando as correlações mais fiáveis entre q_c e E. Robertson e Campanella (1983) apresentam um resumo de alguns trabalhos que correlacionam q_c / N_{SPT} com o diâmetro médio das partículas (D_{50}). Burland e Burbidge (1985) actualizam essas relações e medianizam-nas.

Classificação de solos com base $q_c(Q_T)$ e f_s (F_r)

Quanto à classificação de solos em função das grandezas extraíveis destes ensaios (q_c e f_s - no CPT e, adicionalmente, u - no CPTU), Robertson (1990) apresenta um sistema integrado que parte de uma adimensionalização das grandezas determinadas no CPT (ou CPTU), para maior generalidade. Esta proposta é, aliás, um desenvolvimento de uma anterior, estabelecida só com base nas duas primeiras grandezas para o ensaios CPT (Robertson e Campanella, 1988). São ábacos tridimensionais baseados nos seguintes valores:

$$Q_T = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\,; \quad F_r = \frac{f_s}{q_c - \sigma_{v0}} \times 100\ (\%)\,; \quad B_q = \frac{\Delta u}{q_c - \sigma_{v0}} \qquad (2.22)$$

A normalização seria conceptualmente mais correcta se fosse usada a tensão média efectiva de repouso, sabendo que as resistências à penetração são mais dependentes da tensão horizontal (Wroth, 1988). Admitindo, contudo, que o conhecimento do estado de tensão horizontal *in situ* é muito difícil, Robertson (1990) propõe, para efeitos de classificação prática, que se faça a normalização em relação à vertical. Na Figura 2.11 apresentam-se os referidos ábacos. Salienta-se as tendências de variação dos valores de graus de sobreconsolidação, graus de cimentação e idade e, muito particularmente, dos ângulos de atrito (condições drenadas - 6 e 7, não drenadas - 1, 2, 3 e 4, ou parcialmente drenadas - 5, 8 e 9). Outros factores naturais, como a fábrica, a rigidez e a história de tensões, não estão totalmente contabilizados. Para além desta avaliação qualitativa do tipo de solo, Robertson apresenta algumas correlações empíricas entre q_c / σ'_{v0} *versus* ϕ' e q_c *versus* M, E e G_0, desenvolvidas para areias siliciosas normalmente consolidadas.

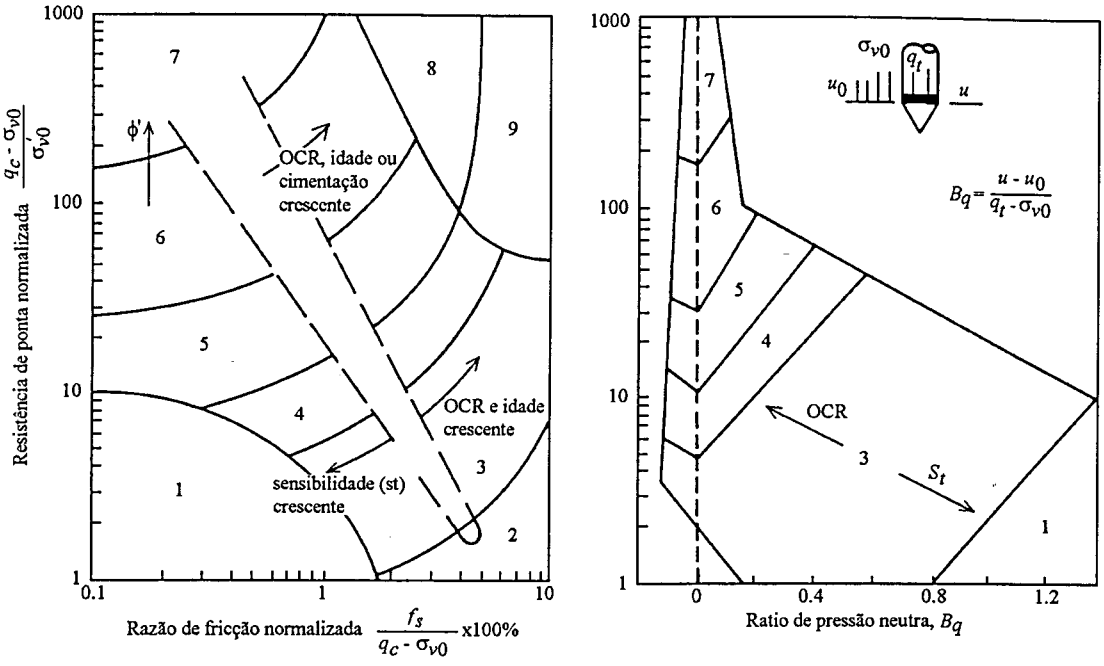


Figura 2.11 - Ábaco de Classificação baseado em parâmetros normalizados de CPT e CPTU (Robertson, 1990).

Alternativamente, e por aferição em câmaras de calibração de grande dimensão, têm surgido outras relações entre o valor de q_c e os parâmetros de compacidade (D_r), a tensão efectiva de confinamento (inicialmente σ'_{v0} e mais recentemente, σ'_{h0} e p'_0 - Houlsby e Wroth, 1989) e, por sua vez, com as respectivas propriedades mecânicas (Jamiolkowski *et al.*, 1988). Estas propostas pressupõem, contudo, que estes materiais se comportam mecanicamente de forma semelhante nas mesmas condições de compacidade relativa e tensão efectiva de confinamento, o que não é manifestamente verdadeiro.

Os critérios de identificação de solos arenosos ou areno-siltosos recorrem a leis de dependência das resistências de ponta com a tensão efectiva de repouso (no horizonte do ensaio) e integram outros importantes factores como a compacidade relativa (D_r), a resistência ao corte e as características de deformabilidade (Robertson e Campanella, 1983). Saliente-se ainda a necessidade de considerar a compressibilidade da areia (as areias angulares quartzosas são mais compressíveis que as arredondadas).

Resistência - solos arenosos

As correlações com a resistência dos solos arenosos são também dependentes da curvatura da envolvente de rotura, tendo, contudo, as primeiras propostas admitido relações lineares entre q_c e σ'_{v0}, de que é exemplo o gráfico como o apresentado por Robertson e

Campanella (1983). Saliente-se que estas propostas foram desenvolvidas para solos normalmente consolidados.

Reconhecendo que a sobreconsolidação de maciços naturais sedimentares tem uma influência determinante sobre as correlações entre q_c e σ'_{v0} e ϕ', podendo este valor ser grosseiramente sobrestimado a partir daquelas propostas, Baldi *et al.* (1982) propõem contabilizar de alguma forma o seu efeito a partir de correlações semelhantes às citadas, considerando σ'_{h0} em vez σ'_{v0} e admitindo que a tensão efectiva horizontal de repouso traduz mais consistentemente o efeito de OCR superior à unidade.

Quanto às soluções analíticas, a teoria de Durgunoglu e Mitchell (1975) é a que mais generalizadamente se tem adoptado para a estimativa de ϕ' em depósitos não coesivos e não muito compressíveis (siliciosos), devendo adoptar-se a teoria de expansão de cavidade para os mais compressíveis (calcáreos e micáceos) - tendo em conta a influência da deformação volumétrica plástica. Outra solução mais recente é a teoria de tensão-dilatância (Bolton, 1986) que, partindo da resistência intrínseca do solo (ϕ'_{cv} - dependente da mineralogia e composição da areia) e do estado de tensão inicial, reflectido no valor de K_0 (relevando a importância da história de tensões), segue um processo de cálculo como o esquematizado na Figura 2.12. Na mesma figura (b) apresenta-se um ábaco geral para um solo de $\phi'_{cv}=34°$ e um qualquer nível de σ'_{ff} - para ter em conta a curvatura da envolvente de rotura (corresponde a um ângulo de atrito secante).

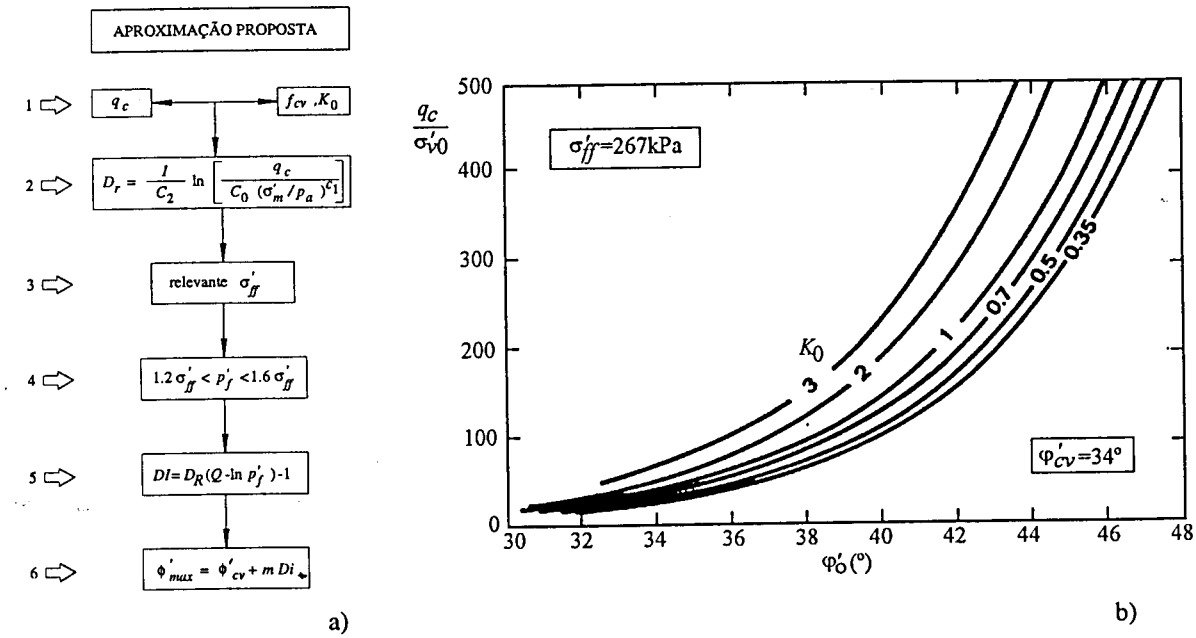


Figura 2.12 - Estimativa de ϕ' em areias, a partir da teoria de tensão-dilatância de Bolton (1986): a) esquema de determinação de ϕ' ($= f(q_c)$); b) ϕ' para uma areia de $\phi'_{cv}=34°$.

Conjugando os valores de q_c / σ'_{v0}, de ϕ'_{cv} e de K_0, esta formulação integra a dependência do ângulo de atrito base de dimensionamento (ϕ') com as características intrínsecas do material (ϕ'_{cv}) e inclui a relação de tensões iniciais (K_0 depende do tipo de material e reflecte p'_0). A figura apresenta essa relação entre $\phi'(=\phi'_p)$ e aquelas variáveis, com valores de K_0 correntes os quais, na falta da sua avaliação experimental, podem ser inferidos da bibliografia. O valor de $\sigma'_{ff} = 267\,\text{kPa}$ de referência reporta-se à formulação de Baligh (1975) que traduz a não linearidade da envolvente de rotura, considerando ainda valores do ângulo de inclinação da envolvente (dependente de D_r nas areias e determinável em aproximação, no laboratório) propostos por Baldi *et al.* (1986).

Been *et al.* (1986) apresentam alguns dados que confirmam a influência dos seguintes factores adicionais, presentes tanto em depósitos naturais como artificiais:

(i) constituição mineralógica e forma dos grãos;

(ii) heterogeneidade das dimensões das partículas num mesmo depósito arenoso;

(iii) história de tensões e idade do maciço;

(iv) cimentação - matriz ligada por "pontes" estruturais - e fábrica.

Na impossibilidade de englobar estes factores nos conceitos de D_r e p'_0, surgiram tentativas para os integrar no conceito de parâmetro de estado (ψ) - Been e Jefferies (1985). Os parâmetros mecânicos das areias, como os de resistência (ângulo de atrito de pico) que são usados nas análise de equilíbrio limite, parecem ser razoavelmente normalizáveis a partir de ψ. Em anexo a este capítulo apresenta-se o conceito de "estado estável ou crítico".

A interpretação dos resultados do CPT é, assim, vista à luz da componente adicional de resistência, reflectida em ψ. Been *et al.* (1986) apresentam alguns resultados de ensaios em câmara de calibração com duas areias de naturezas diferentes, determinando a linha de estados estáveis com recurso a ensaios não drenados.

À luz dos fundamentos teóricos expostos por Houlsby e Wroth (1980) e Wroth (1984, 1988) as relações são do tipo:

$$\overline{Q_T} = \frac{q_c - p_0}{p'_0} = f(\psi) = k \cdot \exp(-m \cdot \psi) \qquad (2.23)$$

em que $\overline{Q_T}$ é a resistência de ponta adimensional, m a inclinação da relação entre aquela resistência e ψ, e k o valor daquela para $\psi = 0$ (Been *et al.*, 1987).

A determinação da função $f(\psi)$ permitirá, conjuntamente com os resultados do CPT (q_c) e a avaliação das tensões de repouso, caracterizar a resistência da areia como material arenoso (de que se conhece ϕ'_{cv}). Ressalvam-se, contudo, alguns condicionalismos sobre este tipo de análise (Been *et al.*, 1986 e 1987):

(i) os resultados restringem-se a câmaras de calibração de pequena dimensão;

(ii) admite-se simplificadamente que, sendo os valores das resistências de ponta suficientemente elevados, os deslocamentos impostos pelo cone obrigam a níveis de tensão que influenciam um vasto volume à volta do mesmo (em cedência);

(iii) neste volume estarão em jogo deformações volumétricas plásticas e elásticas, sendo estas últimas controladas pela compressibilidade do material para níveis baixos de extensões e, por isso, condicionadas pela fábrica e pela cimentação; atendendo, no entanto, a que as extensões plásticas são dominantes no valor de q_c, pode-se considerar que esta formulação de estado é realista;

(iv) finalmente, refira-se que se estas formulações forem estabelecidas em campos experimentais em depósitos naturais (não se baseando exclusivamente em ensaios sobre câmaras de calibração com areias reconstituídas), as correlações que se obtêm poderão incluir implicitamente (desde que feita uma boa avaliação de estado de tensão efectiva *in situ*) estas componentes paralelas.

Se os valores do ângulo de atrito crítico (que podem variar entre 30 e 42°) não são directamente avaliados (experimentalmente), pode-se recorrer às referências bibliográficas cada vez mais extensivas. No Quadro 2.5 apresenta-se um resumo de um levantamento bibliográfico de valores típicos de ϕ'_{cv} (Stroud, 1988).

Been *et al.* (1987) apresentam resultados de 400 ensaios individuais com areias normais e sobreconsolidadas e diferentes condições de estados físicos e tensionais, em que correlacionam $\overline{Q_T}$ *versus* ψ (ver 2.23). Desenvolvendo as relações de m e k (≥ 0) com λ_{ss} (inclinação da linha dos estados estáveis) os autores chegam à expressão geral que relaciona as grandezas em questão:

$$\frac{q_c - p_0}{p'_0} = \left(8 + \frac{0{,}55}{\lambda_{ss} - 0{,}01}\right) \exp\left[-(8{,}1 - \ln \lambda_{ss}) \cdot \psi\right] \qquad (2.24)$$

Quadro 2.5 - Valores de ϕ'_{cv} para materiais granulares. (Stroud, 1989)

MATERIAIS ESTUDADOS	ϕ'_{cv}	Dimensão média das partículas	Mineralogia	Forma das partículas	D_{50} (mm)	D_{10} (mm)	D. Uniform. D_u	e_{max}	e_{min}	Referência
BEM GRADUADOS										
Areia arredondada										
Otava	29.5	g	q	bastante rnd	0.75	0.65	1.2	0.08	0.49	Lee *et al.* (1967)
Otava	30.0	m	q	rnd	0.53	0.35	1.7	0.79	0.49	Been *et al.* (1987)
Areia arredondadas a sub-angulares										
Rio Chattahoochee	32.5	m	q	algo ang	0.37	0.17	2.5	1.10	0.61	Vesic *et al.* (1968)
Mol	32.5	f-m	q	algo rnd	0.19	0.14	1.5	0.89	0.56	Ladanyi (1960)
Monterey No 0	32.0	m	q+sf	algo rnd	0.37	0.25	1.6	0.82	0.54	Been *et al.*(1987)
Ticino	31.0	g	q	algo rnd	0.53	0.36	1.6	0.89	0.60	Been *et al.* (1987)
Rio Sacramento	33.3	f-m	q+f	s ang/s rnd	0.22	0.15	1.5	1.03	0.61	Lee *et al.* (1967)
Reid Bedford	32.0	f-m	q+sf	algo ang	0.24	0.16	1.6	0.87	0.55	Been *et al.* (1987)
Hokksund	32.0	g	q+f	algo ang	0.39	0.21	2.0	0.91	0.55	Been *et al.* (1987)
Rio Welland	35.0*	f	q	algo rnd	0.14	0.10	1.4	0.94	0.62	Barden *et al.* (1969)
Leighton Buzzard	35.0*	g	q	rnd-algo rnd	0.82	0.65	1.3	0.74	0.49	Stroud (1971)
Toyoura	32.0	f	q	algo ang	0.16	0.11	1.5	0.98	0.61	Tatsuoka (1987)
Toyoura	34.0*	f	q	algo ang	0.16	0.11	1.5	0.98	0.61	Tatsuoka (1987)
Toyoura	31.0	f	q	algo ang	0.21	0.16	1.4	0.87	0.66	Been *et al.* (1987)
Areia angular										
Minas de Milton	35.0	f-m	q+f	ang	0.20	0.11	2.0	1.05	0.62	Been *et al.* (1987)
Southport	35.0	f-m		ang	0.20	0.12	1.8	0.88	0.53	Holubec *et al.* (1972)
Olivina	34.0	f-m		ang	0.26	0.20	1.5	1.07	0.63	Holubec *et al.* (1972)
Cascalho angular										
Cascalho das Furnas	34.0	m-g	q	ang						Casagrande (1965)
Areia muito angular										
Quartzo partido, esmagado	36.4	f	q	muito ang	0.12	0.07	2.0	1.15	0.55	Koerner (1970)
Feldspato partido, esmagado	38.7	f	f	muito ang	0.12	0.07	2.0	1.21	0.49	Koerner (1970)
Feldspato partido, esmagado	42.0*	f-m	f	muito ang	0.21	0.11	2.0	0.91	0.56	Barden *et al.* (1969)
MAL GRADUADOS										
Areia e cascalho de rio	35.0	37mm-areia f	f+q	algo rnd/s ang	4.8	0.6	8			Holtz *et al.* (1956)
Areia lavada por glaciares	37.0	f-g		algo ang	0.75	0.15	6	0.84	0.41	Hirschfield *et al.* (1964)
Cascalho arenoso	37.0	76mm-finos		rnd						Casagrande (1965)
San Francisco	38.0	50mm-finos	basalto	ang						Marachi *et al.* (1969)
Furnas Dam	39.0	10mm-finos	quartzito							Casagrande (1965)
San Francisco	38.0	76mm-6mm		ang						Marsal (1967)
Dredger	40.0	50mm-finos		rnd						Marachi *et al.* (1969)
Gnaisse granítico	40.8	37mm-4mm		ang						Marsal (1967)
Conglomerado	40.8	37mm-4mm		ang						Marsal (1967)

Simbologia: f = fino, m = médio, g = grosso; q = quartzo, f = feldspato; * = deformação plana

rnd = arredondado
s ang = sub-angular
s rnd = sub-arredondado

Resumindo, este método permite determinar o valor do parâmetro de estado com uma precisão de ±0,03 desde que se faça a avaliação do estado de tensão efectiva *in situ* e a determinação da inclinação da linha dos estados críticos (λ_{ss}) através de campanha laboratorial ou admitindo um critério de semelhança material (tendo em conta a mineralogia e a forma dos grãos). Do valor de ψ poder-se-á chegar ao valor de ϕ'_p.

Em relação aos factores atrás indicados como omissos nesta formulação, é de referir que a fábrica e a cimentação de materiais arenosos são seguramente os parâmetros mais independentes do conceito de estado, além da história de tensões, razão pela qual esta indefinição só poderá ser contornada com a introdução de parâmetros adicionais.

Ainda sobre este último ponto, de clara pertinência para os maciços naturais, em particular os residuais, é evidente ser indispensável intensificar a pesquisa de sistemas de análise independentes ou conjugados com a vertente de estado. Tal deverá envolver a realização de ensaios laboratoriais - triaxiais - sobre amostras remoldadas e indeformadas para procurar caracterizar bem as linhas de estados estáveis e ensaios com o CPT em campos experimentais com maciços naturais preservados da estrutura cimentada e fábrica naturais.

Esta pormenorização da resposta em termos da resistência permite trabalhar mais realisticamente com tensões de corte resistentes referidas a ângulos de atrito secantes (Schmertmann, 1982).

As formulações teóricas mais utilizadas para interpretação da capacidade de carga à luz da resistência à penetração estática, considerando o comportamento do material do tipo rígido-plástico (Terzaghi, 1943), são, pela sua simplicidade de análise, as que admitem um mecanismo do tipo de expansão de cavidades cilíndricas. Permitem incorporar modelos de plastificação relacionados com o problema geotécnico, com trajectórias de deformação pré-determinadas e independentes do campo de tensões.

Das teorias que consideram determinados mecanismos de rotura, que depois são usados para calcular a capacidade de carga (resistência de ponta) através da aproximação de equilíbrio limite, salientam-se as de:

(i) Durgunoglu e Mitchell (1974), que apresentam uma modificação da equação de Terzaghi, tendo em conta o efeito de simetria, forma e largura da fundação e sua rugosidade, resultando um mecanismo de rotura e factores de capacidade de carga distintos dos clássicos;

(ii) Janbu e Senneset (1974), que postulam um mecanismo de rotura ligeiramente diferente; as condições de base são de deformação plana e consideram superfícies

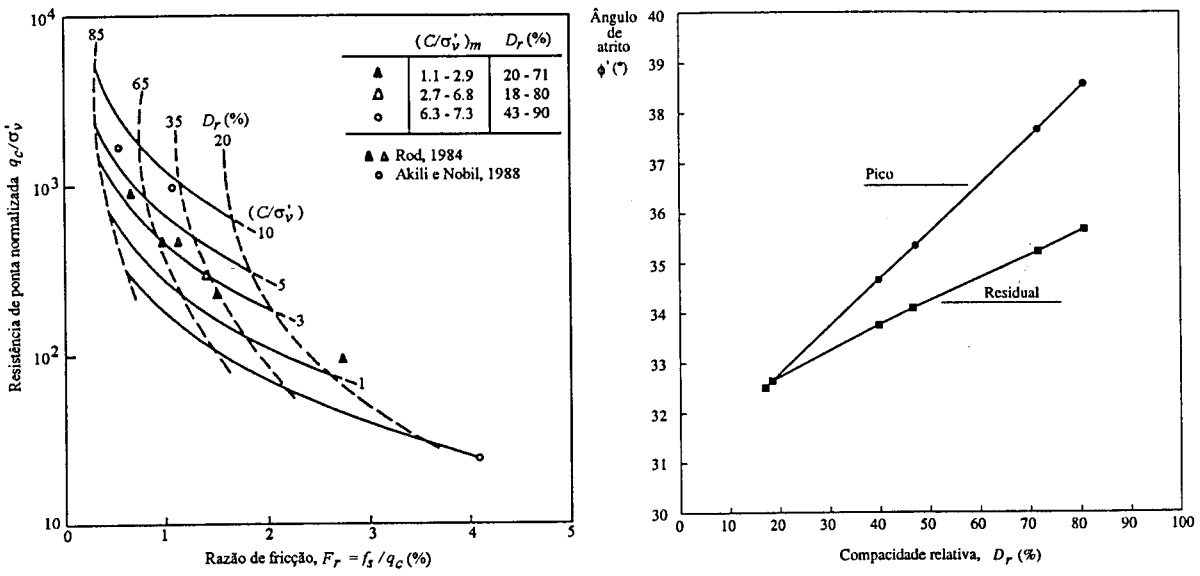
de rotura com planos de plastificação diferentes e que variam consoante as características dilatantes dos solos.

É interessante referir que, para solos cimentados, os ângulos que os planos de plastificação fazem com a horizontal são negativos pois aqueles tendem a dilatar quando solicitados, e podem mesmo ser associados aos ângulos dilatantes definidos em ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas. Num artigo de análise destas metodologias para areias artificialmente cimentadas Puppala *et al.* (1993) apresentam alguns valores deste ângulo. Os autores comparam as resistências de ponta e lateral observadas em câmaras de calibração e as calculadas pelas referidas formulações em areias de diferentes compacidades e conteúdos de cimento (partindo de parâmetros de resistência calculados em ensaios de laboratório nas mesmas condições), concluindo que as resistências de ponta são condicionadas pelos parâmetros de pico, o que é consistente com o comportamento frágil destes solos cimentados. Propõem ainda um método simples de avaliação da coesão e do ângulo de atrito com base nas resistências à penetração do CPT e admitindo que o coeficiente de impulso passivo é prevalecente no processo de penetração.

Os autores admitem que a não linearidade do crescimento da resistência de ponta com a tensão efectiva vertical de repouso é fruto das características dilatantes e de pico, bem como do aumento da fractura das partículas, e se manifesta particularmente para elevadas tensões de repouso. Na prática, essa não linearidade pode ser desprezada para pequenas profundidades em solos granulares com compacidades relativas menores de 90%. Neste caso (a que corresponde o presente estudo) a normalização de q_c é feita exclusivamente por q_c / σ'_{v0}.

Pelo método proposto por Pupalla *et al.* calculam-se os *ratios* de q_c / σ'_{v0} e f_s / q_c que, integrados em ábacos de correlação com valores determinados em laboratório (Figura 2.13a), deduzem o valor da coesão efectiva normalizada. Com estes valores de (c' / σ'_{v0}) e $D_r(\%)$ pode-se usar relações do tipo das da Figura 2.13b para avaliar o ângulo de atrito de pico e de volume constante.

Refira-se, por fim, que a teoria de Durgunoglu e Mitchell (1975) parece dar excelentes resultados para o ângulo de atrito desde que se considere um nível de rotura aproximadamente igual ao correspondente à média das tensões à volta do cone, aproximadamente igual a nove vezes a tensão horizontal *in situ*. Acresce-se ao valor desse ângulo cerca de 2° para ter em conta a curvatura da envolvente de rotura (Robertson e Campanella, 1983). Ainda assim, considerando a compressibilidade dos solos mais sensíveis, esta estimativa revela-se em geral conservativa. Pelo contrário, a teoria de Janbu e Senneset (1974) que considera dilatância nula, sobrestima ligeiramente esse valor.



a) b)

Figura 2.13 - a) Determinação da coesão e compacidade relativa (D_r) a partir da resistência lateral do CPT areias cimentadas artificialmente; b) D_r *versus* ângulo de atrito - areia de Monterrey (Puppala *et al.*, 1993)

Robertson e Campanella (1983) apresentam um ábaco médio daquelas duas propostas e consideram que para solos normalmente consolidados, moderadamente compressíveis, quartzosos, a proposta se ajusta muito razoavelmente, enquanto para solos mais compressíveis a proposta poderá apresentar valores algo conservadores. Os autores recomendam ainda que a referida proposta deve ser tomada com algum cuidado para areias mais compressíveis, ou seja, para a razão atrítica superior a 0,5%.

Rigidez - solos arenosos

Em relação às correlações dos resultados do CPT com as características de deformabilidade colocam-se muitas reservas de fundamentação teórica. Parece oportuno referir algumas questões levantadas por Baldi *et al.* (1988) que, nessa perspectiva, descriminam várias limitações na avaliação das características de deformabilidade a partir de ensaios *in situ*, mas particularmente em ensaios de penetração (SPT, CPT, DP, etc.) que, ao induzirem grandes deformações ao redor das ponteiras, criando zonas de rotura localizada, só poderão conduzir a correlações empíricas ou semi-empíricas. Essas deformações anulam em grande medida os efeitos da idade e da história de tensões e deformações do maciço - daí a grande disparidade entre correlações de solos granulometricamente semelhantes mas em condições naturais de consolidação distintas. Tal pode levar a uma atitude de cepticismo em relação às correlações entre resistência à penetração e módulos de deformabilidade, sobretudo

porque nestes estão implicadas não linearidades das relações $\sigma - \varepsilon$ dos solos (ver 2.1.2).Torna-se assim imperioso avaliar convenientemente qual o nível de tensão em relação à rotura em que se pretende determinar o módulo de deformabilidade.

Provando não haver uma única correlação entre a resistência de ponta e a rigidez, Jamiolkowski *et al.* (1988) apresentam relações manifestamente distintas entre os valores de $E_{s10\%}$, $E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$ (relativos, respectivamente, a 10, 25 e 50% da tensão de desvio de rotura, deduzidos de ensaios triaxiais CK_0D em compressão) com os valores correspondentes de q_c.

Pelos resultados dos autores verifica-se que quando se passa de solos sobreconsolidados (note-se que E_{15} e E_{25} correspondem a respostas praticamente elásticas) para solos normalmente consolidados, a componente elasto-plástica da rigidez acentua-se. As relações E/q_c dependem assim do OCR, de D_r e de σ'_m mas também do nível de tensão de desvio em causa. É, portanto, indispensável para avaliar módulos de deformabilidade, estimar com boa aproximação a história de tensões do maciço.

Há, no entanto, um parâmetro que depende muito pouco da história de tensões e de deformações nas areias, que é o módulo de distorção para pequenas deformações, G_0. Este depende quase exclusivamente de D_r e das tensões efectivas de repouso que condicionam igualmente os valores de q_c e N_{SPT}, pelo que correlações entre G_0 e estes parâmetros parecem ser fiáveis (Robertson e Campanella, 1983, e Jamiolkowski *et al.*, 1988). Por outro lado, sabe-se que o módulo de deformabilidade E de um solo, num determinado nível de tensão distorcional, é muito sensível à história de tensões e ao grau de estruturação interparticular, especialmente em materiais arenosos nos quais o reflexo desses factores se faz sentir para baixos níveis distorcionais.

Uma proposta de correlação entre G_0 e q_c, tendo em consideração a adimensionalização em relação à tensão efectiva vertical de repouso e a variação do *OCR* (repare-se na pequena oscilação de valores entre *OCR* de 1 a 10), é apresentada na Figura 2.14 (Robertson, 1989).

Fica assim delineada uma possível metodologia de estabelecimento das bases correlacionais para resolução destes problemas, que seguidamente se resume:

(i) correlacionar os valores de N_{60} e (ou) q_c com, por ordem crescente de rigor:
  (i.1)os módulos de distorção dinâmicos (G_0): determinados em ensaios como a coluna ressonante, em laboratório, ou o "*cross-hole*", *in situ*;
  (i.2)os módulos pseudo-elásticos (E_{dr}, G_{dr}): determinados a partir de ciclos de descarga e recarga (a serem executados em níveis baixos de tensão para que

representem a componente elástica dentro da zona estruturalmente cimentada) em ensaios *in situ* (ex: pressiómetros autoperfuradores) ou em ensaios triaxiais em laboratório com instrumentação precisa (interna);

(ii) definir as não linearidades de variação dos módulos de deformabilidade (secantes, G_s e E_s ou tangentes, G_t e E_t) com os níveis de deformação ou níveis de tensão - ver Figura 2.3;

(iii) referenciar essas curvas (ii) com o valor inicial definido em (i.1) ou, por recurso, (i.2), e construir a lei adaptada da variação não linear;

(iv) os valores das deformabilidades a adoptar serão tomados em função das condições de serviço, em termos de tensão ou de deformação.

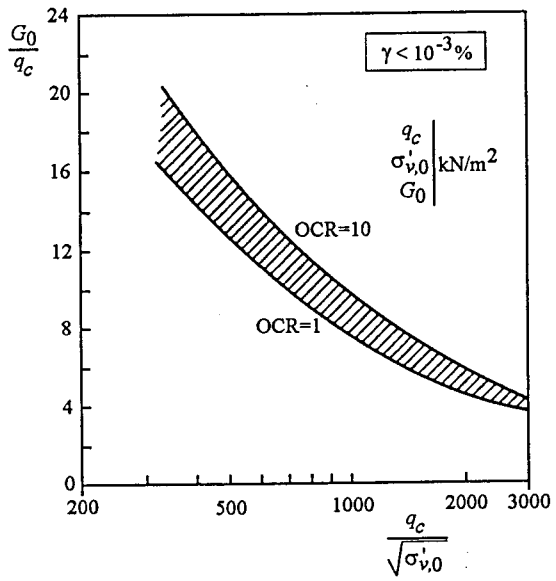


Figura 2.14 - Avaliação do módulo de distorção para pequenas deformações a partir de q_c (Robertson, 1989).

Dos métodos que integram uma *deformabilidade em condições serviço,* sem definir os níveis de tensão e deformação a que aquelas se reportam, o de Schmertmann (1970 e 1978), sendo dos mais divulgados para cálculo dos assentamentos de fundações superficiais com base em resultados do CPT e que será descrito com mais pormenor em 2.5, apresenta-se como uma formulação ponderada da deformabilidade das camadas subjacentes, supondo uma determinada distribuição da deformação vertical em profundidade. Considera, contudo, para todas aquelas camadas o mesmo módulo de deformabilidade o que, manifestamente, não traduz, em pontos sujeitos a diferentes níveis de tensão, as verdadeiras relações entre aqueles parâmetros.

Segundo Robertson e Campanella (1988), os valores de E/q_c propostos por Schmertmann são aplicáveis a maciços de areias siliciosas normalmente consolidadas e

recentes. Recomendam, no entanto, valores de E/q_c entre 3,5 e 6,0 para maciços antigos normalmente consolidados e entre 6,0 e 10,0 para maciços sobreconsolidados. Também aqui se quedam indefinidos os níveis adoptados de serviço. Esta questão será abordada em pormenor aquando da análise das metodologias de previsão de assentamentos em sapatas.

Coeficiente de impulso em repouso

A finalizar, deve-se fazer uma breve referência às metodologias de avaliação do coeficiente de impulso em repouso a partir do CPT. Segundo Masood e Mitchell (1993), a resistência lateral pode ser obtida por meio da equação:

$$f_s = c_a + K_s \cdot \sigma'_{v0} \operatorname{tg}\delta \tag{2.25}$$

sendo c_a a adesão entre o solo e a manga (que pode ser considerada desprezável para areias), K_s o coeficiente de impulso passivo durante a penetração e δ o ângulo de atrito manga-solo $(\cong \phi'/3)$.

Admitindo a normalização de f_s/σ'_{v0} (note-se que esta metodologia pode ser assimilada à de Puppala *et al.*, 1993) estima-se um valor de ϕ'. A partir das expressões de K_0 - (2.3) de Jaky (1944) e (2.4) de Mayne e Kulhawy (1982) - e considerando que o valor de OCR é também uma função dos parâmetros do CPT (Mayne e Kemper, 1988), os autores propõem a seguinte expressão:

$$\mathrm{OCR} = K_c \cdot \frac{q_c - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \tag{2.26}$$

com K_c = 0,3-0,8, em penetrómetros eléctricos e K_c = 0,12 - 0,5 em penetrómetros mecânicos. A partir das expressões anteriores estima-se o valor correspondente de K_0.

2.3.3 - O CPT e os solos residuais

Os relatos bibliográficos sobre a aplicação do CPT nos solos residuais são escassos e quando presentes são rodeados de grandes reservas. De facto, sendo (à excepção dos horizontes maduros - laterites tropicais) materiais onde ocorrem com frequência blocos ou pedras que dificultam a progressão da ponteira (impossibilitando-a muitas vezes), quedam-se por profundidades pequenas em saprólitos ou em rochas de transição.

Sowers (1985) indica que o CPT só deve ser usado em horizontes saprolíticos e massas mais alteradas. Sugere mesmo o uso de cones mais robustos acoplados a equipamentos pesados que assegurem elevadas reacções.

Admitindo que se analisam horizontes mais alterados (em que aquelas heterogeneidades são irrelevantes), o desafio que se põe é avaliar se as correlações geralmente adoptadas entre os resultados do CPT e do SPT com os parâmetros mecânicos dos solos sedimentares, nomeadamente arenosos, podem ser aplicadas aos materiais em apreço. Algumas indicações da bibliografia, por exemplo, dão variações relativamente importantes entre valores do *ratio* q_c / N_{SPT}, se se consideram perfis de alteração tão diversos como laterites e saprólitos (Ajayi e Balogum, 1988).

Chang (1988) apresenta resultados de ensaios sobre formações residuais de rochas sedimentares e graníticas. Não diferindo muito umas das outras, e em consonância com outros trabalhos de Singapura, apresenta o valor médio de q_c / N_{SPT} igual a 0,2 (q_c em MPa). Este é cerca de metade do valor apresentado para solos da Nigéria. O confronto destes valores com os das formações do Porto será feito mais à frente.

Quadro 2.6 - Correlações entre N_{SPT} e q_c (MPa) para solos residuais brasileiros (Sandroni, 1985)

Localização e tipo de solo	q_c / N_{SPT}	f_s / N_{SPT}	Granulometria	Referência	q_c / f_s
Rio de Janeiro - Gnaisse	0,49	8,3	areias	Velloso, 1955	59
Vários locais (residuais)	0,34	--	siltes arenosos	Costa Nunes, 1961	---
	0,59	--	areias siltosas		---
Niteroi - RJ - Gnaisse	0,50	6,9	siltes - arenosos ou areias	Azevedo, 1971	72
Numerosos locais e ensaios (solos residuais)	0,44	12,4	siltes - arenosos - argilosos	Aoki e Velloso, 1975	36
	0,49	13,7	areias silte - arenosas		36
	0,54	11,9	siltes arenosos		45
	0,59	17,7	areias argilosas		33
	0,69	16,5	areias siltosas e argilosas		42
	0,78	15,7	areias siltosas		50
Distrito de S.Paulo	0,30-0,33	8,3-9,7	siltes arenosos e argilosos	Alonso, 1980	34-36
Gnaisse	0,51	6,7	siltes arenosos		76

Notas: q_c (MPa) ; f_s (kPa)

Relatando a experiência brasileira sobre este assunto, Sandroni (1985) chama a atenção para o facto de, dada a grande difusão das correlações entre os resultados do CPT e os parâmetros de dimensionamento de fundações em solos sedimentares (por exemplo, q_c *versus* E *ou* ϕ'), haver uma tendência para transformar os valores obtidos de N_{SPT} em q_c, em ensaios sobre solos residuais (por correlações lineares e adaptadas a cada tipologia - ver Quadro 2.6) e, então, usar aquelas correlações estabelecidas para solos sedimentares.

É naturalmente difícil enquadrar as leis expressas naquele quadro, algo dispersas, nas propostas apresentadas para solos sedimentares (Robertson e Campanella, 1983; Burland e Burbidge, 1985), particularmente por se desconhecer os valores de D_{50}. No entanto, verifica-se, de uma forma geral, que os valores da razão q_c / N_{SPT} são mais próximos dos característicos de solos arenosos, admitindo que os valores mais baixos se reportam a maciços mais lateríticos com mais elevadas percentagens de finos, o que baixará substancialmente o valor de D_{50} e, consequentemente, o valor daquela razão.

Põem-se algumas reservas a esta formulação já que as correlações entre q_c e N_{SPT} não são independentes da profundidade (pelo menos da mesma forma), nem essas correlações, supostamente lineares, são necessariamente independentes da origem de ambos os valores $(\therefore N_{SPT} = 0 \;\Rightarrow\; q_c = 0)$.

Ainda sobre o efeito da pressão geostática, é cada vez mais aceite que a normalização de q_c ($\overline{Q_T}$ - ver expressão 2.22) em relação à tensão efectiva média de repouso (p'_0) apresenta boa base de correlacionamento adimensional para os solos sedimentares. Os resultados de Ajayi e Balogum (1988) demonstram contudo que, ao contrário das areias, o valor de q_c não é dependente dessa tensão. As razões para que este indício seja mais generalizado em maciços do tipo residual parecem consistentes. Assim, sendo materiais com microestruturação cimentada em matrizes abertas apresentam na sua essência comportamento "pseudo-coesivo" (não atrítico) e, dada a sua estabilidade estrutural (baixos valores de K_0), a acção das tensões efectivas laterais são menos importantes do que noutros maciços mais confinados.

Assim, mantendo a natural dependência da resistência de ponta de todos os parâmetros de estado, tem mais sentido nos solos residuais adimensionalizar o valor de q_c (ou N_{SPT}) com a tensão vertical correspondente, à luz do que é recomendável para solos sedimentares coesivos:

$$\overline{Q} = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \tag{2.27}$$

As propostas anteriormente apresentadas para materiais arenosos e que correlacionam $\overline{Q}$ com ψ (e por sua vez com ϕ'_p), manter-se-íam válidassubstituindo os valores de p_0 ou p'_0 por σ_{v0} e σ'_{v0}, respectivamente.

Outra questão que se pode pôr tem a ver com o significado das interpretações usuais da razão das resistências de ponta e lateral, F_r. Não são muito correntes as análises desta razão nestes materiais, nomeadamente pela falta de enquadramento classificativo que esta daria para solos tão distintos dos sedimentares. Se se analisar o Quadro 2.6, verifica-se uma grande variação destas razões e alguma inconsistência em relação à granulometria, embora em geral se situem na larga gama dos solos silto-arenosos, por vezes com alguma argila. Esta falta de conclusividade fortalece a ideia de que nos solos residuais de rochas graníticas, gnaissicas ou xistosas a componente micácea, sendo muito importante, é provavelmente a que mais condicionará a resistência lateral que, por sua vez, será fortemente condicionada pelos níveis de tensão desenvolvidos a que estão associados mais fáceis ou difíceis reorientações dessas partículas lamelares bem como da sua integridade ou fractura.

2.4 - ENSAIOS DP - CONES PENETRÓMETROS DINÂMICOS

2.4.1 - Descrição geral do ensaio e resultados

É o método mais antigo de ensaios de penetração e apresenta-se como um ensaio de grande simplicidade mas, até há bem pouco tempo, de uniformização quase impossível pela grande dispersão de tipos de equipamento. Sendo um ensaio que tem aplicações muito vastas, exige, no entanto, boa reprodutibilidade e compatibilidade de resultados em condições geotécnicas similares só possíveis a partir de uma normalização de equipamentos e metodologias de ensaio (ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing - DP Working Party, 1988).

O ensaio consiste na determinação do número de pancadas (N) de um pilão de massa (M) em queda livre de uma altura (H) sobre o conjunto constituído pelo batente (B), pelas varas (i . V) e pela ponta cónica (de área S), necessário para que ocorra determinado comprimento de penetração (A). Na publicação referida apresentam-se as características mais importantes que se vão uniformizando em quatro níveis energéticos (DPL, DPM, DPH e

DPSH). Note-se que em termos de energia cinética o DPSH (Penetrómetro Dinâmico Super Pesado) se assemelha ao SPT.

A expressão da energia específica por pancada tem a forma seguinte:

$$E_s = \frac{M \cdot g \cdot H}{S} \tag{2.28}$$

sendo M a massa do pilão, H a altura de queda, g a aceleração da gravidade e S a área nominal do cone. É possível fazer as correspondências energéticas entre os diversos penetrómetros dinâmicos desde que integrados os valores correspondentes na expressão de cima. O mesmo se pode afirmar em relação ao ensaio SPT desde que se identifique claramente o valor a considerar para a área S:

$S_1 = 2042$ mm² - considerando que toda a área do amostrador ($D_{ext} = 51{,}0$mm), funciona como um bloco;

$S_2 = 1080$ mm² - considerando só a área da secção transversal do amostrador ($D_{int} = 35{,}0$mm; $D_{ext} = 51{,}0$mm).

Note-se que, pelo facto de a leitura no DPSH do número de pancadas ser feita em cada 20 cm enquanto no SPT se faz a cada 30 cm de penetração, as relações entre o número de pancadas terão naturalmente em consideração a razão entre aqueles comprimentos.

Em comparação com os outros métodos mais conhecidos de penetração (SPT e CPT) os ensaios DP têm a vantagem de, pela grande manobrabilidade dos equipamentos (muito mais leves), acederem a mais locais e exigirem menor mobilização de mão-de-obra (em especial nos actuais mecanizados), estando associados a grandes rendimentos. Ao contrário do SPT apresentam um registo do número de golpes em profundidade de uma forma contínua, o que permite detectar pequenas incidências litográficas que os métodos descontínuos não permitem.

A possibilidade de utilizar mais do que uma energia de penetração permite cobrir uma vasta gama de tipos de solos, desde argilas moles, siltes, areias e cascalhos, solos residuais ou argilas rijas. Além disso, desde que haja cuidados em evitar o efeito de eventuais atritos laterais por colapso do furo, podem atingir grandes profundidades. Apresentam-se como os métodos mais adequados para a avaliação da posição do "firme" mas, em especial, como detectores de obstáculos pontuais ou singularidades, do maciço natural ou criados pelo homem (ex: estruturas enterradas, poços, minas, etc.).

Estes ensaios podem constituir a base de um estudo geotécnico preliminar para definir os locais mais apropriados para executar ensaios mais sofisticados (e mais caros). Estes

últimos (como o do pressiómetro ou de carga em placa) permitirão então determinar directamente os parâmetros de comportamento mecânico do maciço. Em obras de compactação em aterros e de reforço de solos (particularmente em compactação dinâmica e vibrocompactação) este método pode constituir um bom controlo de qualidade (Novais Ferreira e Nunes, 1990).

2.4.2 - Metodologias correntes de interpretação

Para estimativa dos parâmetros de deformabilidade e resistência recorre-se a determinadas metodologias interpretativas, de modo a poder comparar os resultados obtidos com equipamentos diversos e a permitir utilizar correlações estabelecidas com base em determinado equipamento.

Uma das metodologias (Nixon, 1988) baseia-se na hipótese de que para um dado solo e comprimento de penetração, os resultados só dependem da energia cinética do pilão (energia específica) em cada pancada por unidade de área de secção de ponteira (ver expressão 2.28).

Resultam duas vias para o tratamento dos resultados destes ensaios: uso das referidas relações energéticas e(ou) uso da "fórmula dos holandeses" para determinação da resistência dinâmica:

$$R_d = \frac{M^2 \cdot H \cdot N}{A \cdot S \cdot (M + B + i \cdot v)} \tag{2.29}$$

com os significados identificados anteriormente.

A tendência corrente consiste na assemelhação do valor daquela resistência dinâmica (R_d) à resistência de ponta do CPT (q_c). Esta hipótese não é bem fundamentada pois trata-se de procedimentos conceptualmente diferentes, um estático e outro dinâmico, sendo que os solos, comportam-se em geral distintamente quando solicitados de uma forma e de outra.

Uma referência deve ainda ser feita à aplicação desta última fórmula no caso do saprólito em análise para ter em conta condicionantes como a crescente massa das varas e a perda de energia pelo guiamento, com o aumento de profundidade de ensaio. Constata-se, que para pequenas profundidades (até 10,0m), a diferença entre tomar directamente o valor do número de pancadas (N_{DP}) ou o R_p da "fórmula dos holandeses" não é significativa, pelo que certos autores aconselham o uso directo de N_{DP} nas correlações com os parâmetros mecânicos do solo (Castro, 1988).

2.4.3 - O DP e os solos residuais

Sendo os solos residuais, como se referiu, muito sensíveis à perturbação na amostragem, o que aliás constitui fundamento para o relevo dado aos ensaios *in situ* nestes materiais, são também, e pela mesma razão, estruturalmente danificados pelo processo da penetração dinâmica. É mais lógico entender correlações entre resultados determinados em ensaios destrutivos e os parâmetros de resistência do que com os parâmetros de deformabilidade.

Nestes solos é muito comum enfrentar situações de maciços constituídos por matrizes mais ou menos finas nas quais se "impregnam" blocos, ou mesmos agregados de partículas mais grosseiras, de rigidez e resistência muito altas. Por esta razão a realização de ensaios de penetração estática, pela falta de reacção à superfície nos equipamentos mais comuns, ou a realização de ensaios dinâmicos tipo SPT, pela maior facilidade com que o amostrador respectivo se danifica, fica muitas vezes em causa, impedindo a obtenção de uma caracterização mais profunda e contínua destes maciços. A substituição do amostrador SPT pelo cone de ângulo ("apex") de 90°, constituindo assim o equipamento do DPSH (e que é consideravelmente mais resistente), evita por um lado esses danos e dá geralmente uma visão contínua da litografia do maciço, representando melhor a macroestrutura deste.

A limitação referente à existência de atrito lateral foi já nomeada como de menor importância nestes materiais, pelo facto de as paredes dos furos serem estáveis até profundidades consideradas razoáveis. Cuidados adicionais devem ser tomados quando há suspeitas de percolação de água (determinada por gradientes previsíveis) e(ou) quando são esperados veios de fraca resistência como sejam os de caulino nos maciços graníticos. Se os ensaios o confirmarem, recorrer-se-á às soluções apontadas anteriormente.

Chang (1988) apresenta uma correlação com base num ensaio intermédio entre o DPL e o DPSH (cone e altura de queda do primeiro e massa do segundo, com leituras de 20 em 20cm). A expressão é linear e assume os valores de (Figura 3.31):

$$N_{20_{Chang}} = 0{,}5 \cdot N_{\mathrm{SPT}} \quad , \quad \text{para } N \leq 30 \tag{2.30}$$

$$N_{20_{Chang}} = 0{,}67 \cdot N_{\mathrm{SPT}} \quad , \quad \text{para } N > 30 \tag{2.31}$$

Se se considerar a relação energética entre os dois parâmetros (atendendo só à área da secção transversal do amostrador de Terzaghi, S_2), obtem-se:

$$N_{SPT} = K \cdot N_{20} \Rightarrow K = \frac{E_{s20}}{E_{sSPT(2)}} \cdot \frac{A_{SPT}}{A_{20}} = 0{,}67 \tag{2.32}$$

valor semelhante à proposta de Chang. Se, no entanto, se considerar a área total do amostrador de Terzaghi, S_1, obtém-se:

$$N_{SPT} = K \cdot N_{20} \Rightarrow K = \frac{E_{s20}}{E_{sSPT(1)}} \cdot \frac{A_{SPT}}{A_{20}} = 1{,}27 \qquad (2.33)$$

e que é um valor mais próximo do apresentado por Muromachi e Kobayāshi citados por aquele autor $(N_{20} \cong 1 \cdot N_{SPT})$.

É importante, no entanto, confirmar sempre estas relações energéticas com dados reais, sobretudo porque é indispensável verificar se, naquelas relações, se deve indiscriminadamente considerar o cone do SPT aberto ou fechado.

2.5 - ENSAIOS DE CARGA EM PLACA (PLT)

2.5.1 - Introdução

Os ensaios de carga são em geral considerados os mais representativos do comportamento associado a fundações directas.

Pela sua natureza são os que melhor reproduzem as condições do carregamento destas fundações, mas devem ser acompanhados de metodologias de análise que permitam ter em consideração questões tão importantes como:

(i) ***efeito de escala***: a extrapolação da resposta em deformação e a capacidade de carga associada têm que ser devidamente aferidas;

(ii) ***efeito da heterogeneidade do maciço***: seja regular ou não, a "não homogeneidade" dos maciços é característica natural e condiciona fortemente a extrapolação dos valores para previsão do comportamento de fundações com diferentes dimensões.

Para atender às questões referidas são correntemente conjugados vários ensaios com placas de diferentes dimensões e(ou) complementa-se a instrumentação clássica de um ensaio de carga com a observação das deformações em pontos do maciço envolvido pelo processo, em particular na superfície adjacente à área de carregamento. Os esforços adicionais aos já normalmente necessários para este ensaio, em termos de consumo de tempo e(ou) custo de instrumentos, são altamente justificáveis perante o ganho de informação consequente.

2.5.2 - Descrição de ensaio e equipamento usado

A montagem de um ensaio de carga requer cuidados para garantia a indução das cargas e leis de carregamento desejados, instrumentação (sobretudo deformacional) fiável e adequada e, naturalmente, disposição das várias unidades de medida. A zona do maciço envolvido deve estar livre de quaisquer restrições.

As placas geralmente usadas são circulares pela facilidade de interpretação que a condição de axissimetria confere. As suas dimensões são naturalmente dependentes do tipo de maciço (constituição granulométrica e condições litográficas) e da obra em análise. Quanto maior a dimensão melhor representação se tem da realidade. Em solos mais grosseiros ou do tipo residual as dimensões mínimas podem ter de subir para 0,8 m (Décourt, 1992) ou 1,0 m (Sousa Coutinho, 1990).

Durante o ensaio deve-se proceder a ciclos de descargas e recargas em escalões intermédios e finais a fim de caracterizar o comportamento elástico do maciço. Estas descargas e recargas devem ser feitas de uma forma faseada. O fim do carregamento pode ser definido pela ultrapassagem do pico ou quando o assentamento atinge um determinado limite (por hipótese 10% do diâmetro da placa - ASTM-D1194, 1989).

A norma soviética, traduzida por Sousa Coutinho (1990), apresenta critérios de estabilização função do tipo de solo (granulometria, índices físicos, etc.) e grau de saturação. No caso, por exemplo, de solos residuais do tipo saprolítico o tempo de estabilização padrão é de 4 horas e os escalões de carga iniciais não devem ultrapassar 5 kPa. A norma ASTM-D1194-72 (1989) aconselha, ainda, que a duração de cada escalão nunca seja inferior a 15 minutos. Estas directivas podem ser relativizadas pelo fenómeno de consolidação secundária, que quando assume importância relativa poderá tornar difícil a definição do fim da consolidação primária. Deve-se então traçar para cada escalão (em escala semi-logarítmica) a variação do assentamento no tempo e tomar como ponto final de carregamento o início do troço rectilíneo de consolidação secundária.

2.5.3 - Definição de rotura - capacidade de carga

2.5.3.1 - Considerações iniciais

Um dos aspectos mais sensíveis deste ensaio é a definição de rotura. Em materiais granulares densos a plastificação dá-se para pequenas deformações com o aparecimento de

uma ***rotura generalizada***, ou seja, com pequenas deformações mobilizam-se rápidos e bruscos colapsos. Em condições de tensão controlada, sob as quais as fundações funcionam - cargas estáticas monótonas e constantes -, a rotura pode ser repentina. Em controlo de deformações verifica-se uma diminuição da carga, com empolamento claro nos bordos da superfície de carregamento até haver deslizamento para um dos lados.

No outro extremo, o tipo de ***rotura por punçoamento,*** é difícil de ser visualizado dado que não se detecta qualquer movimento na superfície lateral adjacente. Típico de materiais muito soltos, há uma compressão do solo imediatamente subjacente à superfície de carga em corte vertical ao longo do perímetro da unidade em carga. Também o solo adjacente, no seu desenvolvimento em profundidade, denota poucos movimentos (nomeadamente deslocamentos laterais em perfis verticais próximos do perímetro). Há equilíbrio vertical e horizontal da sapata e para manutenção do movimento é necessário aumentar a carga. São situações de estabilização de movimentos sob tensão controlada e dificilmente são mobilizados estados limites de rotura a menos que, com o crescimento da carga, se mudem as condições iniciais do maciço e este, com densificação excessiva, evolua para um dos outros tipos de rotura. Não se detectam movimentos de empolamento da superfície lateral.

A situação intermédia - característica de materiais medianamente soltos ou argilas - é designada de ***rotura por corte localizado***. Este padrão de rotura por corte só é visível imediatamente abaixo da cota de fundação, com criação de superfícies de deslizamento que se iniciam nas bordas da superfície de carga mas sem continuidade lateral e na direcção da superfície, desaparecendo no interior da massa. Há contudo uma nítida tendência para movimentos laterais, em particular em zonas laterais e subjacentes à superfície de carregamento. Observa-se um ligeiro empolamento à superfície.

Nestas duas últimas modalidades são sobretudo as condições de serviço das superstruturas - pela limitação de assentamentos - que condicionarão o limite de carga.

É de referir que não são só as características de compacidade do terreno que determinam o tipo de rotura mobilizada, mas também factores estruturais interparticulares (cimentações, por exemplo) e a profundidade relativa ou encastramento da fundação no terreno.

2.5.3.2 - Capacidade de carga deduzida por retroanálise de ensaios PLT

Os ensaios de carga podem permitir por retroanálise chegar a estimativas razoáveis dos parâmetros c' e ϕ'. Realizando dois ou mais ensaios com diferentes dimensões, em condições

tais que se possa admitir uniformidade do material ensaiado, pode-se recorrer a metodologias de análise (em equilíbrio limite, em escoamento plástico, análise limite ou expansão de cavidades) para se avaliar aqueles parâmetros.

A Figura 2.5 (Rocha Filho, 1988) ilustra os resultados de três ensaios de placa com diferentes dimensões (D = 0,40; 0,80 e 1,60 m) sobre um solo residual de gnaisse da PUC/RJ, comparando valores observados de rotura e de alguns níveis de carga (definidos pelo coeficientes de segurança em relação àquela) - aos quais estão associadas percentagens de assentamento em relação às dimensões das placas utilizadas - com os valores de capacidade de carga que se obtêm por via de algumas soluções teóricas (Terzaghi, Pope e análises limites). Um outro caso citado por este autor é o de Werneck *et al.* (1979) que traduz a mesma tendência.

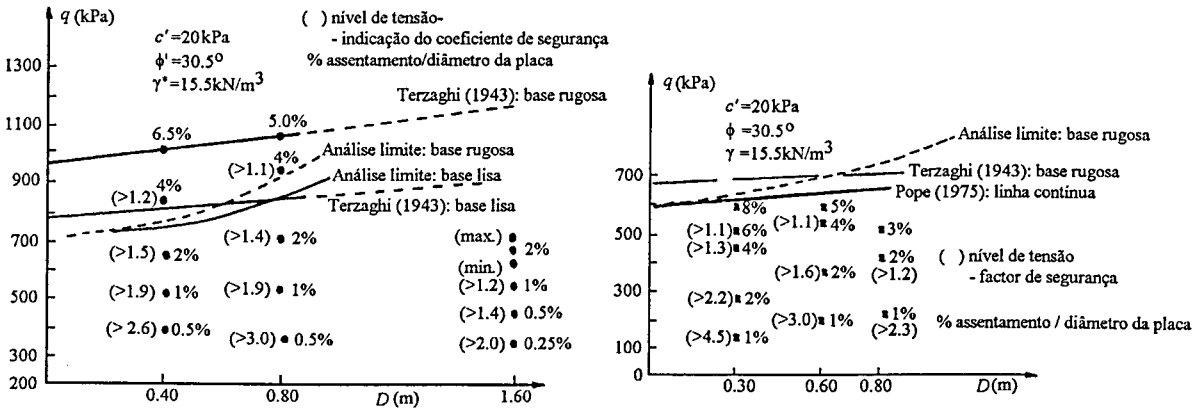


Figura 2.15 - Capacidade de carga de sapatas sobre solo residual da PUC/RJ (Rocha Filho, 1988).

2.5.3.3 -Metodologias de análise para determinação da capacidade de carga

Os métodos mais usados para determinação da capacidade de carga são do tipo equilíbrio limite, que se baseiam em prévio estabelecimento da geometria da superfície de rotura.

Considerando algumas hipóteses simplificadoras, Terzaghi (1943) apresentou a primeira formulação para a determinação da capacidade de carga, que foi mais tarde generalizada por Meyerhof (1963), Hansen (1970) e Vésic (1973). Estas formulações consideram o material rígido-plástico, três zonas de plastificação e condições geométricas de desenvolvimento linear infinito. Se estas condições estiverem devidamente controladas ou

puderem ser ignoradas, caso de uma sapata rígida de razão de dimensões fixas (por exemplo $B = L$ ou circular), colocada à superfície horizontal e carregada verticalmente, a expressão da capacidade de carga reduz-se a:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \tag{2.34}$$

sendo γ o peso volúmico do solo, B a dimensão efectiva mais pequena da fundação, N_c e N_γ os factores de capacidade de carga para cada parcela de equilíbrio (c', q e γ) e s_c e s_γ os coeficientes correctivos para ter em conta a forma da fundação. Sendo γ constante (solo uniforme) a variação de B acarretará variação de q_{ult} e de um sistema simples de duas equações (dois ensaios de carga) a duas incógnitas pode-se determinar c' e ϕ'.

Há que ter em consideração nesta metodologia simplificada alguns factores marginais que poderão, se negligenciados, inviabilizar ou desprover de credibilidade os parâmetros assim obtidos, dois dos quais exigem uma pertinente referência: a compressibilidade do solo e a rotura progressiva.

O primeiro factor foi desde cedo objecto de preocupação na análise da capacidade de carga (Terzaghi, 1943; De Beer, 1963, 1965a, 1965b, 1970; Kérisel, 1967; Vésic, 1964, 1965, 1969, 1973).

A verificação de que, em termos gerais, a resistência ao corte média ao longo da superfície de rotura decresce com a dimensão da fundação, é consequência deste efeito, mas também da curvatura da envolvente de Mohr-Coulomb, da rotura progressiva ao longo da superfície de deslizamento e da presença de bolsas ou planos de fraqueza, naturalmente mais frequentes em zonas envolventes maiores. Todas estas questões são, como é facilmente justificável, pertinentes em maciços do tipo residual. Perante esta tendência é de esperar uma descida dos valores dos factores de capacidade de carga.

Constata-se que o factor mais afectado é N_γ, o que traduz o forte efeito da compressibilidade do solo. De facto, considerando que esta compressibilidade acarreta uma variação do índice de vazios e que esta é tanto maior quanto maior for a relação da área carregada com o maciço envolvente, explica-se que seja naquele factor N_γ que mais se reflicta a dimensão "escala" da área carregada (De Beer, 1965; Vésic, 1969).

Esta inadaptação da fórmula teórica para os casos correntes resulta do facto de os maciços reais não se comportarem como verdadeiramente homogéneos ao longo do carregamento. Assim, ainda que inicialmente homogéneos, à medida que se induzem tensões crescentes no maciço - na prática e em geral com características de endurecimento (a situação

rígido-perfeitamente plástica é pouco realista em maciços granulares) - desenvolvem-se plastificações sucessivas e densificações com alterações das superfícies de cedência. Resulta assim que a evolução do material - naturalmente não homogéneo geometricamente - seria por si só suficiente para explicar este efeito da compressibilidade na capacidade de carga. A dimensão da área de carregamento influi na distribuição geométrica dessa não homogeneidade induzida, conferindo maiores valores de compressibilidade relativa (De Beer, 1965; Vésic, 1969) com o aumento dessa dimensão.

O limite real da capacidade de carga deve ser tomado como o correspondente à resistência de uma fundação profunda no mesmo solo. Esta afirmação indicia que todas as grandes fundações superficiais tendem a romper exclusivamente por punçoamento (colapso-compressibilidade). Este deve estar relacionado exclusivamente com o índice de vazios do solo na rotura.

Vê-se, assim, que o critério convencional, rígido-plástico, não é absolutamente preciso na quantificação da capacidade de carga, pelo que, sempre que possível, se deve optar por modelos mais completos como os elasto-plásticos, hoje de implementação mais simplificada por meio do método dos elementos finitos, de que é exemplo o modelo de Lade (1977) - ver Capítulo 8.

Na ausência de soluções exactas ou destas ferramentas numéricas pode-se usar a teoria (rígido-plástica) descrita acima desde que se apliquem factores de compressibilidade. A sua determinação parte do modelo de Skempton *et al.* (1953) para fundações profundas que considera como pressão normal limite nas bordas da cunha triangular de rotura a pressão de expansão de cavidades (cilíndrica ou esférica, conforme se trate de sapatas corridas ou quadradas-circulares, respectivamente) num solo equivalente (Vésic, 1965, 1973).

De forma análoga, e para solos argilosos compressíveis (em particular os mais sensíveis), Kalteziotis *et al.* (1984) apresenta um ábaco simples de dimensionamento que através de um factor correctivo permite integrar o amolecimento deformacional pós-pico na adopção da fórmula clássica de capacidade de carga. O factor correctivo proposto depende do índice de rigidez (I_B) definido por Bishop (1967). A referência a esta metodologia tem como objectivo salientar o facto de que a corrente idealização rígido-perfeitamente plástica, baseada na resistência de pico, sobrestima a capacidade de carga, enquanto a que se baseia na resistência residual a subestima, sendo a verdadeira fruto deste fenómeno de rotura progressiva.

Uma questão importante na avaliação da capacidade de carga é o efeito de escala. Na prática usual, após realização do ensaio de carga e determinação da tensão de rotura da placa, para extrapolar o valor da capacidade de carga para o correspondente de uma fundação real,

considera-se a expressão geral de equilíbrio limite atrás apresentada. Assim, segundo Bowles (1988), perante a hipótese de $q=0$, $c'=0$ e solo homogéneo em profundidade, virá:

$$q_{ult,fund} = q_{ult,placa} \cdot \frac{B_{fund}}{B_{placa}} \tag{2.35}$$

No entanto, Bowles (1988) chama a atenção para o facto de a influência da profundidade crítica (considerada igual a 4·B) ser significativamente diferente num modelo de escala reduzida e numa fundação real, e de que, à medida que B aumenta linearmente, o valor de q_{ult} fá-lo não linearmente, em especial para razões de dimensões (B_{fund}/B_{placa}) acima de 3.

Dos trabalhos sobre a dependência do factor de capacidade de carga atrítica (N_γ) da largura da fundação (B), saliente-se o pioneiro de De Beer (1965) que, reflectindo sobre o efeito de escala não linear, identificou duas razões principais para o decréscimo daquele factor com a largura (B):

(i) variação do ângulo de atrito com a tensão efectiva de repouso (envolvente curvilínea para p');
(ii) rotura progressiva que provoca o "efeito da dimensão das partículas";

Hettler e Gudehus (1988) apresentam em acréscimo mais três razões para aquela variação:

(iii) pré-carga da superfície de carregamento;
(iv) não uniformidades no maciço envolvido, tanto em planta como em profundidade;
(v) efeito de coesões de qualquer ordem (cimentícias, de sobreconsolidação, etc.).

Ainda sobre o efeito da rotura progressiva, estes autores referem que este factor é importante apenas nos casos de desenvolvimento claro de superfícies de rotura pós-pico, pelo que se a análise pretendida é destinada à resistência natural, aquele é negligenciável.

Tatsuoka *et al.* (1989; 1991) contestam estas conclusões através da análise de roturas numa extensa campanha de ensaios em placas (sapatas) superficiais sobre areias limpas em modelo reduzido, em dimensões reais e em ensaios de centrifugadora. Foram enquadrados em ensaios laboratoriais de diferentes tipos e condições e aferidos por análises numéricas (MEF) com recurso a modelos elasto-plásticos com endurecimento e consideração do desenvolvimento progressivo de estados pós-pico, bem como de variações volumétricas.

Segundo os autores, a consideração na expressão clássica (hipóteses de rotura e comportamento isotrópico e rígido-plástico) de coeficientes de capacidade de carga (N_γ) baseados em ângulos de atrito de pico é fortemente anti-conservativa, por ignorar a

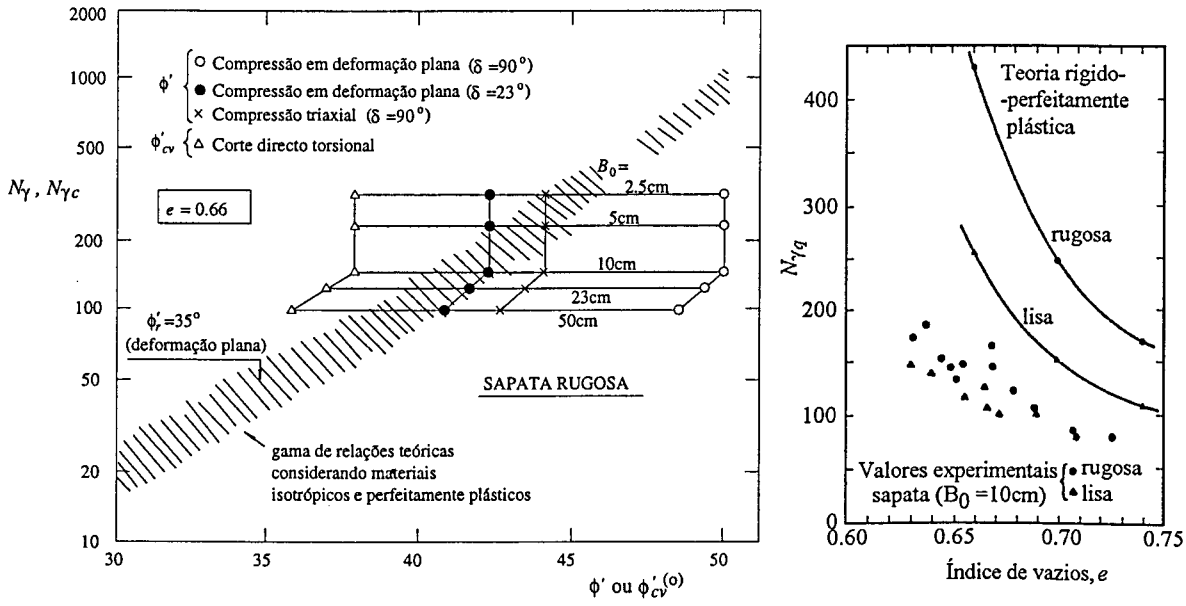
dependência do nível de tensões, por não admitir compressibilidade elasto-plástica e amolecimento pós-pico e por ignorar o efeito da anisotropia das características resistentes.

No caso da mobilização da resistência em sapatas superficiais sobre solos cimentados ou estruturados, os autores citados salientam que:

(i) ϕ'_p depende da trajectória de tensões (muito variável ao longo da geometria das superfícies potenciais de rotura);

(ii) ϕ'_p decresce para valores críticos (ϕ'_{cv}), em particular para níveis octaédricos mais baixos (cimentação estrutural mantém-se preservada até determinados níveis distorcionais e desaparece pós-pico);

(iii) a evolução das tensões octaédricas no interior do maciço mobiliza sucessivamente os valores de pico (e nestes valores distintos consoante a anisotropia inerente e induzida), valores intermédios e tendentes para os críticos-residuais, num fenómeno de rotura progressiva não desprezável.



a) b)

Figura 2.16 - Relações teóricas e experimentais entre N_γ e ϕ' (Tatsuoka *et al.*, 1991). Valores de N_γ deduzidos: a) directamente da análise dos ensaios de carga; b) aplicando a teoria clássica e considerando os valores de ϕ'_p determinados nos ensaios de laboratório

Da campanha de ensaios de laboratório os autores deduziram valores previsíveis que confrontaram com os observados em ensaios de carga (N_γ calculado a partir de $2 \cdot q_{ult}/(\gamma \cdot B)$). Como mostra a Figura 2.16a, os valores de N_γ deduzidos directamente da análise dos ensaios de carga são consideravelmente menores que os previstos quando aplicada a teoria clássica, considerando os valores de ϕ'_p determinados nos ensaios de laboratório. As diferenças são muito grandes e por excesso se adoptados os valores de ϕ'_p do triaxial em deformação plana, ainda um pouco elevadas (em particular para grandes dimensões da sapata) se ϕ'_p for deduzido de ensaios triaxiais axissimétricos e grandes mas conservativas se deduzidos os valores de ϕ'_p de ensaios de corte simples, com rotação das tensões principais. Em complemento, os mesmos autores analisam a questão da *rotura progressiva* constatando que, mesmo admitindo o parâmetro ϕ'_p mais apropriado, os valores experimentais de N_γ (deduzido directamente dos ensaios de carga) são muito mais baixos do que os estimados pela teoria clássica a partir desse parâmetro (ver Figura 2.16b), o que revela que ϕ' mobilizado no ponto de carga máxima e ao longo de uma hipotética superfície de rotura estará entre os valores de pico e a volume constante. Além disso, verificaram que a diferença entre o sistema rígido e flexível é muito menor nos resultados experimentais das sapatas do que a deduzida da formulação clássica e deve-se à muito maior redistribuição de plastificação no comportamento real do que o admitido por via da formulação teórica.

A Figura 2.17 ilustra análises fotogramétricas do desenvolvimento das deformações relativas de pontos do maciço em carga, denotando:

(i) bandas de corte com espessuras de cerca de $20 \cdot D_{50}$ (antes de se atingir a carga máxima) e com profundidades de cerca de $0{,}6 \cdot B_0$ (largura da sapata);

(ii) o empolamento à superfície por desenvolvimento de cunhas de rotura só se faz sentir para razões de assentamento e largura da sapata (s/B_0) de cerca de 70%;

(iii) as linhas de "isodeformação" para a rotura de "pico" ($s/B = 6{,}7\%$) têm uma distribuição claramente progressiva;

(iv) pelas linhas de "isoresistência atrítica" - correspondentes ao mesmo ângulo de atrito - que os valores mobilizados de ϕ' só se aproximam de ϕ'_p em zonas muito limitadas e são muito mais baixas nas restantes zonas do mesmo (amolecimento);

(v) que quanto maiores são as sapatas mais cedo se verifica o desenvolvimento das bandas de corte com concentrações nas fronteiras ($s/B_0 = 4{,}8\%$);

(vi) que mesmo para além da carga máxima (s/B = 16%) ainda só se verifica desenvolvimento de bandas de corte para a cunha de deslizamento global em zonas subjacentes à base da sapata, o que revela que a rotura ainda se processa com evolução gradual de ângulos de atrito de pico para valores críticos.

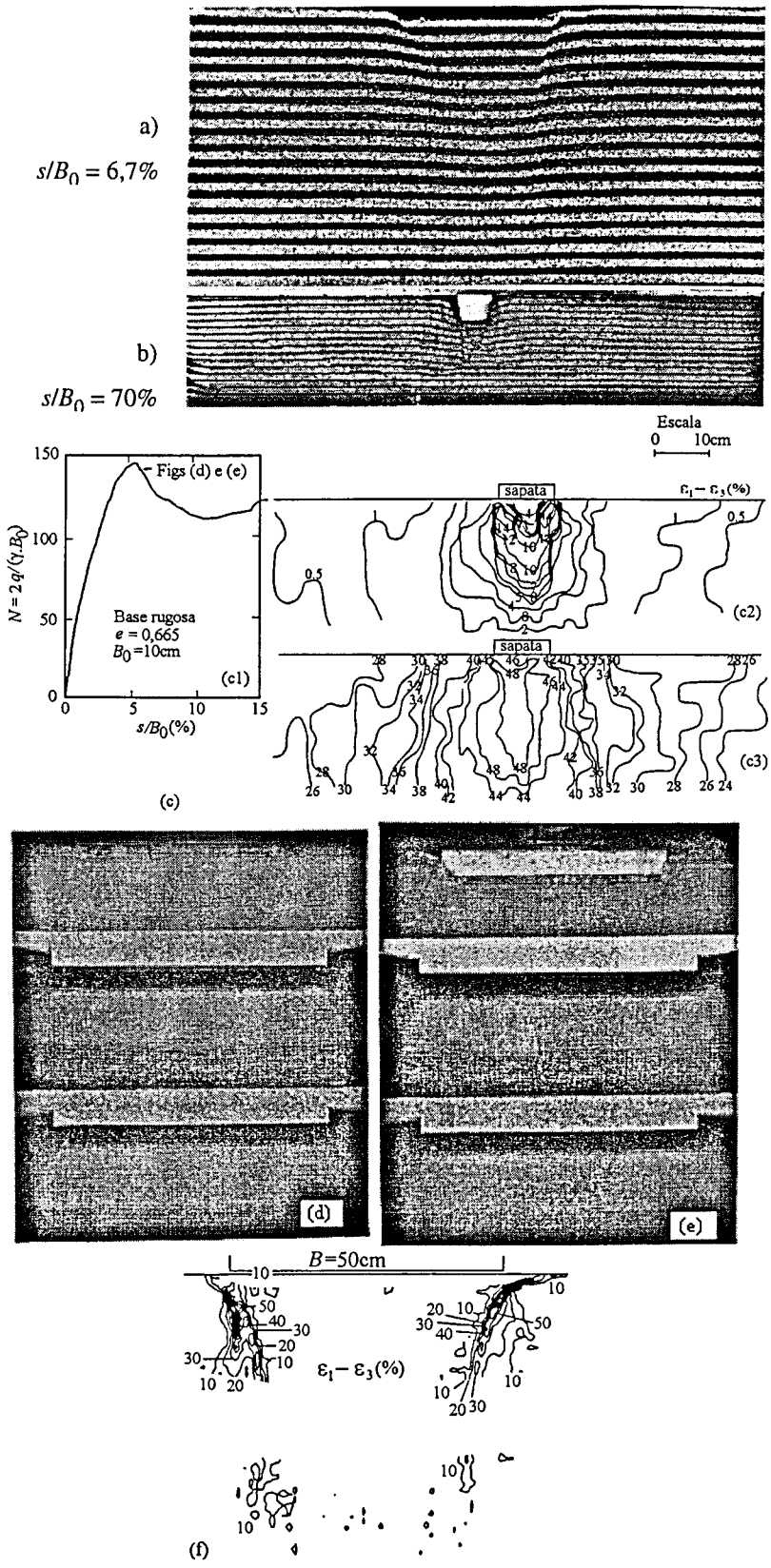


Figura 2.17 - Campos de deformações e ângulos de atrito mobilizados. Análise fotogramétrica de uma sapata em modelo reduzido (Tatsuoka *et al.*, 1991): a) s/B_0=6,7%; b) s/B_0=70%; c)1) Nγ *versus* s/B_0; 2) campo de deformações; 3) distribuição de ϕ'_{mob} para s/B_0=6,7%; d) s/B_0=4,8%; e) s/B_0=16%; f) campo de deformações.

Quanto à relação deste desenvolvimento de rotura progressiva (bandas de corte) e o efeito de escala, constata-se que a razão entre o assentamento na rotura (s_f) e a dimensão da sapata (B) decresce com o crescimento da mesma, ou seja, a rotura dá-se mais cedo (razões s/B_f menores) nas sapatas de maior dimensão. Para a mesma razão s/B o valor absoluto do assentamento é maior em sapatas de grande dimensão. Ora, sendo a espessura das bandas de corte (W_{SB}) independente do nível de tensão (e independente de B) a razão W_{SB}/B decresce com o aumento de B. Logo, com o aparecimento dessas bandas, para o mesmo valor de s/B, os deslocamentos relativos ao longo das bandas (por exemplo, para os mesmo pontos da razão H/B - profundidade) são maiores para valores de B mais elevados - em particular na fronteira da sapata.

Assim, a extensão das bandas de corte (e consequentemente o nível de rotura progressiva) cresce com B, tendendo a distribuição do ângulo de atrito mobilizado para o crítico (valor único se o solo é homogéneo), ou seja, a ultrapassagem dos valores de pico (ϕ'_p) faz-se mais cedo. As consequências são óbvias em termos de escala de carga (efeito de escala): os valores de N_γ e s_f/B são menores para maiores valores da dimensão da sapata.

Como corolário, os autores afirmam:

> *"Felizmente, na prática corrente, os valores de ϕ' que são usados na expressão clássica para cálculo dos factores de capacidade de carga, são deduzidos de correlações empíricas com resultados de ensaios in situ e geralmente subestimados. Pelo que, pela análise clássica existe uma sobrestimação sistemática de avaliação da rotura global pelos valores de pico sem consideração dos factores redutores de anisotropia e, sobretudo, de rotura progressiva, sendo contudo compensada pela subestimação dos parâmetros de cálculo".*

Vesíc (1975), baseando-se em resultados de De Beer (1965), havia já salientado esta questão do fenómeno da rotura progressiva em solos que desenvolvem uma cunha clara de deslizamento, propondo a adopção de um ângulo de atrito intermédio entre de ϕ'_p e ϕ'_{cv}.

As soluções clássicas e os desenvolvimentos nelas baseados pressupõem a existência de um mecanismo de rotura global (cunha de deslizamento) que, para além de incompatibilidade cinemática, mascaram os efeitos secundários acima descritos. Em relação à primeira limitação, reporte-se o trabalho de Bathe (1962) que considera uma zona de plastificação circular e atrito na base da sapata que ainda, longe de conseguirem uma total compatibilização cinemática, teve posterior desenvolvimento no domínio dos teoremas de

estado superior e inferior. Outras alternativas metodológicas (Butterfield e Ticof, 1979) recorrem a diagramas de interacção das diferentes componentes de rotura.

O efeito de não homogeneidade do maciço (entendida só na vertente de variação vertical de resistência ao corte em profundidade), pode ser importante em solos como os residuais, muitas vezes com aumento das características de resistência em profundidade e mais pertinente se torna quando estão envolvidas massas mais profundas como no caso de fundações de maiores dimensões. As soluções analíticas (Skempton, 1951, Davis e Broker, 1973, Brown e Meyerhof, 1969, Button, 1983, Puroshottanaray *et al.*, 1974, Valsangkar e Meyerhof, 1979, etc.) são mais ou menos complexas, pelo que se propõem correntemente soluções semi-empíricas baseadas em modelos controlados por observações, algumas já clássicas. Nos últimos tempos, com a generalização dos métodos numéricos (MEF) e introdução nos mesmos de modelos constitutivos elasto-plásticos, as soluções analíticas tornaram-se menos pertinentes e as experimentais de mais fácil controlo.

2.5.4 - Deformabilidade. Metodologias de interpretação

2.5.4.1 - Soluções baseadas na Teoria da Elasticidade

A determinação do estado de tensão e das deformações induzidas num maciço terroso quando solicitado à superfície é, na maior parte das vezes, baseada nas formulações da Teoria da Elasticidade. Esta opção pressupõe que as solicitações são monótonas e que as tensões transmitidas ao solo se quedam em níveis muito aquém da capacidade de carga, para que se garanta que há fraco desenvolvimento de plastificações.

A distribuição de tensões induzidas no maciço não é particularmente sensível à variação dos parâmetros de deformabilidade do solo em profundidade. No entanto, a distribuição das deformações (e seus valores relativos) é fortemente afectada por essas características, em particular pelo aumento de rigidez em profundidade e pela mobilização de níveis muito distintos de tensões em profundidade (Rocha Filho e Romanel, 1984; Jardine *et al.*, 1986; Burland, 1989; Shibuya e Tatsuoka, 1992).

A expressão da lei de Hooke generalizada, aplicada à determinação de um assentamento (s) de uma fundação superficial circular para a tensão q e considerando axissimetria, é do tipo:

$$s = \int_0^{\infty} \frac{1}{E(z)_q} \left\{ \Delta\sigma_v(z)_q - 2 \cdot \upsilon(z)_q \cdot \Delta\sigma_h(z)_q \right\} dz \tag{2.36}$$

sendo $\Delta\sigma_v(z)_q$ e $\Delta\sigma_{vh}(z)_q$ os acréscimos da tensão vertical e horizontal induzidos pela carga q e calculados pelas soluções elásticas (Giroud, 1972; Poulos e Davis, 1974; Milovic, 1982) e $E(z)_q$ e $\upsilon(z)_q$ as expressões de variação do módulo de deformabilidade e do coeficiente de Poisson em profundidade (z).

A equação geral simplifica-se para meios semi-infinitos homogéneos, ficando:

$$s = q \cdot B \cdot \frac{1-\upsilon^2}{E} \cdot I_s \tag{2.37}$$

sendo B a menor dimensão da superfície de carga (ou o diâmetro da placa ou de uma sapata circular), E o módulo de deformabilidade representativo do maciço e do nível de tensão induzida e I_s um número real função da geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento, variando com a rigidez da própria sapata.

Importa salientar que a integração das extensões verticais em profundidade - em particular num meio semi-infinito isotrópico e homogéneo - não é exigível ao infinito, pois a mobilização de extensões significativas só se faz até profundidades limitadas. Esse limite de integração depende de vários factores, nomeadamente das dimensões da fundação e da variação da deformabilidade em profundidade. Quanto maior for esse crescimento menor é a zona de influência dos assentamentos em profundidade. Como critério limite de integração pode-se adoptar uma percentagem mínima de acréscimo de tensão distorcional induzida pela carga à superfície.

A este propósito o Eurocódigo 7 (1994) refere que:

"a profundidade até à qual as camadas compressíveis dos solos devem ser tidas em consideração depende do tamanho e forma das fundações, bem como da variação da rigidez do solo em profundidade (e do espaçamento dos elementos de fundação)"...

Nesta perspectiva, sugere-se que essa profundidade possa ser considerada igual àquela a partir da qual o valor induzido do acréscimo de tensão vertical não seja superior a 20% da tensão efectiva vertical de repouso. As razões deste critério podem ser assim identificadas:

(i) a profundidades superiores àquele limite (muitas vezes denominado por "limiar" elástico - "threshold" na literatura anglo-saxónica - "yield locus") os acréscimos de tensão são muito baixos em relação às tensões efectivas de repouso, pelo que as deformações nestes horizontes são negligenciáveis em relação ao cômputo geral;

(ii) os critérios de análise elástica pressupõem limites de integração que são, eles próprios, função de desenvolvimento de plastificação nas zonas mais superficiais e que "desmobilizam" as zonas mais profundas.

2.5.4.2 - Efeito da variação de E em profundidade na avaliação do assentamento pela Teoria de Elasticidade

As noções anteriores são de grande acuidade na consideração de solos homogéneos em profundidade - valores de E constantes - o que está longe de corresponder à generalidade dos solos e, particularmente, aos solos residuais.

Uma das "não homogeneidades" mais representativas dos maciços é a que considera um semi-espaço com variação linear do módulo de deformabilidade em profundidade:

$$E\ (kPa) = E_0 + k \cdot z\ (m) \tag{2.38}$$

O primeiro estudo para um meio elástico nestas condições foi realizado por Gibson (1967), tendo o autor constatado haver forte influência da não homogeneidade na distribuição dos deslocamentos verticais (assentamentos) em planos horizontais desde a superfície até $z/B=1$.

Carrier e Christian (1973) usaram o método dos elementos finitos para estudar o comportamento de uma placa rígida circular sobre um semi-espaço do tipo de Gibson (admitindo ν constante). Concluíram que a influência da homogeneidade deve ser devidamente estudada, já que: "*para áreas de carga pequenas, E_0 é mais importante que $k \cdot D$ e o assentamento aumentará com o diâmetro. Esta tendência continua até que o diâmetro passa a ser predominante, logo $k \cdot D$ supera a influência de E_0, passando a não haver aumento de assentamento com o aumento de D*".

Das análises numéricas realizadas, tomando como base o denominado ***grau de não homogeneidade linear***, definido por E_0/kD (variando entre 0 e ∞), Carrier e Christian concluíram que o valor de ν tem mais efeito no assentamento em meios de maior não homogeneidade do que em meios homogéneos.

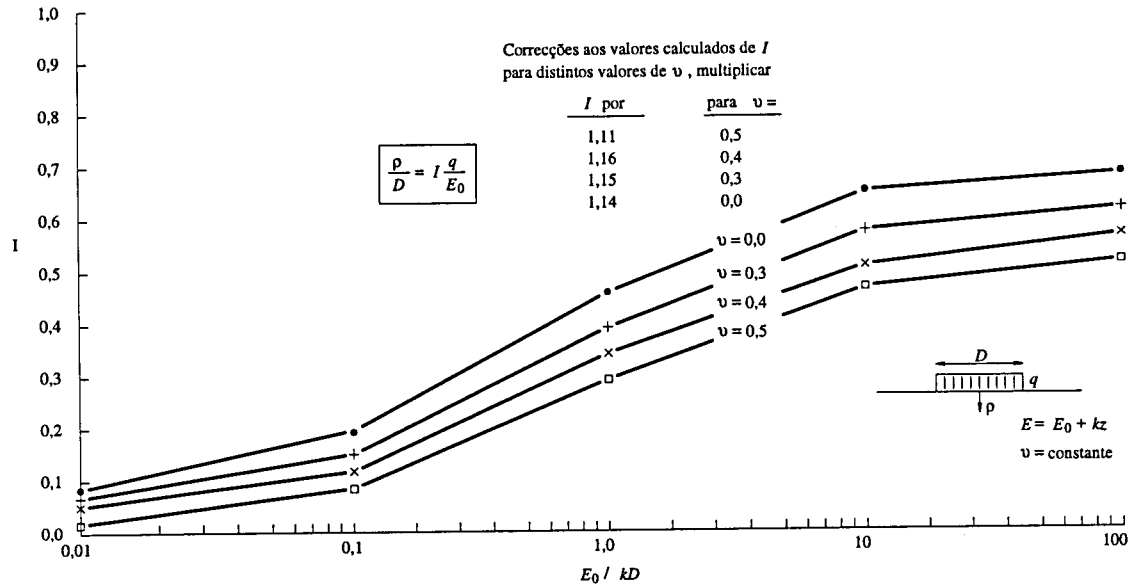
Procurando generalizar estas tendências, os autores fizeram uma análise numérica da resposta em termos de assentamento e distribuição de tensões de uma área circular rígida (com interface lisa e rugosa) sobre um semi-espaço homogéneo definido por:

$$0 \leq E_0 / kD \leq \infty \quad \text{e} \quad 0 \leq \nu \leq 0{,}5$$

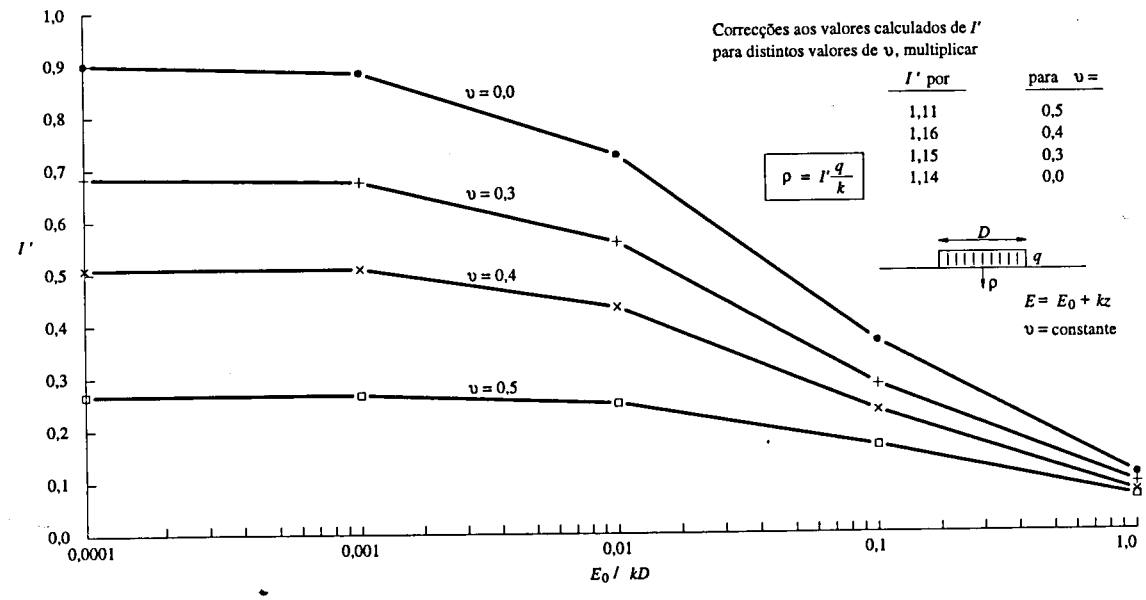
Na Figura 2.18 apresentam-se os resultados obtidos, tomando:

$$s = I \cdot \frac{q \cdot D}{E_0} \tag{2.39}$$

$$s = I' \cdot \frac{q}{k} \tag{2.40}$$



a) $s \equiv \rho$



b) $s \equiv \rho$

Figura 2.18 - Assentamentos para distinto graus de não homogeneidade linear (E_0/kD), para sapatas circulares rígidas e lisas. Consideração de: a) $I = (E_0/q)\cdot(s/D)$; b) $I' = (k/q)\cdot s$ (Carrier e Christian, 1973).

Este método é geralmente denominado "Método Directo". O efeito da rugosidade é importante só para valores de E_0/kD mais elevados (maior homogeneidade) e valores muito baixos do coeficiente de Poisson ($\nu < 0{,}3$).

Os autores salientam, com base naqueles resultados, que:

(i) para $E_0/kD \leq 0{,}001$, a teoria de Winkler é aceitável;
(ii) para $E_0/kD \geq 1{,}0$, a teoria de espaço homogéneo (simplificação de Boussinesq ou Westergaard) é aceitável;
(iii) entre os dois extremos deve-se avaliar E_0 e k e seguir a metodologia descrita.

Romanel (1981) analisa a distribuição do assentamento com a profundidade e em planta para diferentes graus de não homogeneidade, verificando que a profundidade efectiva que contribui para o assentamento é muito menor do que $2{\cdot}D$ (daí a necessidade de caracterizar muito bem o maciço logo abaixo da base de carga, nomeadamente recolhendo amostras indeformadas para estudo laboratorial na zona até $0{,}9{\cdot}D$ - David e Poulos, 1968), e que o assentamento tende a concentrar-se na área de carregamento à medida que o grau de homogeneidade vai crescendo.

Inerente a este assunto está também a prática de extrapolação dos resultados de ensaios de placa de baixas dimensões para determinação de assentamentos de fundações reais. Na Figura 2.19 apresenta-se um gráfico da relação entre o assentamento de uma placa de qualquer diâmetro e um referencial de 1 pé, incluindo trabalhos de D'Appolonia *et al.* (1968) e Bjerrum e Eggestad (1963).

A noção de "centro efectivo de assentamento" permite que se proceda a um cálculo directo pela expressão (2.42) desde que devidamente calculada a sua profundidade. O estudo paramétrico de Carrier e Christian (1973) permitiu estimar com grande aproximação essa posição (para cada valor de ν), recorrendo aos factor I ou I' da Figura 2.18. A profundidade do centro efectivo de assentamento, z_I, poderá ser então definida por "parâmetro de centro de assentamento" ($\alpha^i = z_I/D$), através de:

$$\alpha = \frac{E_0}{k \cdot D} \cdot \left[\frac{\pi}{4I} \cdot \left(1 - \nu^2\right) - 1 \right] \tag{2.41a}$$

$$\alpha = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1 - \nu^2}{I'} - \frac{E_0}{k \cdot D} \tag{2.41b}$$

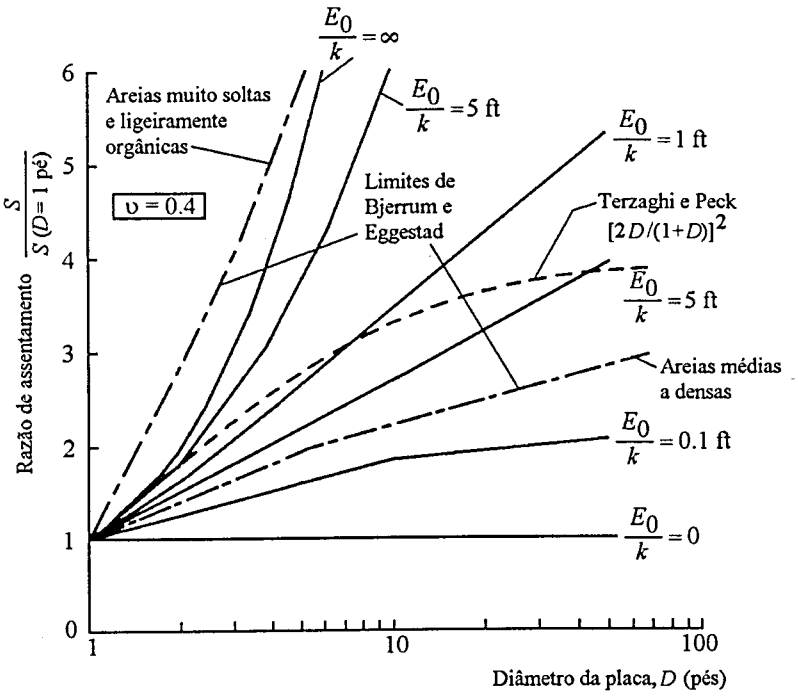


Figura 2.19 - Extrapolação de assentamentos de placas de qualquer diâmetro em areias médias a densas, para maciços semi-infinitos linearmente não homogéneos. (Bjerrum e Eggestad, 1963; D'Appolonia *et al.*,1968).

Na Figura 2.20 (Rocha Filho e Romanel, 1983) apresenta-se a variação de α^i com o grau de não homogeneidade e com o coeficiente de Poisson determinado pelas soluções de Burmister (1963), Alpan (1974) e Carrier e Christian (1973). O primeiro optou por uma profundidade equivalente igual à largura da fundação (α =1 = const.) para qualquer E_0/kD e ν. Alpan (1974) obteve uma solução aproximada admitindo uma dispersão cónica e uniforme em profundidade da tensão vertical e a inalterabilidade dos acréscimos de tensão horizontal em profundidade. Os limites são definidos pelos gráficos de Bjerrum e Eggestad (1963), sendo o superior para areias médias a densas e o inferior para soltas ou orgânicas (ver Figura 2.19).

Dado que as leis de variação anteriores são dependentes do grau de não homogeneidade e se se possuir resultados de ***ensaios de carga em placas de diferentes dimensões***, pode-se construir uma linha do tipo das da Figura 2.20 e assim estimar o valor de E_0 / k. Definida a lei de variação (e respectivo E_0 / k) pode-se, por simples extrapolação, determinar o valor esperado do assentamento do protótipo. Este processo pode e deve ser implementado para cada nível de tensão aplicado e esperado.

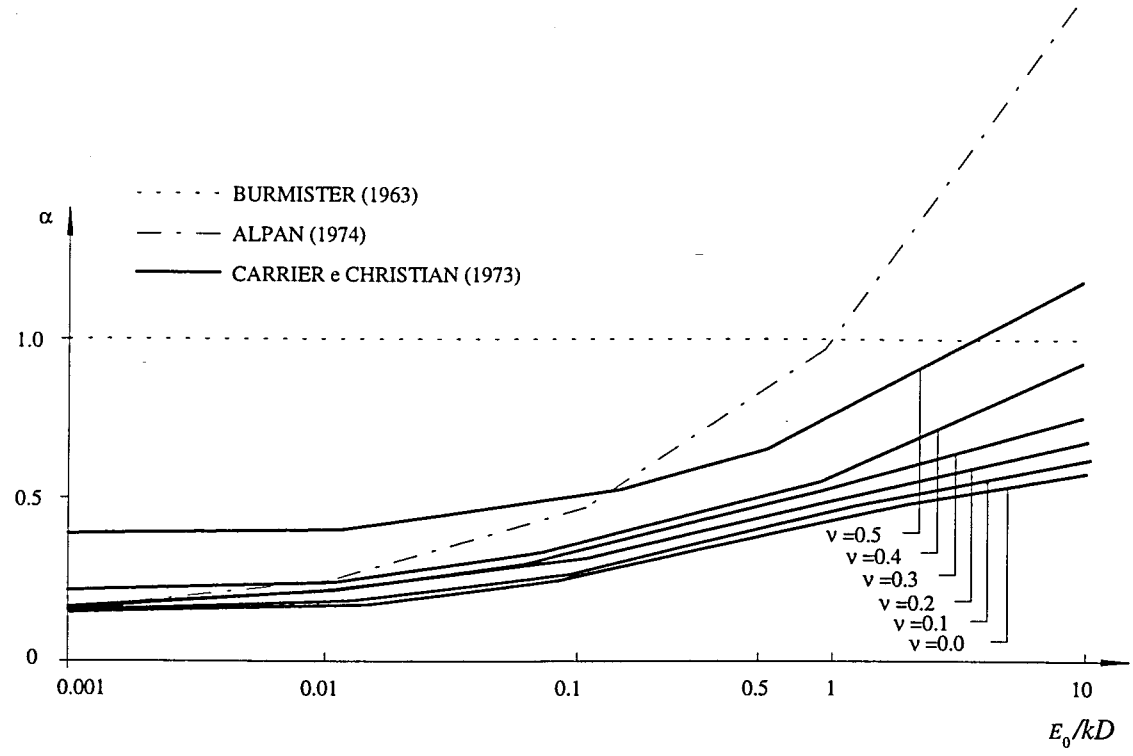


Figura 2.20 - Variação do centro de assentamento ($\alpha^i = z_I/D$) com E_0/kD (Rocha Filho e Romanel, 1983).

A expressão analítica desta formulação para determinados assentamentos num semi-espaço linearmente não-homogéneo apela para o conceito anterior de semi-espaço homogéneo equivalente e admite a unicidade do centro de assentamento para o maciço em causa (mesmo E_0 / kD e ν). A equação para o assentamento de placas de dimensões distintas é a seguinte:

$$s_i = \frac{q_i \cdot D_i}{E_0 + \alpha^i \cdot k \cdot D_i} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (1 - \upsilon^2) \tag{2.42}$$

sendo que: $E'_{eq_i} = E_0 + \alpha^i \, k \, D_i$.

Resolvendo o sistema de equações pode-se deduzir os valores dos parâmetros de não homogeneidade:

$$k = \frac{\pi}{4} \cdot \left(\frac{1 - \nu^2}{\alpha^i} \right) \cdot \left[\frac{q_2 / s_2 \cdot D_2 - q_1 / s_1 \cdot D_1}{D_2 - D_1} \right] \tag{2.43}$$

$$E_0 = \frac{\pi}{4} \cdot \left(1 - \nu^2\right) \cdot \left[\frac{q_1}{s_1} - \frac{q_2}{s_2} \right] \cdot \frac{D_1 D_2}{\left(D_2 - D_1\right)} \tag{2.44}$$

ficando por definir o valor de α^i, que pode ser escolhido a partir de elementos indicadores de ensaios de penetração preliminares ou ainda pela Figura 2.18. Substituindo α^i nestas expressões, recalcula-se E_0 / kD e repete-se o processo até convergir (esta convergência é geralmente rápida).

A metodologia exposta pode ser aplicada a mais do que dois ensaios, fazendo um ajuste pelo método dos mínimos quadrados.

Além desta análise de ensaios de carga multidimensionais na mesma zona, pode-se recorrer a um tipo semelhante de retroanálise de ***um só ensaio de carga superficial*** desde que estejam disponíveis ***medidas complementares de assentamentos***, ou seja, as da *superfície do terreno adjacente e exterior à área carregada.*

Esta variação dos assentamentos verticais de pontos à superfície, fora da área carregada, reflecte directamente a variação dos assentamentos em profundidade que, por sua vez, depende da evolução do módulo de deformabilidade do maciço (Brown e Burland, 1980).

Na formulação mais geral, admitindo um semi-espaço isotrópico linearmente heterogéneo e admitindo a técnica do semi-espaço homogéneo equivalente, as expressões do assentamento no centro (s_i) e à distância r do mesmo (s_0) são as seguintes:

$$s_i = \frac{q \cdot D}{E_0 + k \cdot \alpha^i \cdot D} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \left(1 - \nu^2\right) \tag{2.45}$$

$$s_0 = \frac{q \cdot D}{E_0 + k \cdot \alpha^o \cdot D} \cdot \frac{1}{2} \cdot \operatorname{arc\,sen}\left(\frac{D}{2r}\right) \cdot \left(1 - \nu^2\right) \tag{2.46}$$

que formuladas em termos de E_0 e k resultam em:

$$E_0 = \frac{\left(1 - \nu^2\right)}{\alpha^o - \alpha^i} \left[\frac{\pi}{4} \cdot \frac{\alpha^o}{s_i} - \frac{\alpha^i}{2 \cdot s_0} \cdot \operatorname{arc\,sen}\left(\frac{D}{2r}\right)\right] \cdot q \cdot D \tag{2.47}$$

$$k = \frac{\left(1 - \nu^2\right)}{\alpha^o - \alpha^i} \left[\frac{1}{2 \cdot s_0} \cdot \operatorname{arc\,sen}\left(\frac{D}{2 \cdot r}\right) - \frac{\pi}{4 \cdot s_i}\right] \cdot q \tag{2.48}$$

Romanel (1981) fez um intenso estudo paramétrico por elementos finitos para resolução do sistema de equações resultante das expressões anteriores, com avaliação de deslocamentos no centro e a distâncias deste correspondentes a $2r/D$ = 1,5 e a 2,0.

Na Figura 2.21 apresenta-se o ábaco obtido para $2r/D$ = 1,5 que, complementado com o de α^i (Figura 2.20), solucionam o problema exposto.

A solução das equações indicadas pode ser obtida (à luz do que se faz com placas de diferentes dimensões) por um processo iterativo de fácil convergência.

Rocha Filho *et al.* (1987) apresentam uma dimensão inversa deste correlacionamento entre a lei de não homogeneidade linear da rigidez em profundidade com os deslocamentos verticais medidos na superfície adjacente à área carregada. Para tal mostram ábacos que, em função da relação entre assentamentos em pontos dentro e fora da área (circular e rígida), dão valores do grau de homogeneidade (para um dado valor estimado de ν). Considerando o valor de E_0/kD e conhecendo o assentamento dentro da área carregada (s_i) pode-se determinar os valores de E_0 e assim de k.

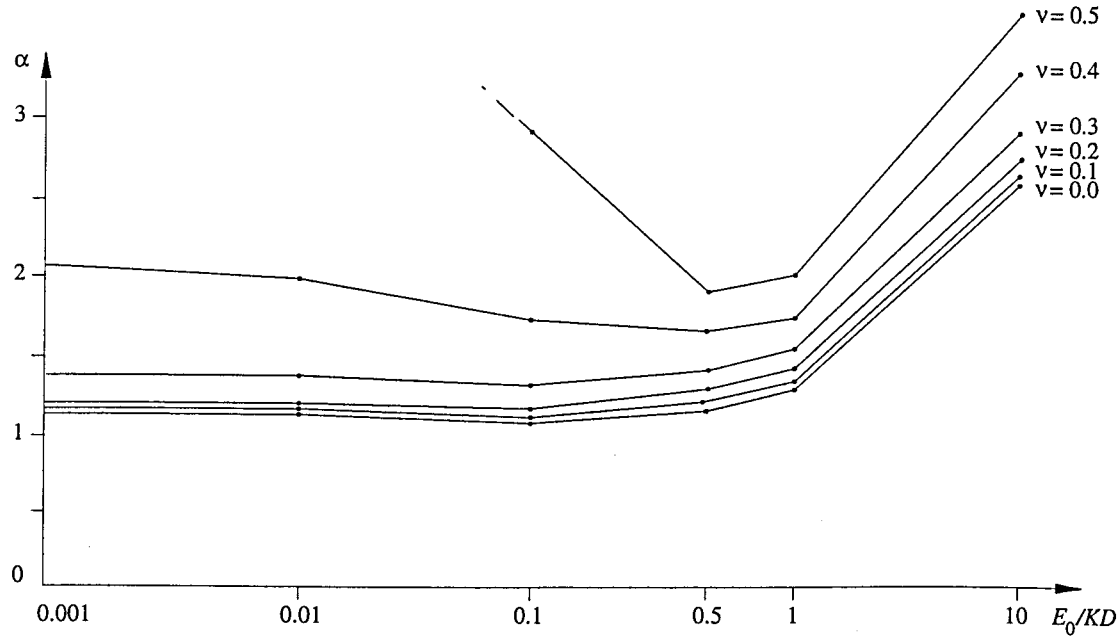


Figura 2.21 - Variação do coeficiente α^0, para $2r/D$ =1,5, com o grau de homogeneidade E_0/kD (Romanel, 1981).

Algumas observações importantes devem ser referidas sobre esta metodologia. A primeira tem a ver com a necessidade de controlar convenientemente estes deslocamentos que sendo, em geral, de pequena grandeza, exigem referências bem fixas e sistemas de medição precisos. Além disso, deve-se fazer o controlo em vários pontos para que realizando uma multi-análise se chegue a uma representação global da heterogeneidade do maciço e não se incorra no erro de tomar um resultado fruto de eventual heterogeneidade ou não uniformidade localizada num só ponto de medição (nesta análise far-se-á um média ponderada dos valores

adquiridos por critérios estatísticos ou de bom senso). Deve-se complementar a avaliação de E_0/kD com resultados de ensaios de penetração em profundidade.

2.5.4.3 - Métodos semi-empíricos

Os métodos que se baseiam na homogeneidade do meio respondem à dificuldade em obter soluções analíticas e numéricas tendo em consideração os factores descritos. As metodologias mais clássicas como as propostas por Terzaghi e Peck (1948, 1967) foram criticadas mais tarde por Meyerhof (1965) e D'Appolonia *et al.* (1968) por sobrestimarem os valores de assentamento até 8 vezes o valor real.

(A) Método de Schmertmann *et al.* (1970; 1978)

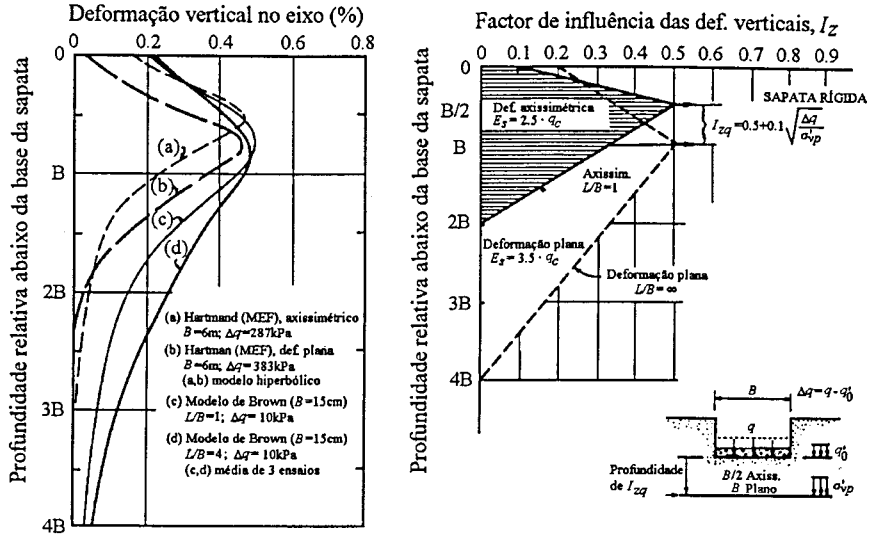
Schmertmann *et al.* (1970; 1978) apresentaram um método baseado na distribuição de um factor de influência para as deformações verticais específicas (I_z), cuja expressão é:

$$I_{z(z)} = \frac{\varepsilon_{z(z)}}{\Delta p} \cdot E_{(z)} \tag{2.49}$$

sendo $\varepsilon_{z(z)}$ e $E_{(z)}$, respectivamente, a extensão vertical específica e o módulo de elasticidade do meio à profundidade z e Δp (= q) a tensão uniforme transmitida pelo elemento de carga à superfície.

Este factor de influência que é função do coeficiente de Poisson e da profundidade (z), tem as distribuições triangulares que a Figura 2.22a ilustra para sapatas de desenvolvimento linear infinito e circulares.

Na sua essência este método resulta da simplificação - generalização - de resultados de análises numéricas sob diversos maciços arenosos, caracterizados por diferentes condições de compacidade e padrões de variação de rigidez em profundidade, e outras tantas geometrias de carregamento.



a) b)

Figura 2.22 - Diagramas de influência das deformações verticais em profundidade (Schmertmann *et al.*, 1978): a) comparação de distribuições deduzidas de modelos e *MEF*; b) Diagrama de influência proposto.

O assentamento final será assim definido por:

$$s = \int_0^{2\cdot B\,(4\cdot B)} \varepsilon_z\, dz \cong \Delta p \cdot \int_0^{2\cdot B\,(4\cdot B)} \frac{I_z}{E_{(z)}} dz \cong C_1 \cdot C_2 \cdot \sum_{i=1}^{n(2\cdot B;4\cdot B)} \frac{I_{z_i}}{E_{z_i}} \cdot \Delta z_i \qquad (2.50)$$

com os significados explicitados na Figura 2.22, sendo $E_{(z)}$ o valor do módulo de elasticidade secante do solo, variável em profundidade. O autor propõe correlacionar este valor com a resistência de ponta do CPT em profundidade:

$$E_{s(z)} = \alpha \cdot q_{c,CPT}(z) \qquad (2.51)$$

com α = 2,5 para situações de carregamentos axissimétricos. Robertson e Campanella (1988) salientam, porém, que estes valores de α podem crescer para 3,5 a 6,0 e 6,0 a 10,0, respectivamente, em maciços antigos("ageing") e fortemente sobreconsolidados.

Dos factores correctivos adicionais saliente-se o relativo à fluência (assentamento diferido no tempo), cuja expressão é a seguinte:

$$C_2 = 1 + 0{,}2 \log_{10}(t/0{,}1) \qquad (2.52)$$

Este último factor será analisado mais criteriosamente no Capítulo 6.

O padrão de distribuição do factor de influência é fortemente dependente do grau de homogeneidade do maciço. Em particular, o "triângulo das deformações" de Schmertmann, muda de configuração, apresentando com o aumento da "não homogeneidade" uma maior influência da compressibilidade das camadas mais superficiais no cômputo geral do assentamento, sendo a profundidade efectiva muito menor do que a habitual para meios homogéneos ($2 \cdot B$).

Rocha Filho e Romanel (1984) apresentam uma análise dos erros relativos das propostas de Schmertmann (1970; 1978) para a solução mais rigorosa obtida com o método dos elementos finitos, função do grau de não homogeneidade, para um valor de ν=0,30, concluindo que:

(i) para solos com elevados valores de E_0 / kD ($\Rightarrow \infty$) - meios homogéneos - o método proposto por Schmertmann *et al.* (1970; 1978) apresenta bons resultados;
(ii) para solos com baixos valores de E_0 / kD (< 10) podem ser cometidos erros elevados (contra a segurança); esta subestimação tende a aumentar com a compressibilidade volumétrica (valores baixos de ν).

(B) Método de Parry (1978)

Outro importante método de avaliação semi-empírica de assentamentos, tendo em conta o efeito da distribuição da rigidez em profundidade, é o proposto por Parry (1978). O autor salienta a importância do desenvolvimento relativo da rigidez em profundidade e propõe (baseado na análise de alguns casos paramétricos de variação de E em profundidade) o uso da expressão simplificada da Teoria da Elasticidade, traduzindo uma proporção entre o módulo de deformabilidade e um valor ponderado de valor de N_{60} (SPT), assim obtido:

$$\overline{N} = \frac{1}{6}(3 \cdot N_1 + 2 \cdot N_2 + N_3) \qquad (2.53)$$

sendo N_1, N_2 e N_3 as médias aritméticas dos valores de N_{60} (SPT) entre as profundidades de 0 a $2/3 \cdot B$, 2/3 a $4/3 \cdot B$ e 4/3 a $2 \cdot B$, respectivamente.

Segundo o autor, não devem ser feitas correcções dos valores de N devido à presença de água; aconselha o uso das correlações nas condições reais de prospecção e fundação. É ainda feita uma ressalva em relação a maciços arenosos "pré-carregados" em que os valores de α deverão ser reduzidos devido à maior rigidez constitutiva. Este factor será discutido em pormenor para o caso estudado do saprólito de granito do Porto.

(C) Método de Burland e Burbidge (1985)

A partir de uma análise estatística sobre 200 casos de assentamentos em fundações, depósitos e aterros em areias e cascalhos, Burland e Burbidge (1985) determinam a seguinte relação empírica entre o assentamento e a tensão transmitida:

$$s = \sigma'_{v0} \cdot B^{0,7} \cdot I_c / 3 + (q - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0,7} \cdot I_c \tag{2.54}$$

sendo σ'_{v0} a tensão efectiva vertical de repouso ao nível da base da sapata e I_c o chamado *factor de compressibilidade* definido por:

$$I_c = af / B^{0,7} \tag{2.55}$$

em que a_f é a inclinação da parte inicial rectilínea das curvas de carga-assentamento e o expoente 0,7 que afecta a largura da sapata é deduzido da melhor correlação obtida da análise realizada sobre o efeito da dimensão da área de carregamento.

Este índice foi representado em função da média aritmética de N_{60} ao longo da profundidade de influência do assentamento (considerado como a zona em que se verificam pelo menos 75% do valor total do assentamento), sendo o seu valor médio de:

$$\overline{a}_f = \frac{B^{0,7}}{100 \cdot \overline{N}^{1,4}} \cdot 10^{2,23} = \frac{B^{0,7}}{\overline{N}^{1,4}} \cdot 1,706 \tag{2.56}$$

com limites entre aproximadamente 0,93 e $3,09 \cdot B^{0,7} / \overline{N}^{1,4}$, a que correspondem desvios padrão próximos de 1,82.

Em relação aos factores integrados na formulação, consideram que os valores dos N não devem ser corrigidos da tensão geostática mas devem ser consideradas correcções pontuais para areias muito finas ou siltes abaixo do nível freático e para areias grossas e cascalho (Terzaghi e Peck, 1967).

Os autores representam na Figura 2.23 a dependência da profundidade de influência com a dimensão da sapata para um o grau de não homogeneidade ($E_0 / kD = 5$), integrando outros resultados da bibliografia.

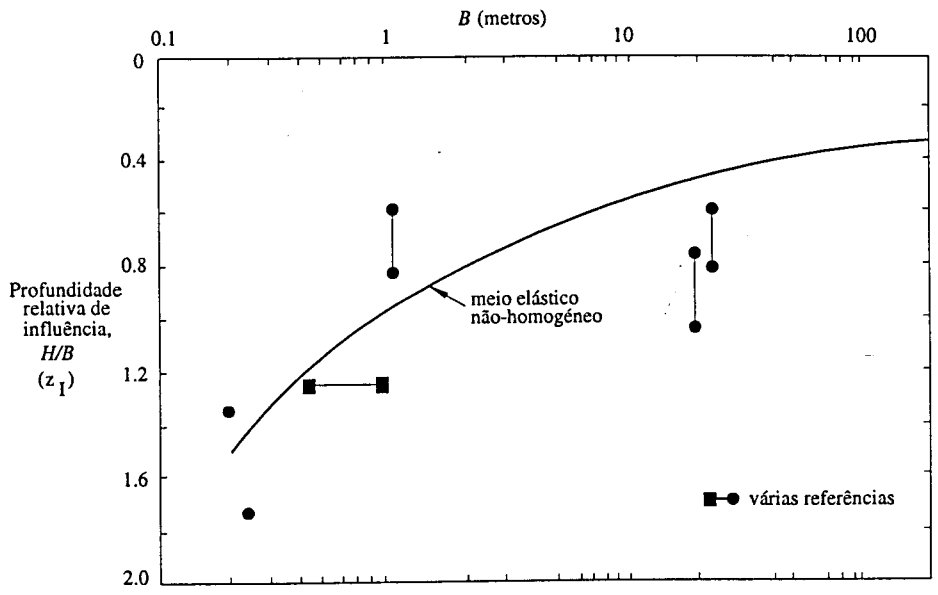


Figura 2.23 - Profundidade de influência $z_I = H/B$ *versus* largura da fundação, $E_0 / kD = 5$ (Burland e Burbidge, 1985).

Para efeitos práticos, consideram que essa profundidade de influência, em solos em que N é constante ou cresce com a profundidade, pode ser definida por:

$$z_I = B^{0,75} \tag{2.57}$$

a que correspondem valores menores do que, por exemplo, os apontados por Schmertmann.

Refira-se que estes parâmetros devem ser só considerados em depósitos granulares quartzosos, pelo que outros tipos como granulares calcários (ou outros) devem sofrer uma análise independente. Além disso, os autores apresentam factores adicionais a afectar a expressão (2.56), relativos à forma da fundação, espessura da camada compressível e fluência. Em relação ao efeito da fluência, definem um factor correctivo pela expressão:

$$f_t = 1 + R_3 + R \cdot \log(t/3) \tag{2.58}$$

em que $t(>3)$ é o tempo em anos e $R_3 = 0,3$ e $R = 0,2$, para cargas estáticas.

(D) Método de Anagnastopoulos *et al.* (1991)

Na linha dos métodos semi-empíricos, como o de Burland e Burbidge, que incorporam análises estatísticas da sensibilidade dos parâmetros que influenciam o assentamento de fundações em materiais granulares, Anagnastopoulos *et al.* (1991) estabeleceram regressões múltiplas lineares em 150 casos práticos de assentamentos de sapatas de diferentes dimensões

(B) sujeitas a cargas (q) conhecidas e onde houve controlo dos valores do SPT em profundidade.

Dos factores que tornam difícil a aceitação da elasticidade linear (ainda que com apuradas correcções) para avaliar assentamentos em fundações superficiais, os autores salientam que:

(i) o aumento de E_S em profundidade é função do campo de tensão geoestática e não dos incrementos induzidos, pelo que a dependência de assentamento com q é do tipo q^{n_q} (com $n_q < 1$);

(ii) os solos arenosos e afins tendem a plastificar em zonas de fronteira, mesmo para baixos níveis de tensão; estas plastificações induzem maiores assentamentos que os previstos pela Teoria da Elasticidade, em particular para sapatas encastradas no terreno; assim, a relação carga-assentamento não é linear, sugerindo-se a exponenciação do valor da carga aplicada ($s \equiv \alpha\, q^{n_q}$, com $n_q < 1$);

(iii) a densificação de materiais soltos na aplicação gradual da carga causa não linearidades;

(iv) a variação, ainda que linear, do módulo de elasticidade em profundidade reflecte-se numa proporção com B^{n_B} (sendo $n_B < 1$); este facto deve-se à não linearidade da resposta da tensão-deformação constitutiva que se traduz em maiores valores de rigidez, para grandes profundidades, onde os níveis de deformação são mais baixos.

O módulo de deformabilidade a usar na fórmula depende do material (compacidade), do estado de tensão e da história de tensões (ou da estrutura - idade - cimentação - fábrica) podendo, para cada caso particular traduzir-se em valores das constante propostas pelo autores distintos dos deduzidos com base num universo específico de casos analisados. Refira-se que a dependência dos módulos de deformabilidade - nomeadamente na vertente de normalização - deve ser estimada em relação ao valor da tensão média *in situ* e não à clássica tensão vertical (Baldi *et al.*, 1988).

Da análise estatística realizada, Anagnastopoulos *et al.* definem três classes de maciços ($N_{SPT} \leq 10$; $10 < N_{SPT} \leq 30$; $N_{SPT} > 30$) com distintos expoentes de relação entre s e N^{n_N}, reflectindo esta dependência com a estrutura ou a história geológica do terreno.

A proposta destes autores é assim traduzida pela expressão:

$$s = f \cdot \frac{q^{n_q} \cdot B^{n_B}}{N^{n_N}} \tag{2.59}$$

sendo s, q e B expressos em mm, m e kPa, respectivamente, N a média aritmética dos valores disponíveis na profundidade de influência (H_i) - considerada como a que mobiliza a maior parte do assentamento (estimada = B) -, q a tensão actuante corrigida da tensão geostática ao nível da fundação e n_q, n_B, n_N expoentes dos factores primários, deduzidos de regressões múltiplas lineares em transformação bilogarítmica em 150 casos práticos. No Quadro 2.7 apresentam-se as classes dos valores obtidos.

Quadro 2.7 - Expoentes de factorização (Anagnastopoulos *et al.*, 1991).

Tipo de dependência	Classes	n_q	n_B	n_N	f
Função de N_{60}	$0 < N \leq 10$	0,94	0,90	0,87	0,57
	$10 < N \leq 30$	1,01	0,69	0,94	0,35
	$N > 30$	0,90	0,76	2,82	0,04
Função de B (m)	$B \leq 3$	0,77	0,45	1,08	1,90
	$B > 3$	1,02	0,59	1,37	1,64

(E) Método de Berardi e Lancellotta (1991) e Berardi *et al.* (1991)

Dadas as limitações dos métodos atrás analisados no que respeita aos factores de não linearidade constitutiva e de dependência da rigidez com a tensão média (octaédrica) efectiva e a história de tensões-deformações, Berardi e Lancellotta (1991) e Berardi *et al.* (1991) sugerem que o módulo de deformabilidade a ser considerado nas formulações semi-empíricas de previsão de assentamentos em fundações directas deve ser considerado dependente dos estados de tensão-deformação, em particular em relação às superfícies de cedência estruturais. Este módulo deve conter no seu equacionamento a tensão octaédrica efectiva de repouso $(\sigma'_{m0}, \sigma'_{oct}$ ou $p'_0)$ e o nível distorcional induzido (não linearidade da relação $\sigma - \varepsilon$).

A aplicação da expressão simplificada da teoria de elasticidade deve ainda incluir factores de influência da zona envolvida pelo carregamento. Sugerem, assim, substituir o factor clássico dependente da geometria e da rigidez da fundação por um factor semi-empírico, I_s, cujo valor deve ser função da geometria e tipo constitutivo do maciço e que tem sido avaliado analítica ou numericamente para cada nível de tensão.

Para ter em consideração essa dependência do módulo de deformabilidade em relação aos factores referidos, os autores apresentam a expressão:

$$E' = K_{E(n\%)} \cdot p_a \cdot \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v / 2}{p_a} \right]^{0,5} \tag{2.60}$$

em que:

$K_{E(n\%)}$ - parâmetro de rigidez de referência cujo valor depende do nível distorcional induzido pelo carregamento; sugerem, por exemplo, considerar s/B=0,1% ($K_{E(0,1)}$);

σ'_{v0} e $\Delta\sigma'_v$ - tensão efectiva vertical de repouso e acréscimo de tensão induzida, supondo o ponto no eixo central da superfície de carga à profundidade $B/2$.

Em termos práticos deve-se procurar uma relação entre parâmetros de ensaios *in situ* (por hipótese $\overline{N}_{60}$ ou $\overline{q}_c$ determinados como médias de uma zona de influência cuja profundidade pode ser avaliada por ábacos como o da Figura 2.22) e o parâmetro de rigidez K_E para um nível de deformação baixo (por ex: s/B = 0,1% - opção dos autores). A razão por que se deve optar por baixos valores de deformação deve-se à necessidade de procurar zonas interiores ao limiar elástico em que há alguma independência dos módulos de deformabilidade em relação aos diferentes factores de estado (D_r, grau de cimentação, fábrica, história de tensões, etc.). Admite-se que a resistência e a rigidez são influenciadas de forma semelhante pela tensão média induzida. A degradação da rigidez e o nível distorcional são definidos por relações de $K_{E,n\%}/K_{E,ref(0,1\%)}$ com s/B. Esta dependência varia de material para material (função de D_r em materiais arenosos, e vários factores estruturais em materiais como os residuais).

Os autores apresentam gráficos da dependência destes módulos com s/B e, particularmente, do parâmetro de rigidez de referência $K_{E\ (0,1)}$ (para s/B=0,1%) com $\overline{N}_{60}$, introduzindo D_r por se tratar de areias (ver Figura 2.24).

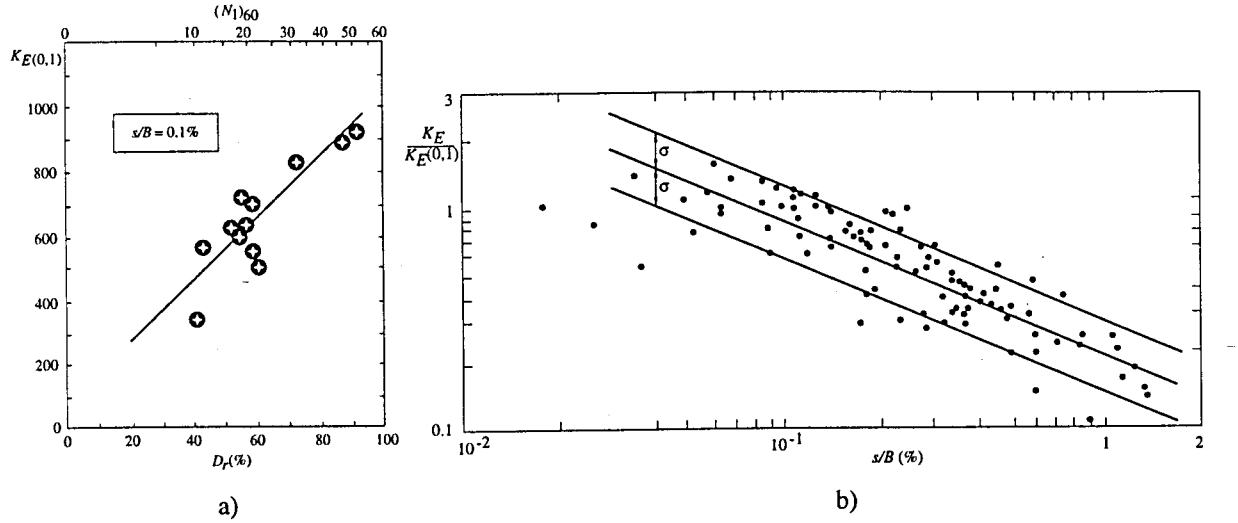
Segundo os autores o processo pode ser resumido como se segue:

(i) avaliação de uma dependência entre um parâmetro de ensaio *in situ* ponderado ao longo da zona de influência ($\overline{N}_{60}$; $\overline{q}_c$; etc.) e $K_{E(0,1)}$ segundo (Figura 2.23a):

$$K_{E(0,1)} = 590 \cdot \log_{10}(N_1)_{60} - 52,4 \tag{2.61}$$

(ii) consideração de um módulo adaptado ao nível de deformação desejado através de uma relação estabelecida entre $K_{E,n\%}$ e $K_{E,0,1\%}$ (Figura 2.24b) função de $s/B(\%)$;

(iii) avaliação do módulo de deformabilidade de acordo com a expressão referida, função das tensões envolvidas e estimativa do assentamento.



a) b)

Figura 2.24 - Parâmetro de rigidez adimensional (K_E) no método de Berardi *et al.* (1991): a) parâmetro de referência *versus* compacidade relativa; b) perda de rigidez *versus* assentamento relativo.

Importa referir, com alguma pertinência, as observações dos autores sobre a maior complexidade dos factores naturais (história de tensões, idade, grau de alteração - cimentação e fábrica) na dependência paramétrica referida. De facto, sendo os parâmetros de resistência muito menos sensíveis àqueles factores, do que a rigidez, a relação entre o módulo de deformabilidade e parâmetros como $\overline{N}_{60}$ e q_c, por exemplo, é muito sensível ao tipo de maciço em análise. Assim definem as seguintes categorias:

Categoria 1 - ***aterros e depósitos granulares (NC)*** - *onde é possível utilizar as correlações obtidas em condições reconstituídas (câmaras de calibração, por exemplo);*

Categoria 2 - ***solos antigos, cimentados, residuais, ...,*** - *os parâmetros de rigidez são muito mais altos que os deduzidos pelas correlações acima em relação ao parâmetro de resistência à penetração, por exemplo;*

Categoria 3 - ***solos sobreconsolidados mecanicamente*** - *é possível usar as correlações deduzidas em condições reconstituídas, já que há uma quase proporcional dependência nos acréscimos de rigidez e resistência.*

As implicações das características da *Categoria 2* são óbvias e passam pela necessidade de estabelecer relações deste tipo em condições de jazidas naturais distintas. Em particular, no que se refere a solos residuais (do tipo saprolítico, por exemplo), este estudo deve ser implementado em campos experimentais controlados.

(F) Método de Robertson (1991)

Robertson (1991) utiliza os valores da resistência de ponta do CPT (q_c) para estimar o valor do módulo de deformabilidade a integrar na fórmula simplificada da Teoria da Elasticidade, considerando, contudo, o comportamento não linear constitutivo do solo e os efeitos de factores naturais da história de tensões e de envelhecimento ("ageing" ou cimentação estrutural).

Segundo o autor, as resistência e rigidez de um solo são, como se sabe, muito sensíveis à história de tensões. No entanto, enquanto que o aumento de tensões horizontais associado à sobreconsolidação tem reflexos quase proporcionais na rigidez e na resistência, os fenómenos de envelhecimento, alteração de rochas, dissecação e pequenos ciclos deformacionais, reflectem-se muito mais marcadamente na rigidez (ver definição anterior de *categoria 2* em maciços naturais).

Resultados recentes de ensaios em câmaras de calibração demonstram que a resistência à penetração é fortemente influenciada pela tensão efectiva horizontal de repouso mas é praticamente independente dos factores de endurecimento plástico. Esta disparidade é igualmente sentida em solos estruturados do tipo residual (Skempton, 1986; Bellotti *et al.*, 1989; Schmertmann, 1989; Marsi *et al.*, 1990). O autor propõe correlacionar o módulo de deformabilidade secante a 0,1% da carga última, correspondente a níveis médios de deformação subjacentes a fundações directas bem dimensionadas para as condições de serviço correntes (Jardine *et al.*, 1986; Burland, 1989), com uma resistência de ponta normalizada (q_{c1}). Esta será definida por:

$$q_{c1} = \frac{q_c}{p_a} \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5} \tag{2.62}$$

com a simbologia já antes identificada.

Esta metodologia remove, assim, a influência da compacidade relativa em areias ou dos factores directamente imputáveis à resistência estrutural nos solos residuais. Ao distinguir nesta proposta três tipos de materiais arenosos (sobreconsolidados e normalmente consolidados, mas dentro destes, antigos e recentes) vai de encontro às categorias atrás referidas.

Esse trabalho sofre, contudo, da limitação de supor que o nível de deformação médio da sapata em serviço é de 0,1% o que, relativamente à resistência normalizada, não é directo. De facto, para determinados factores de segurança (em relação à rotura), é de prever que essa

extensão média seja menor para materiais sobreconsolidados ou cimentados do que para normalmente consolidados recentes. Por essa razão introduz o conceito de grau de carregamento (razão da carga aplicada ou de serviço sobre a carga última), correspondente ao inverso do coeficiente de segurança global em relação à capacidade de carga, ao qual serão referenciados os módulos de deformabilidade.

Partindo, assim, de correlações como as da Figura 2.25a (entre G_0/q_c e q_{c1}) é possível determinar os valores de dimensionamento (E_s para níveis de serviço) usando as leis de degradação não linear da rigidez com os níveis de deformação ou, como é proposto pelos autores, com a razão de carga (q_{serv}/q_{ult}), definidas a partir de ensaios de laboratório cuidadosos e com recurso a instrumentação precisa e local (ver 2.1.2). Estas expressões, integradas conjuntamente com as correlações de G_0/q_c com q_{c1}, permitem obter correlações directas de E / q_c *versus* q_{serv} / q_{ult} (Figura 2.25b). Esta última figura apresenta relações para dois casos extremos de areias siliciosas sobreconsolidadas soltas e densas (q_{c1} = 30 e 200, respectivamente) sugerindo reduzir G_0/q_c de um factor de "2" em areias antigas normalmente consolidadas e de "3" para recentes. Esta proposta tem ainda correspondência com a de Stroud (1988) - para o ensaio SPT - se se admitir a relação de $q_c / N_{60} = 5$.

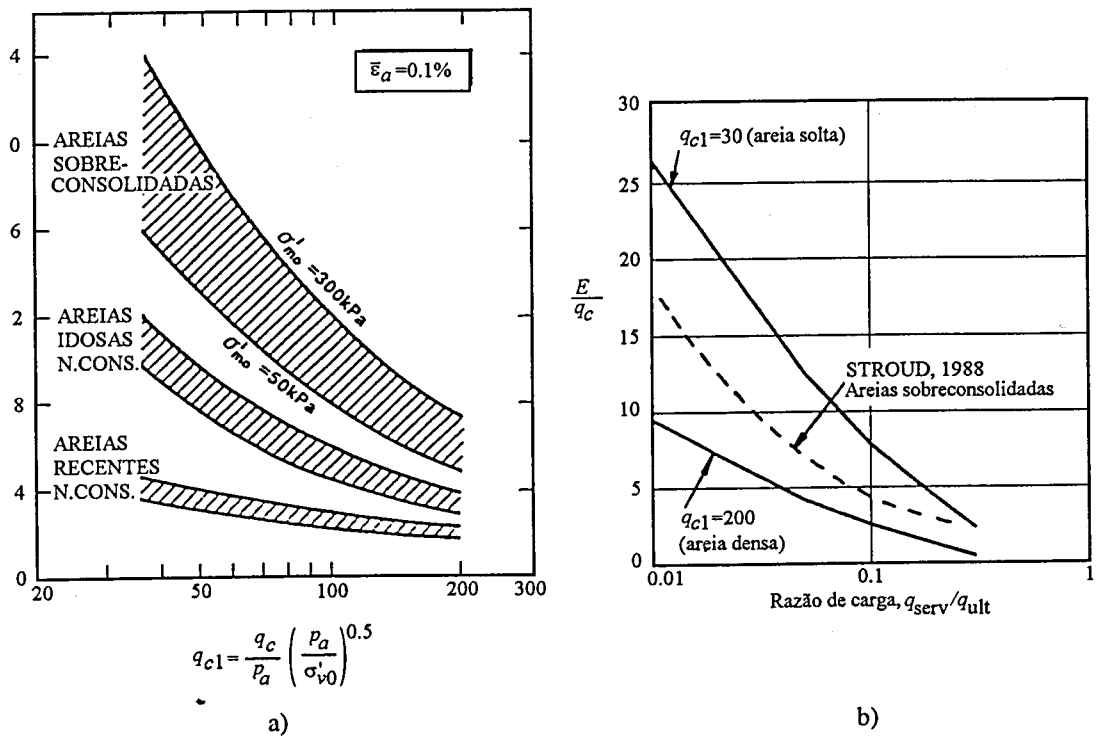


Figura 2.25 - a) Relação entre q_c e o módulo secante para ε = 0,1% em areias siliciosas não cimentadas (Bellotti *et al.*, 1989); b) Método de Robertson (1991) e enquadramento com a proposta de Stroud (1988).

(G) Método de Ghionna *et al.* (1991)

Ghionna *et al.* (1991) apresentam uma nova aproximação para a avaliação de assentamentos em depósitos granulares uniformes com recurso a resultados de ensaios de carga em placa, tendo em consideração a dependência da rigidez do solo relativamente aos níveis de tensão e deformação. Esta dependência não linear pode, segundo os autores, ser associada ao modelo hiperbólico proposto por Duncan e Chang (1970), considerando a tensão octaédrica efectiva (σ'_{oct}) em vez da tensão principal mínima (σ'_3).

A expressão proposta para o módulo secante num determinado ponto ao longo da profundidade de influência é a seguinte:

$$\frac{1}{\overline{E}_s} = \frac{1}{K_i \cdot \left(\overline{\sigma'_{oct}}\right)^n} + \frac{\overline{\varepsilon}}{\overline{\sigma'_{oct}} \cdot C_f} \tag{2.63}$$

em que:

$\overline{E}_s$ - valor médio do módulo de deformabilidade;

K_i, n - valores deduzidos de ensaios laboratoriais sobre amostras indeformadas retiradas da zona de influência dos ensaios de carga (dependência em relação a $\overline{\sigma'_{oct}}$);

$\overline{\sigma'_{oct}}$ -tensão média octaédrica que, segundo Oweis (1979), é aproximadamente coincidente com o valor de σ'_{oct} em $z_i = H_i/4$ (com H_i a profundidade de influência), vindo:

$$\overline{\sigma'_{oct}} = \sigma'_{oct_0} + \alpha \cdot q \tag{2.64}$$

$$\sigma'_{oct_0} = \left(\frac{1+2K_0}{3}\right)\sigma'_{v0} \tag{2.65}$$

sendo α a relação de tensão octaédrica induzida por q à profundidade z - soluções da Teoria de Elasticidade;

$\overline{\varepsilon}$ - deformação média vertical (s/H_i);

C_f- factor de resistência ao corte, dependente do ângulo de atrito e da sua variação com o nível de tensão (em particular da curvatura da envolvente).

Todos os parâmetros são dedutíveis das expressões supra indicadas à excepção de K_i e C_f. Estes podem ser determinados a partir de ensaios de carga em placa pela expressão (2.65). A sua representação é uma recta no espaço $\overline{\sigma'_{oct}}^n / E$ *versus* $\overline{\varepsilon} / (\overline{\sigma'_{oct}})^{1-n}$ (Figura 2.26).

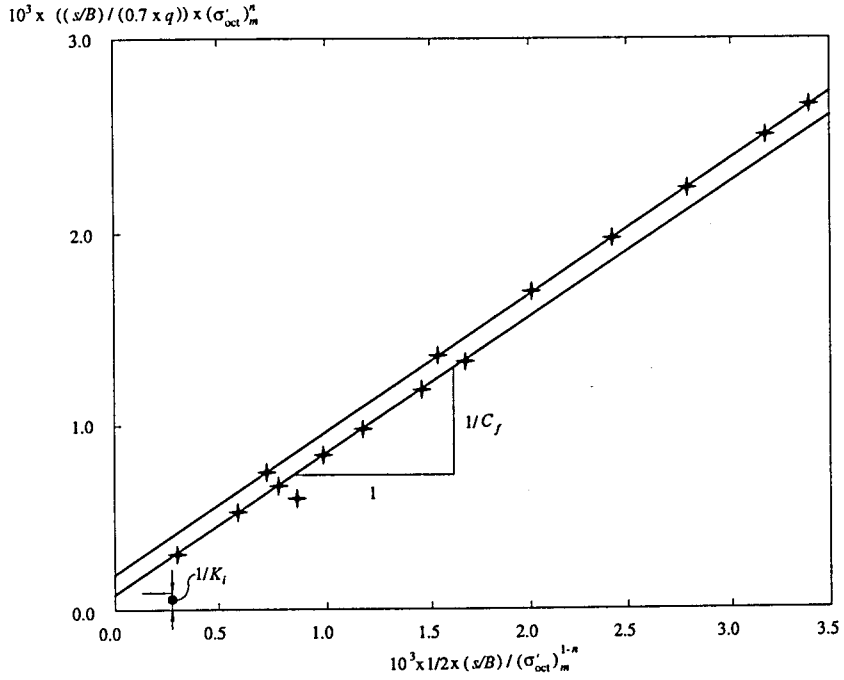


Figura 2.26 - Curvas normalizadas de tensão *versus* assentamento de ensaios PLT (Ghionna *et al.*, 1991).

Com estes parâmetros chega-se à expressão do assentamento:

$$s = \frac{1}{K_i} \cdot \frac{q_n \cdot B.I.(1-\upsilon^2)}{\overline{\sigma'_{oct}}^{n} - \frac{q_n \cdot B.I.(1-\upsilon^2)}{\overline{\sigma'_{oct}}^{1-n} \cdot C_f \cdot H_i}} \tag{2.66}$$

com q_n deduzida da tensão efectiva máxima geostática experimentada e I o factor de geometria da área carregada e do ponto sob o qual se pretende obter o assentamento.

Devem-se fazer algumas observações sobre esta metodologia:.

(i) recorrendo a séries mais ou menos completas de ensaios de carga em placa, estes podem reflectir heterogeneidade do meio e alguma variabilidade na técnica, pelo que nos dois parâmetros de ensaio o valor de K_i é mais variável do que o de C_f, já que o primeiro é um parâmetro de deformabilidade e o segundo de resistência que, como se sabe, é mais estável àqueles factores do que o primeiro;

(ii) a estimativa de $\overline{\sigma'_{oct}}$ à profundidade convencional de influência (os autores propõem $z_i = B/L$) faz com que tanto C_f como K_i sejam coeficientes ponderados do comportamento em carregamento superficial, mais do que propriamente parâmetros constitutivos fundamentais.

2.5.5 - Assentamentos admissíveis - referência aos critérios correntes

Até agora apresentaram-se algumas metodologias simples para, por um lado, avaliar a carga última de rotura e, por outro, prever os assentamentos que se desenvolvem em fundações superficiais. A conjugação dos dois critérios é geralmente feita impondo simultaneamente coeficientes de segurança (parciais ou globais) à carga estimada de rotura e critérios de limitação de assentamentos aos valores considerados "admissíveis".

A definição destes assentamentos admissíveis em edifícios e outras estruturas deve, de facto, constituir a preocupação central no dimensionamento deste tipo de obras. Dos vários factores envolvidos nas deformações admissíveis em fundações de estruturas salientam-se o tipo e a dimensão da estrutura, as propriedades dos materiais estruturais e dos maciços de fundação e, ainda, a cadência de aplicação de carga e a sua uniformidade espacial (Wahls, 1994). Os critérios estabelecidos podem ser baseados em considerações de segurança ou de funcionalidade.

Dos trabalhos que analisam mais extensivamente a relação entre movimentos admissíveis com o dano, salientam-se os que relacionam os parâmetros mais sensíveis como a "rotação relativa" com o tipo de dano expectável (Burland e Wroth, 1974; Leonards, 1975; Skempton e McDonald, 1976; Burland *et al.*, 1977).

É interessante, como ilustração desta interdependência solo-estrutura, referir o facto de se poder admitir maior rotação relativa em estruturas sobre argilas plásticas do que em areias ou argilas rijas, pelo facto de nas primeiras o tempo de assentamento ser maior do que nestas últimas, o que permite cedência da estrutura com limitação do nível de tensões de tracção nos painéis. É ainda ilustrativa desta dependência a necessidade de estabelecer limites de assentamentos para solos com fluência importante (como os saprólitos).

É interessante referir as conclusões do Comité ISSMFE TC1 (1985) sobre os efeitos do tipo de solo naqueles limites. Aí se reflecte sobre o facto de, pressupondo que muitos dos materiais de construção flúem ou cedem no tempo sem desenvolver fracturas (deformação muito lenta), em solos de deformação lenta ou consolidação secundária importante (argilas plásticas ou materiais residuais), se poder considerar maiores deformações admissíveis. Pelo contrário, para construções sobre solos arenosos em estruturas reticuladas, grande parte das acções permanentes da estrutura desenvolvem-se antes da colocação dos painéis e acabamentos; logo, a rotação relativa baseada no assentamento total das fundações é muito maior do que a que tem implicação no dano das paredes.

Refira-se que para solos residuais, nomeadamente saprolíticos, a drenagem é rápida em relação ao ritmo corrente de construção. No entanto, a sua fluência, que pode atingir valores consideráveis (como se verá no Capítulo 6), não deve ser vista cruamente à luz das vantagens atrás referidas, particularmente pelas duas razões seguintes:

(i) raramente o factor de fluência secundário é quantificado na avaliação constitutiva da rigidez, o que poderá trazer valores de assentamentos elevados não contabilizados no dimensionamento;

(ii) as características de fluência destes materiais parecem sofrer (como em alguns maciços arenosos naturais - Amar *et al.*, 1994) acelerações no tempo, com taxas que são, em geral, superiores às taxas de fluência dos materiais estruturais, pelo que não se deve considerar valores menos conservativos destes critérios sem fazer uma análise deste efeito.

O Eurocódigo 7 (1994) recomenda cuidados especiais em maciços muito sensíveis à variação espacial (em planta) das condições geotécnicas (por exemplo, o grau de alteração variável em planta em solos residuais) e das características de rigidez, que poderão implicar assentamentos diferenciais substancialmente maiores do que os avaliados por uma análise direccionada para um solo homogéneo equivalente. Salienta-se aí, também, a importância de se fazer uma avaliação consistente do módulo de deformabilidade em função da tensão de serviço normalizada (em relação à rotura), dada a forte não linearidade da resposta constitutiva dos solos.

Para justificar um dimensionamento com base num critério limite de utilização podem e devem, segundo o Eurocódigo 7, ser usados resultados de ensaios de carga em protótipos desde que se considerem os seguintes factores:

(i) diferenças de condições do maciço entre os ensaios e a fundação real;

(ii) efeitos de tempo, em particular se os ensaios forem realizados em tempo reduzido e não se puder avaliar o efeito diferido no tempo de resposta q–s;

(iii) efeitos de escala e ainda efeitos cruzados de níveis de tensão envolvidos e de dimensão das partículas.

O critério de funcionalidade mais corrente consiste em limitar o assentamento total (por exemplo, a 50 mm em fundações isoladas, segundo o Eurocódigo 7). É, no entanto, um critério que não contempla explicitamente as condições de tensão do maciço em carga em relação ao limiar elástico (na literatura anglo-saxónica "threshold" ou "yield locus") do comportamento tensão-deformação. A solução de Meyerhof (1956, 1974b), adaptada por Bowles (1988) - ver 2.2.2 -, que apresenta valores de tensões admissíveis função do valor de N_{SPT} ponderado e da dimensão da sapata (B) para limite de assentamento admissível de

25 mm, perspectiva, contudo, a limitação das tensões induzidas ao maciço pelo carregamento de fundações directas a valores inferiores a esse limiar elástico. Sendo esta proposta menos conservativa do que a original de Terzaghi e Peck (1948), modificada por Peck, Hansen e Thornburn (1974), resulta, ainda assim, em elevados factores de segurança globais. Esta observação será particularizada para o presente estudo.

Se se pensar numa dimensão média das sapatas estudadas nas propostas citadas, de 3 m, está-se perante um assentamento relativo de $s/B \cong 0{,}8\%$.

Décourt (1992) sugere que se defina como tensão admissível de base a correspondente a uma deformação de 6,0 mm num ensaio de carga normalizado (prática corrente no Brasil) em placa circular de 800 mm de diâmetro, o que corresponde a um assentamento relativo de $s/B \cong 0{,}75\%$.

Estes valores podem parecer algo conservativos, embora recentes estudos numéricos sobre fundações superficiais, referidos em 2.1.3, demonstrem que o nível de deformação média abaixo de fundações bem dimensionadas é de 0,1% ou menor. Assim, se se considerar dois horizontes de influência da deformação significativa do maciço envolvente, ter-se-á:

$$z_I = 2 \cdot B \Rightarrow s/z_I \cong \frac{0{,}75 \cdot B}{2 \cdot B} \cong 0{,}375\% \quad \text{ou} \quad z_I = 5 \cdot B \Rightarrow s/z_I \cong \frac{0{,}75 \cdot B}{5 \cdot B} \cong 0{,}15\%$$

o que não se afasta das indicações da bibliografia e ainda se pode considerar para além do limiar elástico que um muito criterioso dimensionamento exigiria.

2.5.6 - Ensaios de carga em solos residuais

2.5.6.1 - Sobre os assentamentos

Os solos residuais possuem algumas particularidades que podem determinar a selecção do(s) ensaio(s) *in situ* mais adequado(s). Sendo por natureza dos processos de meteorização e da própria rocha-mãe geralmente heterogéneos, as propriedades de rigidez e de resistência podem ser muito variáveis. Contudo, para além de uma esperada variação em planta dessas características (que deve ser razoavelmente definida com malhas de prospecção mais ajustadas), verifica-se que a rigidez destes maciços cresce tipicamente em profundidade. Este crescimento é essencialmente fruto da redução da meteorização em profundidade, mais até do que da contribuição da tensão efectiva média geostática. Nos horizontes mais meteorizados a

evolução daquela alteração traduz-se, geralmente, em perfis não homogéneos lineares, ou seja, na variação linear do módulo de deformabilidade com a profundidade (Rocha Filho, 1991).

Servem estas considerações para justificar o esforço feito por alguns autores para interpretar, de uma forma analiticamente baseada num grau de não-homogeneidade estimado ou pré-avaliado, os resultados de ensaios de carga em sapatas ou placas e aplicar essas interpretações à parametrização e à modelação de fundações directas. As metodologias mais divulgadas e aceites foram descritas no ponto anterior e são geralmente associadas a maciços arenosos ou granulares. Esta particularidade significa sobretudo a exclusão de materiais do tipo argiloso. Os materiais residuais, embora em muitas vertentes distintos dos sedimentos granulares, comportam-se no essencial como granulares com drenagem e podem ser - salvo as devidas particularizações - integrados nesta classe.

A importância que se vem dando aos ensaios de carga advém da directa reprodução das condições de carregamento das fundações superficiais que se analisam neste estudo. Uma cuidada análise deve considerar os efeitos de escala de ensaios reduzidos e sua interpretação na modelação de cargas em áreas maiores. Duas vertentes têm que ser distinguidas:

(i) *efeitos de escala em meios isotrópicos, homogéneos ou linearmente não homogéneos:* algumas soluções foram atrás indicadas para a sua análise, tendo-se apresentado alguns casos particulares de E_0/kD;

(ii) *efeitos de escala em maciços anisotrópicos e de heterogeneidade irregular:* a questão da anisotropia é pertinente em alguns maciços residuais de rochas folheadas com os gnaissicos jovens, onde o efeito da anisotropia original ainda se mantém (mas até nestes materiais essa anisotropia parece não ter evidentes manifestações mecânicas, Costa Filho e De Campos, 1991); dilui-se, no entanto, em materiais residuais de rochas isotrópicas como os saprólitos de granito (e, por mais razão, as de elevado grau de meteorização como as laterites).

Em relação ao primeiro caso, a aplicação da fórmula de Terzaghi e Peck (1948):

$$\frac{s}{s_0} = \left(\frac{2 \cdot D}{D + D_0} \right)^2 \qquad (2.67)$$

foi testada por Brand (1982; 1985) comparando os assentamentos previstos e observados de fundações em caixão de edifícios altos em solos residuais de Singapura. Embora esta expressão tenha dado bons resultados, não tem em consideração algumas particularidades devidas à não homogeneidade do maciço em profundidade.

A consideração da não homogeneidade linear, cuja importância se faz sentir para valores da razão de diâmetros mais altos (> 3), é apresentada por Rocha Filho e Queiróz de Carvalho (1988) com base nas análises de Carrier e Christian (1973). Os autores propõem uma expressão aproximada para extrapolação dos resultados obtidos em ensaios de carga em placa para previsão do comportamento do protótipo, até razões de D/D_0 =10 (D_0 = 10cm), e entrando com o já referido grau de não homogeneidade ($0 < E_0/kD < \infty$) que assume a forma:

$$\frac{s}{s_0} = \left(\frac{D}{D_0}\right)^{\frac{E_0}{E_0+\alpha \cdot k \cdot D}} \tag{2.68}$$

sendo α o "número do centro de assentamento" atrás representado e que pode ser calculado, para casos correntes de situações drenadas, por:

$$\alpha = 0{,}2 + \frac{E_0}{E_0 + k \cdot D} \tag{2.69}$$

Esta equação pode ainda ser usada para razões D/D_{10} maiores de 10 desde que o grau de não homogeneidade seja inferior a 0,1, situação mais corrente. Aliás, como referem os autores, a previsão de assentamentos de grandes superfícies, como ensoleiramentos gerais, a partir da extrapolação de resultados de ensaios em placas superficiais deve ser tomada para baixos valores de E_0/kD (alta não homogeneidade) para ter em conta a presença dos horizontes menos alterados ou inalterados - envolvidos pela zona de influência das grandes áreas.

Ainda sob a perspectiva de determinação da deformabilidade nestes materiais a partir de ensaios de carga, devem salientar-se os trabalhos de Campos (1980) e Costa (1980) - interpretados mais tarde por Romanel (1981), Rocha Filho *et al.* (1987) e Val e Osório (1987). Estes últimos autores apresentam ensaios de carga em placa num solo saprolítico inalterado com medição adicional de deslocamentos em profundidade de 0,5 a 1,0 vezes o diâmetro da placa que permitiram, por retroanálise, determinar um módulo de deformabilidade equivalente com o qual se estima o comportamento da fundação. Constataram que os resultados assim previstos estavam em maior consonância com os observados, do que os das medições superficiais, que estariam sujeitos a erros de fronteira. Estes resultados servem, sobretudo, para salientar a importância de seleccionar os parâmetros mais realistas de dimensionamento (tendo em conta a distribuição, por exemplo, da rigidez em profundidade) e só então recorrer a métodos simplificados. Os restantes trabalhos centram-se, de alguma forma, no uso de medição de assentamentos em marcas superficiais fora da área carregada. A maior limitação desta técnica, cujas potencialidades de análise foram descritas anteriormente (em particular no que se refere à não-homogeneidade), reside na precisão dessas medições. Com efeito, os valores destes deslocamentos são pequenos e exigem técnicas muito precisas. A presença de

descontinuidades verticais, frequentes em solos residuais, e outras heterogeneidades pode ser detectada com instrumentos de medição com precisão de ±0,01 (vulgar comparador mecânico). Na Figura 2.27 apresenta-se dois comportamentos das sapatas instrumentadas no campo experimental da PUC/RJ e que reflectem a presença de descontinuidades numa das sapatas (D = 0,80m), ao contrário da outra (D = 1,60m) onde o comportamento é praticamente uniforme dos dois alinhamentos diametralmente opostos.

Quando se pretende uma quantificação fiável do grau de não homogeneidade, Rocha Filho e Queiroz de Carvalho (1988) apontam para precisões mínimas de ± 0,0005mm, o que exige técnicas muito específicas como os electroníveis. Ainda em relação a este ponto, uma análise da distribuição dos assentamentos à superfície fora da área carregada permite concluir que, em maciços de grau de não homogeneidade inferior a 10 - maior parte dos casos práticos e, em particular, dos maciços residuais - e para qualquer valor do coeficiente de Poisson, se garante, praticamente, imobilidade à superfície para distâncias iguais ou superiores a quatro vezes o diâmetro da área carregada, r/R = 8 (Rocha Filho, 1987). Esta distância passa a ser na prática uma boa marca para os apoios de referência.

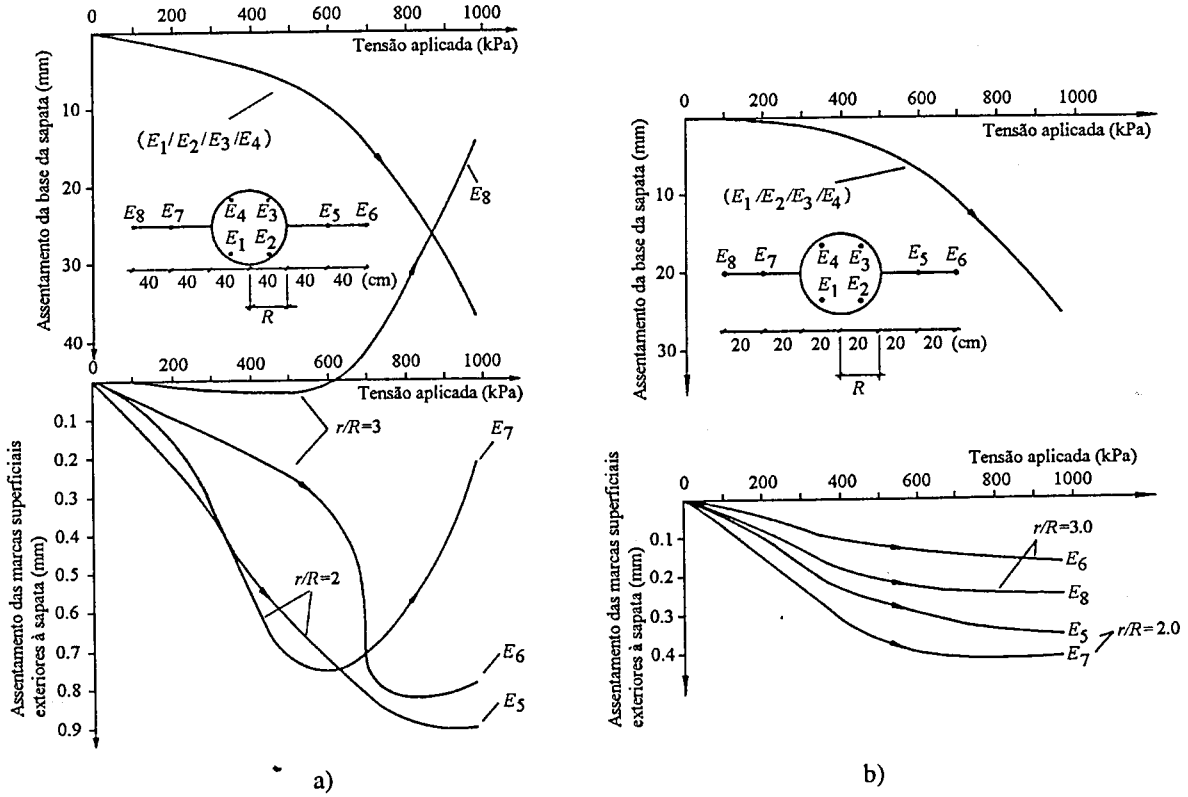


Figura 2.27 - Ensaios de carga em placa com medições de assentamentos na superfície adjacente à área carregada. Solos residuais de gnaisse (PUC/RJ): a) D=1,80m; b) D=1,60m (Rocha Filho e Romanel, 1983).

À luz dos resultados de ensaios de carga (sapatas rígidas de betão armado de diâmetro de 0,40, 0,80 e 1,60m) realizados na PUC/RJ, Rocha Filho (1986) analisou a adequabilidade da expressão empírica de Burland e Burbidge (1985), concebida para solos granulares não cimentados. Segundo o autor, esta expressão ***sobrestima claramente o valor do assentamento real, tendo chegado a razões entre assentamentos previstos e reais de 2,5 e 1,5*** correspondentes, respectivamente, às sapatas de 0,40m - $\left(\overline{N}=20\right)$ e 1,60 $\left(\overline{N}=25\right)$. Em ambos os casos considerou a mesma razão de q/σ'_{v0} (= 0,45) e os valores ponderados de $\overline{N}$ foram tomados ao longo da profundidade de influência definida atrás. Eliminou a dependência dos efeitos de escala e da forma das sapatas e admitiu um valor médio de $\nu = 0{,}35$. Note-se que a adopção da expressão da Teoria de Elasticidade é bem ajustada a este caso, já que a própria validade da expressão de Burland e Burbidge (1985) só é legítima nos casos de coeficientes de segurança maiores do que três. A expressão apresentada pelo autor (baseada na proposta de Whitman e Richart, 1967, que considera um factor de forma β) vem, assim:

$$s = q \cdot \frac{1-\upsilon^2}{\beta} \cdot \frac{1}{E} \cdot B = q \cdot \frac{1-0{,}35^2}{1{,}1} \cdot \frac{1}{E} \cdot B$$

O valor de E foi integrado na expressão simplificada da Teoria de Elasticidade (2.37), com os valores médios de $\overline{N}$, correlacionando directamente por retroanálise os resultados dos ensaios de carga em placa, apresentando uma tendência cuja relação é a seguinte:

$$E = \left(29\overline{N}+270\right) \cdot 98{,}07 \quad \left(\mathrm{kN/m^2}\right) \tag{2.70}$$

comparando formulação original de Burland e Burbidge - ver expressões (2.54) a (2.56) - com a proposta pelo autor, obtém-se a seguinte relação:

$$\frac{s_{BB}}{s_{BRF}} = \left(1-\frac{2}{3}\cdot\frac{\sigma'_{v0}}{q'}\right) \cdot 210{,}22 \cdot \frac{\left(29\cdot\overline{N}+270\right)}{\overline{N}^{1,4}} \cdot \frac{1}{B^{0,3}} \tag{2.71}$$

sendo s_{BB} e s_{BRF} os assentamentos deduzidos pelo método de Burland e Burbidge e pela solução elástica ajustada por Rocha Filho, respectivamente.

Verifica-se, assim, que a relação entre as duas formulações depende da história de tensões ($\sigma'_{v0}/q = f(\sigma'_{v0})$), da compressibilidade (função de $\overline{N}$) e da escala $f(1/B)$, podendo concluir-se que:

(i) quanto mais rijo for o solo (maiores valores de $\overline{N}$), menos a cimentação influencia a relação de compressibilidade;

(ii) nas sapatas de pequena dimensão (B<1m) há uma clara sobrestimação de s, já que a expressão de Burland e Burbidge só contempla 5% de casos dessas dimensões.

2.5.6.2 - Sobre capacidade de carga

Nos solos residuais, a não homogeneidade em termos de resistência é preocupação generalizada, pois está associada à própria evolução da meteorização em profundidade. Horizontes de graus de alteração mais ou menos homogéneos são, no entanto, usualmente possantes em relação à dimensão das fundações correntes (sapatas isoladas) pelo que raramente se tornam importantes a análises que tenham em consideração camadas de solos com distintos parâmetros de resistência.

Sobre a definição de cedência, Vaughan (1988) analisa ensaios de sapatas realizados no Brasil (Rocha Filho e Romanel, 1983; Dib, 1985), cuja execução se seguiu a uma prévia escavação de 7,0m, apresentando-se na Figura 2.28a as curvas resultantes de 3 diâmetros diferentes (0,4; 0,8 e 1,6m). O decréscimo mais abrupto da rigidez pode ser tomado como definidor de cedência e pode ser melhor referenciado num gráfico bilogarítmico. Segundo Vaughan, em solos estruturados as curvas σ–ε obedecem geralmente a potências maiores do que um, ao contrário dos solos desestruturados que apresentam um andamento do tipo hiperbólico (Kondner e Zelasko, 1963), razão pela qual, nestes ensaios de carga (bem como em ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas), se verificam comportamentos bilineares, ou mesmo "trilineares" (zonas de estado "estável", "meta-estável" e "granular") numa representação bilogarítmica.

Assim, um solo estruturalmente cimentado comportar-se-á com uma lei hiperbólica (ou outra de potência maior do que um) antes da cedência e com outra distinta após a mesma. Este comportamento reflecte-se na relação bilinear representada na Figura 2.28 e apresenta uma descontinuidade bem marcada nestes materiais cimentados - ponto definidor da tensão de cedência (que pode e deve ser tomado como ponto de rotura). Alguns destes solos podem apresentar diferentes valores da tensão de cedência resultantes de heterogeneidades materiais.

É importante salientar que este comportamento (bilinear logarítmico) não se detecta em solos sem estrutura cimentada (como, por exemplo, os compactados), o que confirma a sua boa adaptabilidade ao estudo de cedências estruturais.

Vaughan (1988) procura, ainda, integrar as trajectórias de tensão induzidas em pontos centrados na área circular carregada (com diâmetro D) e a profundidades de $D/4$, $D/2$ e D (respectivamente, 0,4, 0,8 e 1,6m). Na Figura 2.29 apresentam-se estas trajectórias no espaço s'–t. A prévia escavação induz uma descida dos valores de K_0 (de início de ensaio) para próximo da unidade, já que, ainda que o valor natural seja baixo (0,2), as tensões verticais diminuem e tendem para os valores baixos das tensões horizontais.

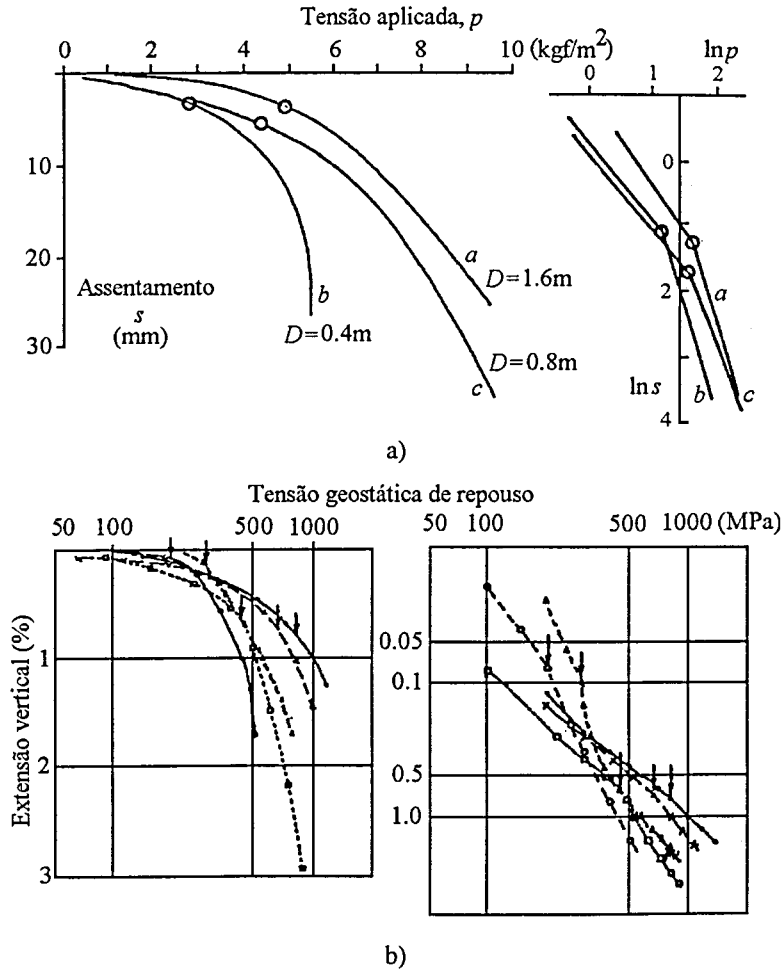


Figura 2.28 - Definição de cedência em ensaios de carga em placa por representação bilogarítmica de *q-s*. Solos residuais: a) PUC/RJ (Rocha Filho e Romanel, 1983); b) Barragem de Tuccurui (Dib, 1985).

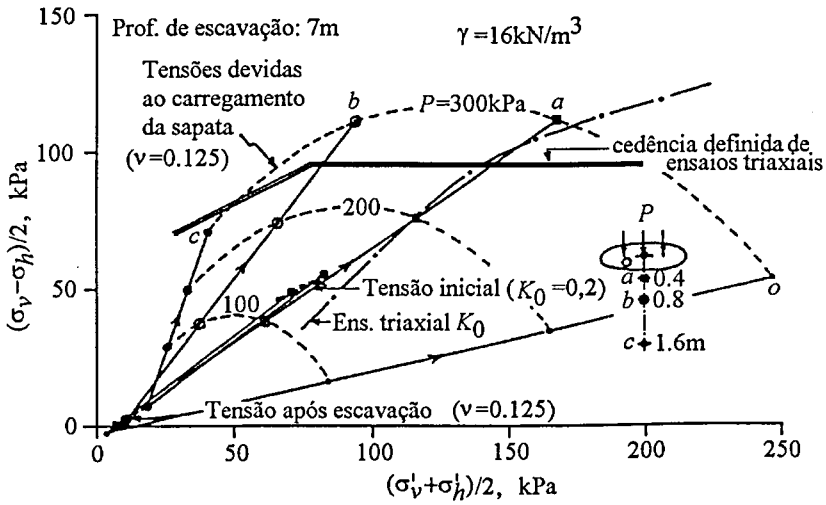


Figura 2.29 - Interpretação, no espaço de tensões *s'-t*, das trajectórias de tensões e desenvolvimento de cedência, em pontos subjacentes ao centro de uma placa ensaiada num solo cimentado (Vaughan, 1988).

Naquela figura 2.29 representam-se três trajectórias, referentes aos 3 valores da tensão aplicada à superfície (100, 200 e 300 kPa). Admitindo a linha de cedência no espaço p'–q definida a partir de ensaios triaxiais, verifica-se que a cedência se dá em compressão, num ponto situado a uma profundidade aproximada de 1,0m e para uma tensão de 250kPa.

Este processo - base de um método das trajectórias de tensão - seria absolutamente representativo do comportamento real do carregamento se:

(i) as amostras ensaiadas fossem preservadas da sua integridade (absoluta inalterabilidade física e tensional);
(ii) as trajectórias de ensaio triaxial representassem exactamente as trajectórias dos pontos *in situ*;

Esta última condição não se apresenta difícil de garantir nas condições actuais de alguns equipamentos disponíveis (Capítulo 6). A primeira constitui, como já referido, a questão sensível destas analogias entre resultados de ensaios e traduz-se, neste caso descrito por Vaughan (1988), numa diferença significativa entre a cedência definida directamente a partir da curva do ensaio de placa e as trajectórias de simulação referenciadas aos triaxiais (500 para 250 kPa - relação de 2 para 1).

Dos vários casos citados por este autor (Campos, 1980; Maccarini, 1980; Rocha Filho e Romanel, 1983; Prusza *et al.*, 1985; Dib, 1985) todos dão indicações da forte influência na amostragem do alívio de tensão, resultando na queda dos valores da tensão de cedência - Quadro 2.8.

Quadro 2.8 - Tensões de cedência definidas a partir de diferentes ensaios em solos residuais (Vaughan, 1988).

Tipo de Ensaio	Tensão de Cedência (kPa)		
	Guri	Rio de Janeiro	Tuccurui
Compressão isotrópica	300	200 - 500	———
Ensaio edométrico (K_0)	100 - 300	150 - 500	50 - 150
Ensaio de carga em placa	300 - 500	300 - 500	———
Medição de assentamentos em obra instrumentada	300 - 500	———	300 - 400

Assim se conclui que as tensões de cedência determinadas em laboratório são sempre conservativas e algumas vezes de forma muito considerável, reforçando a ideia de que os ensaios *in situ* e, em particular, os ensaios de carga são instrumentos valiosos para avaliação da capacidade de carga e do comportamento deformacional.

2.6 - ENSAIOS COM O PRESSIÓMETRO DE MÉNARD (PMT)

2.6.1 - Considerações gerais

Ménard (1957) introduziu este ensaio em França, tendo optado por um equipamento com 3 células (tricelular) com elevada relação comprimento-diâmetro (Maranha das Neves, 1982). A metodologia de ensaio pode ser acompanhada na norma ASMT-D4719 (1988) ou na norma soviética (Sousa Coutinho, 1990).

Na prática corrente existem seis diâmetros diferentes consoante o tipo de material sendo a mais corrente, e usada nos ensaios que se realizaram, a célula de código "BX" de diâmetro de 58 mm e comprimento de 210 mm.

O pré-furo é feito de forma a assegurar a máxima integridade do estado natural do maciço tendo-se provado que a melhor técnica de furação para solos do tipo residual é a que recorre a trados manuais e mecânicos, com velocidade de rotação baixa, sendo o diâmetro do furo ideal cerca de 10% maior que o da sonda. Para o caso da sonda BX deve ser, assim, de 64mm (Oliveira, 1990). Segundo a norma ASTM-D4719 (1988) os métodos de furação são função do tipo de solo. No Quadro 2.9 apresenta-se o caso particular das recomendações para solos residuais.

Quadro 2.9 - Metodologias para a realização de pré-furos em solos residuais (ASTM-D4719,1988)

Solo	Tipo	Rotação com lama	Carreg. Estática c/ Amost.	Pré-furo seg.amost	Pré-furo e injecção	Trado c/ ponteira	Trado manual	Tr.Manu. c/ lama	Vibro cravação	Amost. vibrado	Percuss. c/rotação	Tubo per e vibrac.
Rocha Alterada	Residual	1	NA	2	NA	1	NA	NA	1	2	2	NR

1 - 1ª escolha ; 2 - 2ª escolha ; NR - Não recomendado ; NA - Não aplicável

O ensaio propriamente dito faz-se com pressão controlada com incrementos de carga (entre 8 e 14, geralmente 10) que são mantidos durante um certo tempo (segundo a especificação, 1 minuto). No último escalão deve ser atingida a pressão limite (p_L) que se define como a correspondente ao estado limite de rotura no terreno quando sujeito a uma pressão uniforme crescente sobre o paramento de uma cavidade cilíndrica. Na prática essa pressão será um valor que corresponde a duplicar o volume inicial da cavidade. Até esse valor deve-se garantir dez incrementos de carga e registar (na prática corrente) os valores de variação de volume a 30 segundos e a 1 minuto. Em casos particulares de investigação, onde se pretende condições de drenagem absoluta, os critérios de estabilização são mais exigentes e

descritos em normas próprias (Norma Soviética - Sousa Coutinho, 1990 ou ASMT-D4719, 1988).

Os valores registados (p_i - pressões, v_i - deformações volumétricas estabilizadas a 30 seg e 1 min) servem para construir as curvas seguintes :

(i) *curva pressiométrica*: p_i *versus* v_i (a 1 minuto);
(ii) *curva de fluência*: diferença entre volumes a 30 seg e 1 min *versus* pressões.

2.6.2 - Potencialidades e usufrutos do ensaio. Interpretação

O potencial deste ensaio é grande sobretudo porque conjuga aspectos favoráveis de um ensaio "directo" e de uma metodologia relativamente simples e expedita. A interpretação dos resultados centra-se na análise das duas curvas referidas.

Os parâmetros deduzidos do ensaio são:

(i) o *módulo pressiométrico* (E_{pm}): segundo a teoria de Lamé, o módulo de deformabilidade relativo à expansão radial de uma cavidade cilíndrica num meio elástico infinito é definido por:

$$E_{pm} = 2\cdot(1+\upsilon)\cdot V_M \frac{\Delta p}{\Delta v} \tag{2.72}$$

sendo V_M o volume da cavidade no início do troço considerado para sua determinação (por hipótese do ramo linear pseudo-elástico), onde se calculam variações de pressão e correspondentes variações de volume, respectivamente, Δp e Δv;

(ii) a *pressão limite* (p_L): pressão necessária para uma expansão cilíndrica infinita, é definida na prática como a pressão necessária para duplicar o volume inicial da cavidade; a dependência deste valor das dimensões do furo e da sonda, bem como do tempo, leva a que se opte em geral pela *pressão limite diferencial* ($p_L^* = p_L - p_0$), com a vantagem, em relação à pressão limite, de ser relativamente insensível à perturbação das paredes durante a furação;

(iii) a *pressão de fluência* (p_f): corresponderá ao fim da zona linear na curva pressiométrica e ao ponto em que se denota um claro acréscimo do diferencial volumétrico entre a leitura dos 30 segundos e de 1 minuto (associado à plastificação do material).

Como refere Maranha das Neves (1982), a medição do módulo de deformabilidade pressiométrico, E_{pm}, e da pressão limite, p_L, e, consequentemente, a estimativa do assentamento e da capacidade de carga de uma fundação, constituem neste caso um todo não susceptível de divisão. De facto, quanto mais apurada for a técnica do ensaio mais fiáveis são os valores daqueles parâmetros e assim mesmo os pressupostos de dimensionamento.

Em relação ao módulo pressiométrico, é importante salientar que o mesmo pode ser referido a ciclos de descarga-recarga, pelo que, na aplicação da expressão (2.72) os termos de cada valor devem ser adaptados, em especial V (V_M) que poderá ser o valor do ponto de início da descarga. Vários autores adoptam distintos pontos para V, pretendendo com isso ressalvar a sensibilidade deste método ao critério de escolha de V_M (Rocha Filho, 1989).

É de referir, ainda, que o valor de E_{pm} é geralmente um módulo condicionado por erros em relação ao módulo de deformabilidade para cálculo de fundações, pelas razões que se identificam em seguida (Briaud, 1992):

(i) sendo medido ao longo de uma gama grande de extensões (entre 2 e 5%, geralmente) engloba zonas já fortemente plastificadas;
(ii) sendo calculado em extensão, admite valores equivalentes em estados de tensão de compressão e de extensão, o que em geral não acontece;
(iii) sujeito a inevitáveis perturbações na abertura do furo, os valores assim estimados são conservativos; a espessura da zona perturbada atinge cerca de 40% do raio inicial de furação, reflectindo-se num valor do módulo cerca de 25% menor do que o real;
(iv) a relação de *L/D* - comprimento/diâmetro da sonda - subestima o valor correspondente a uma condição verdadeiramente axissimétrica;
(v) a fluência dos materiais é um factor sempre presente podendo reflectir-se em módulos diferidos no tempo 4 vezes menores (ao fim de 50 anos em relação aos 2 minutos de medição) em argilas moles ou, 1,4 vezes menores em argilas rijas ou areias.

Estes factores constituem a base da elaboração de quadros dos coeficientes α, propostos por Ménard e Rousseau para transformação do módulo pressiométrico em módulo de deformabilidade corrente a usar nas expressões da Teoria da Elasticidade para estimativa de assentamentos segundo a expressão:

$$E = E_{pm} / \alpha \tag{2.73}$$

sendo os valores de α dependentes do tipo de solo e da relação das grandezas do próprio ensaio pressiométrico (E_{pm} / p_L^*). Segundo Briaud (1992) os valores de α para rochas com

diferentes graus de alteração oscilam entre 1/3 e 2/3 para rochas muito fracturadas e ligeiramente fracturadas ou muito alteradas, respectivamente. Saliente-se que nestes casos não é determinante o valor de E_{pm} / p_L^*.

Os factores α pretendem assim aferir os assentamentos previstos pela teoria desenvolvida para este ensaio e os medidos em obras controladas. O uso do módulo pressiométrico sobrestimava os assentamentos observados, pelo que se sugere que E_{pm} / α seja assimilado ao módulo de deformabilidade para o solo (Leblanc, 1982). Outros autores (Kahle, 1983; Konstantinidis *et al.*, 1986; Rocha Filho, 1988) sugerem o uso directo do módulo de descarga-recarga nas equações elásticas dos assentamentos.

Pelo exposto se evidencia por que razão o ensaio com o pressiómetro de Ménard foi explorado essencialmente como via empírica de dimensionamento, em detrimento da caracterização mecânica directa. Tal não significa que não haja fundamentação teórica, que pode ser acompanhada no trabalho referido de Cassan (1978). Duas hipóteses se põem no estudo da fase plástica: deformações a volume constante para análise de situações não drenadas (argilas plásticas saturadas) supondo um critério plástico do tipo Mohr-Coulomb, ou deformações com variação de volume para análise de situações drenadas.

Na segunda vertente, que mais importa aos solos residuais, Cassan (1978) cita o trabalho de A. Carrèra que, partindo da constatação experimental de que a compacidade de um solo granular é função da tensão efectiva média $[(\sigma'_r + \sigma'_\theta)/2]$ e que o volume evolui segundo uma curva que se decompõe em componente plástica a volume constante e a volume variável, chega a relações de volume e deformação que, conjuntamente com um critério plástico, permitem a determinação dos parâmetros de resistência (ϕ' e c'). A expressão geral teórica de um solo com coesão e ângulo de atrito é:

$$p_L = (1+\operatorname{sen}\phi')\cdot(p_0 + c'\cdot\operatorname{cotg}\phi')\cdot\left[\frac{E_{pm}}{A\cdot(p_0\cdot\operatorname{sen}\phi' + c'\cdot\cos\phi')}\right]^{\frac{\operatorname{sen}\phi'}{1+\operatorname{sen}\phi'}} - c'\cdot\operatorname{cotg}\phi' \qquad (2.74)$$

com A variando entre $2\cdot(1+\upsilon)$ e $4\cdot(1-\upsilon^2)$, sendo que, na prática, as correlações demonstram uma certa subestimação de ϕ', pelo que Ménard propõe a expressão empírica alternativa de :

$$p_L^* = 2{,}5\cdot 2^{\left[\frac{\phi'-24}{4}\right]} \qquad (\phi' \text{ em graus}) \qquad (2.75)$$

Estes métodos que se baseiam na tensão limite pecam por se sustentarem na hipótese de variação volumétrica nula. Ora para materiais com dilatância positiva o valor real de p_L é maior do que o dado pelos ensaios clássicos (de carregamento rápido), acontecendo o oposto

nos materiais de dilatância negativa. Além disso, p_L teórico corresponde a uma expansão infinita, enquanto o valor calculado se baseia numa expansão finita ($\Delta V_C/V_C = 1$). Devido às razões apontadas, as diferenças referidas podem atingir 30% do valor real.

Dadas as limitações apontadas das hipóteses de base das formulações teóricas, têm surgido métodos empíricos para determinação de parâmetros de resistência com base nos valores das pressões limite. Baguelin *et al.* (1978) propõem um método empírico que se baseia num ábaco simples de relação entre ϕ' e p^* $(p_l - p_0)$ e que se representa na Figura 2.30.

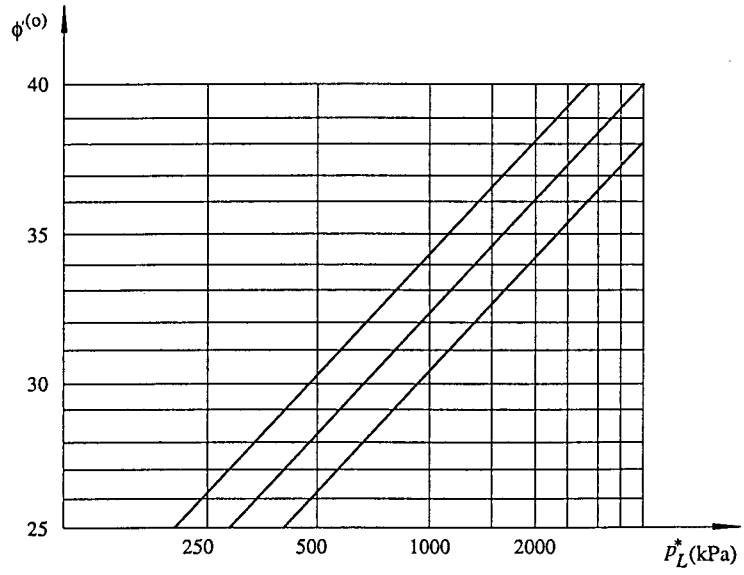


Figura 2.30- Correlação entre ϕ' e $p_L{}^*$(Baguelin *et al.*, 1978) .

2.6.3 - Utilização de métodos semi-empíricos para dimensionamento de fundações

2.6.3.1 - Determinação da capacidade de carga

A expressão da capacidade de carga de uma fundação superficial a partir dos resultados do PMT é uma função linear da pressão limite (p_L) e depende da profundidade relativa e da forma da fundação, supondo-se integrar os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) com as vantagens da simplicidade:

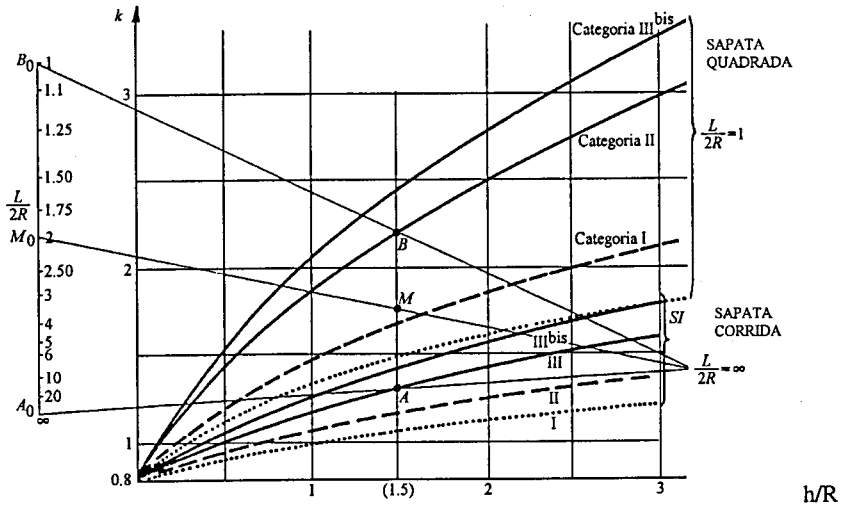
$$q_{ult} - q_0 = K \cdot (p_L - p_0) = K \cdot p_L^* \tag{2.76}$$

sendo q_0 a tensão efectiva vertical de repouso no nível da sapata, p_0 a tensão horizontal de repouso no nível do ensaio, p_L^* a pressão limite efectiva e K um factor adimensional que depende do tipo de terreno e do encastramento da fundação (h), sendo resumidos os seus

valores no ábaco da Figura 2.31 para profundidades de encastramento inferiores à crítica (h_c). Nuyens (1992) apresenta uma sistematização da determinação de *uma pressão limite efectiva equivalente* já que, nos casos correntes, a pressão limite varia em profundidade e ao longo de uma zona de influência. Assim, para o cálculo da capacidade de carga deve-se tomar:

$$p_{Le}^{*} = \frac{1}{3a+b} \cdot \int_{Z_f-b}^{Z_f+3a} p_L(z) \cdot dz \qquad (2.77)$$

sendo $a = R$ ($\geq 0{,}5$m), com R o raio da fundação equivalente (2×área/perímetro), b o mínimo de a ou de h, com h a profundidade de encastramento.



Valores de h_c/R

Solo	Fundação	
	circular ou quadrada	corrida
Categoria I	4	6
Categoria II	10	12
Categoria III	16	18
Categoria III bis	20	22

Categorias de solos

Gama de pressões limite (bar)	Natureza do solo	Categoria do solo
menos de 12 menos de 7	Argila Silte	Categoria I
18 - 40 12 - 30 4 - 8 10 - 30	Argila verde e marga Siltes compactos Areia compressível Rocha branda ou alterada	Categoria II
10 - 20 40 - 100	Areia e cascalho Rocha	Categoria III
30 - 60	Areia e cascalho Muito compacto	Categoria III bis

Figura 2.31 - Factor de capacidade de carga - pressão limite equivalente (Apageo, 1986)

2.6.3.2 - Estimativa do assentamento de uma fundação

O módulo pressiométrico é um módulo essencialmente de desvio e, por isso, particularmente adaptado ao cálculo de assentamentos de fundações em que o campo de

tensões de desvio é mais importante - fundações estreitas ou de reduzida dimensão em planta - ao contrário das fundações em que o campo esférico predomina - fundações de aterros ou ensoleiramentos, de grandes dimensões em planta.

Para uma sapata circular de raio R num terreno homogéneo, o assentamento, s, pode ser expresso por (Ménard e Rousseau, 1962):

$$s = \frac{2}{9 \cdot E_{pmd}} q^* \cdot R_0 \left(\lambda_d \cdot \frac{R}{R_0} \right)^{\alpha} + \frac{\alpha}{9 \cdot E_{pm,e}} \cdot q^* \cdot \lambda_e \cdot R \qquad (2.78)$$

para $R > 30$ cm ($= R_0$) e com os símbolos já antes definidos à excepção de λ_d e λ_e que são factores de forma, função da razão $L/2R$ (Quadro 2.10).

Quadro 2.10 - Factor de forma λ_d, λ_e (Ménard e Rousseau, 1962)

$L/2R$	1		2	3	5	20
	circular	quadrada				
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_e	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Correcções a estas fórmulas são dadas para terrenos estratificados ou de módulos varáveis em profundidade (recorrendo a módulos equivalentes E_{pm_e} e E_{pm_d} - esférico e de desvio).

Esta metodologia parte de pressupostos de linearidade elástica e da adopção de coeficientes de segurança para as tensões de serviço de cerca de 3.

Cassan *et al.* (1991) sugerem, como alternativa à utilização do valor do módulo pressiométrico de primeira carga (E_{pm}) na expressão (2.78), o recurso ao módulo de descarga e recarga obtido num segundo ciclo ($E_{pm} \Rightarrow E_{pmdr2}$). Verificaram ainda que o seu valor oscila entre:

$$1{,}1 \cdot E_{pm} \leq E_{pmdr2} < 3 \cdot E_{pm}$$

o que corresponde, com referência ao factor reológico de Ménard de 2/3 (argilas) e 1/3 (areias), a relações de 1,5 e 3,0, respectivamente (muito coerentes com as suas propostas). Concluem assim que está legitimada a avaliação de E por um e outro caminho, aconselhando a opção por E_{pmdr2}, menos sensível aos condicionalismos de ensaio.

Uma alternativa à estimativa do assentamento de Ménard é apresentada por Briaud (1992) e metodologicamente pretende ser integradora dos factores que influenciam maciços em termos de comportamento deformacional: o nível de tensão média, de extensão e o tempo de manutenção da carga geradora de assentamento. Exige condições especiais para implementar um processo faseado em termos de ensaios rápidos e mais lentos (não clássicos) e um razoável número de ensaios em profundidade.

Uma forma simplificada de determinar o assentamento a partir da expressão (2.37), sem ter que sequenciar o processo empírico descrito, consiste em utilizar um valor ponderado do módulo pressiométrico a partir da técnica de Schmertmann *et al.* (1978), recorrendo ao respectivo diagrama de influência das extensões (ver 2.5.4.3). Constata-se, na prática, que os valores assim estimados são consonantes com os observados em obras instrumentadas, quando se trata de argilas, mas que no caso de areias os valores reais são sobrestimados cerca de duas vezes. Este facto está ligado com a correlação de parâmetros entre ensaios, nomeadamente o PMT e o CPT. Pode-se estimar razoavelmente o valor do assentamento desde que, após ponderar os módulos pressiométricos pela metodologia de Schmertmann (1978), o valor $\overline{E_{pm}}/\alpha$ seja tomado directamente nas argilas e multiplicado por 2 nas areias (eventualmente um valor intermédio - 1,5 - para solos siltosos e areno-siltosos). Estes valores são aplicáveis a situações de assentamentos imediatos e devem ser, segundo Frank (1991), multiplicados por 2 para avaliações a longo prazo.

2.6.4 - Correlações com parâmetros de outros ensaios

Correlações com parâmetros de outros ensaios são de grande importância na tentativa de criar bases para uma razoável sistematização dos valores típicos, por tipo e condição de jazida dos maciços ensaiados. No Quadro 2.11 apresentam-se algumas dessas correlações, geralmente estabelecidas para materiais transportados, e as respectivas referências.

Este ensaio é também usado correntemente (em particular em França) como caracterizador do tipo de solo, embora pelas suas exigências logísticas esta vertente seja um pouco primária.

Das referências encontradas na bibliografia, e que servirão para enquadrar o material residual ensaiado, são de mencionar as de Baguelin *et al.* (1978) e Cassan (1978), complementadas recentemente por Briaud (1992). Das correlações resumidas por este último autor salienta-se as seguintes observações:

(i) a relação $E_{pm} / p_l^* = 14$ e 8, respectivamente, para argilas e areias, parece ser um bom índice de classificação do tipo estratigráfico;

(ii) a relação E_{pmr}/E_{pm} = 3 e 8, respectivamente, para argilas e areias, também é sintomática do tipo de material e traduz a maior rigidez elástica dos materiais arenosos;

(iii) a relação entre o módulo pressiométrico e a resistência de ponta do CPT é de $E_{pm}/q_c = 1{,}15$, muito aquém dos valores apresentados por exemplo por Schmertmann *et al.* (1978) que para fundações superficiais em areias apresenta a razão do módulo de deformabilidade e a resistência de ponta de 2,5 a 3,5; este resultado é reflexo da inadaptabilidade do módulo pressiométrico de primeira carga para o cálculo dos assentamentos.

Quadro 2.11 - Correlações entre o PMT e CPT ou SPT.

Tipo de solo	Argila mole	Argila dura a muito dura	Argila rija	Areia solta ou silte compressível	Silte compacto	Areia ou cascalho	Referência
q_c/p_l^*	1 - 2,5	2,5 - 3,5	3 - 4	1 - 1,5 3 - 4	3 - 5	5 - 12	Baguelin *et al.* (1978)
Tipo de solo	Siltes	Areias	Argilas moles	Argilas plásticas	Margas	Gesso	Referência
N/p_L^*	32	21	26	18	23	6	Gonin *et al.* (1992)
N / E_{pm}^*	2,6	2,9	2,3	1,6	1,9	0,7	

* pl e E^*_{pm} em MPa, N considerado como N_{60}.

Ainda em relação aos módulos de deformabilidade são interessantes as conclusões de dois trabalhos de comparação entre valores determinados em diferentes técnicas de ensaios e os deduzidos do PMT. Embora incidam sobre solos argilosos naturais serão enquadrados com os resultados da análise do saprólito de granito seleccionado.

Assim, Davidson e Perez (1980) concluíram que, em argilas rijas, o $E_{pm(\mathrm{PMT})}$ é bem mais baixo que o determinado em pressiómetro autoperfurador ($E_{pm(\mathrm{SBPT})}$), embora ainda seja superior ao módulo tangente inicial determinado a partir de ensaios triaxiais UU em compressão, mas o valor de $E_{pmr(\mathrm{PMT})}$ - recarga - é muito próximo do $E_{pm(\mathrm{SBPT})}$ - módulo de deformabilidade determinado pelo pressiómetro autoperfurador. Shields e Bauer (1975) chegaram a conclusões semelhantes sobre as relações entre os módulos $E_{pm(PMT)}$ e E_{ti_UU} (tangente inicial dos ensaios triaxiais UU) e, por sua vez, duas vezes mais baixos que os

determinados em carga em placa, tendo Briaud e Shields (1981) encontrado boa concordância entre o $E_{pmr(PMT)}$ (de recarga) e o $E_{(PLT}$ (determinado em ensaios de carga em placa - secante para s = 12,5mm).

2.6.5 - O PMT e os solos residuais

O pressiómetro de Ménard constitui-se como um ensaio de grande aplicabilidade aos maciços de solos residuais (Martin, 1977; Rocha Filho e Romanel, 1983; Rocha Filho, 1983, 1988, 1989, 1991; Vaughan, 1988).

O Quadro 2.12 (Rocha Filho, 1988) apresenta um conjunto de correlações entre o módulo de Ménard (E_{pm}- na fase de carregamento virgem e E_{pmdr}- de descarga-recarga) - e N_{SPT}.

Neste quadro, ao enquadrar alguns resultados próprios com os de outros autores (Martin, 1977, 1987), Rocha Filho salienta a importância do nível adoptado para a deformação volumétrica inicial (para o ramo de cálculo - V_m) no valor deduzido de E_{pm}. Nestes ensaios realizados com o pressiómetro Ménard, o autor obteve valores do módulo pressiométrico em recarga de cerca de 2 a 3 vezes os obtidos nos estados virgens de carregamento. Consideram, assim, os módulos de primeira carga como mais adequados para projecto de fundações superficiais, tendo obtido valores para estes módulos cerca de 30% inferiores às retroanálises de ensaios de carga em placa, enquanto os de recarga seriam mais próximos dos obtidos em ensaios de carga em estacas.

Rocha Filho e Queiroz de Carvalho (1988) referem um valor de 1,3 para o factor reológico (α) em retroanálise de ensaios de carga em placa, subindo para valores de 2,0 a 2,5 em ensaios de estacas se forem adoptados os usuais módulos de recarga (Baguelin *et al.*, 1978). Por ser considerado pouco conservativo, sugerem o uso dos valores de E_{pm} do primeiro ciclo de carregamento virgem aproximando o valor de α da unidade, quando da análise de fundações superficiais. Oliveira (1990) e Árabe (1992) confirmam a forte dependência do valor de E_{pm} com o nível de deformações a partir de ensaios sobre solos residuais brasileiros (Figura 2.25).

Para materiais de rigidez média, no pressiómetro Ménard há grandes condicionalismos de precisão do sistema abaixo de 2% da deformação volumétrica, pelo que o módulo deve ser medido para além desse valor. Na Figura 2.33 apresenta-se um enquadramento das correlações por Rocha Filho (1988) e resultados correspondentes da bibliografia.

Quadro 2.12 - Correlações entre o módulo pressiométrico e N_{SPT}.

Correlação (E_{pm} em kgf/cm^2)	Referência	Observações	
1.) $E_{pm} = 22.N^{0,65}$	Martin (1977)	Baseada em 120 ensaios, com um coeficiente de correlação de 0,788. Solos saprolíticos de micaxisto e gnaisse (Piedmont, EUA).	
2.) $E_{pm} = 15.N^{0,70}$	Martin (1977)	Baseada em 459 ensaios, com um coeficiente de correlação de 0.79. Solos saprolíticos de micaxisto e gnaisse (Piedmont, EUA).	
3.) $E_{pm} = 80.N^{0,70}$	Rocha Filho (1988)	Expressão geral baseada nos resultados dos campos experimentais 1 e 2 (PUC/RJ - Brasil). Solo saprolítico de gnaisse.	
3.1.) $E_{pm} = 15.N + 240$	Rocha Filho (1988)	$0,005 < \beta < 0,021$ e $7 < N < 15$	
3.2.) $E_{pm} = 25.N + 160$		$0,05 < \beta < 0,15$ e $20 < N \leq 30$	
3.3.) $E_{pm} = 26.N + 120$	Rocha Filho e Romanel (1983)	$0,15 < \beta < 0,25$ e $30 < N < 60$	
4.1.) $E_{pm} = 10.N^{0,83}$	Rocha Filho e Oliveira (1989)	Carregamento (1°Car.Virgem)	Solos saprolíticos de gnaisse (*PUC/RJ*) Brasil
4.2.) $E_{pm} = 19.N^{0,72}$		Carregamento (2°Car.Virgem)	
4.3.) $E_{pmdr} = 90.N^{0,50}$		Carregamento (Desc-Recarga)	
5.1.) E_{pm} (MPa) = 1,42.N - 20	Árabe (1991) - (*)	Carregamento (1°Car.Virgem)	Solos saprolíticos de gnaisse (*PUC/RJ*) Brasil
5.2.) E_{pm} (MPa) = 2,70.N - 9,67		Carregamento (2°Car.Virgem)	

(*) proposta posterior ao trabalho de síntese de Rocha Filho (1988)

No mesmo trabalho refere a fortíssima influência da desestruturação das amostras de solo recolhidas para ensaio triaxial, que se reflectem em valores de módulos de deformabilidade - determinados para 1/3 e 1/2 do $q_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ cerca de 9 vezes menores de que os correspondentes ao 1° estágio de carregamento em ensaio pressiométrico.

Finalmente, a Figura 2.34 (Rocha Filho, 1991) sistematiza as correlações correntes. Dos trabalhos de Rocha Filho (1983, 1988, 1989 e 1991) e de Toledo (1986) são feitas interpretações dos módulos pressiométricos, à luz de ensaios de carga em placa e de estacas instrumentadas, concluindo-se que as correlações de mais alto valor da razão E_{pm} *versus* N_{SPT} estão mais associadas aos parâmetros quase elásticos (E_{pmdr}), pelo que se podem deduzir as seguintes tendências (saprólitos de micaxisto ou gnaisse):

(i) correlações para a parcela elástica (recargas ou carga em níveis de deformação baixos) - coeficientes de segurança altos:

$$E_{pmdr}\ (\text{MPa}) / N_{SPT} = 1{,}50 - 2{,}50$$

(ii) correlações para a parcela pseudo-elástica (carregamento virgem para elevados valores de deformação) - coeficientes de segurança baixos:

$$E_{pm}(\text{MPa}) / N_{\text{SPT}} = 0{,}35 - 1{,}25$$

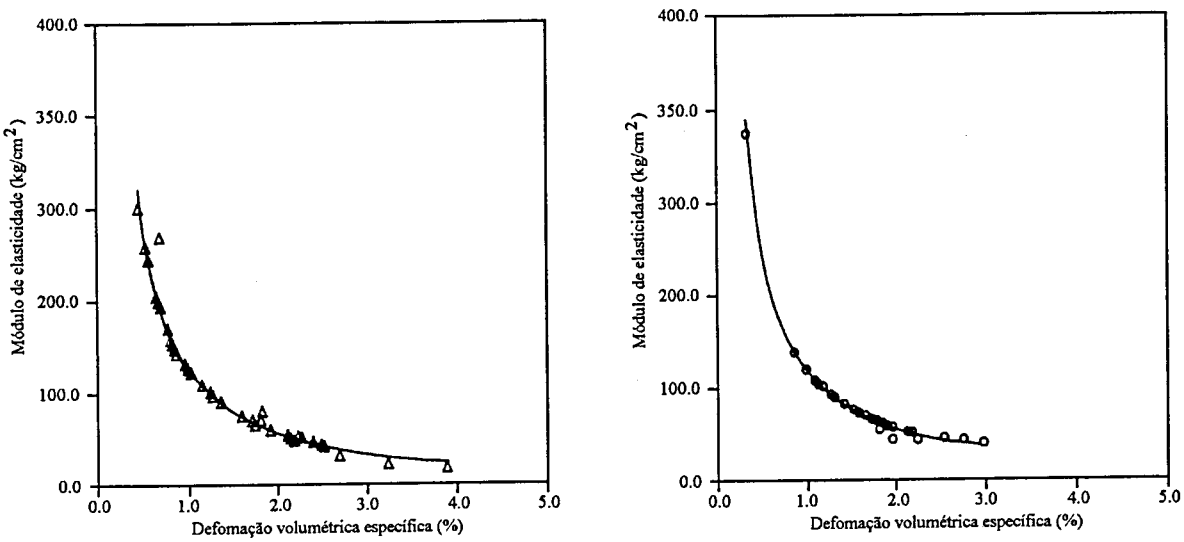
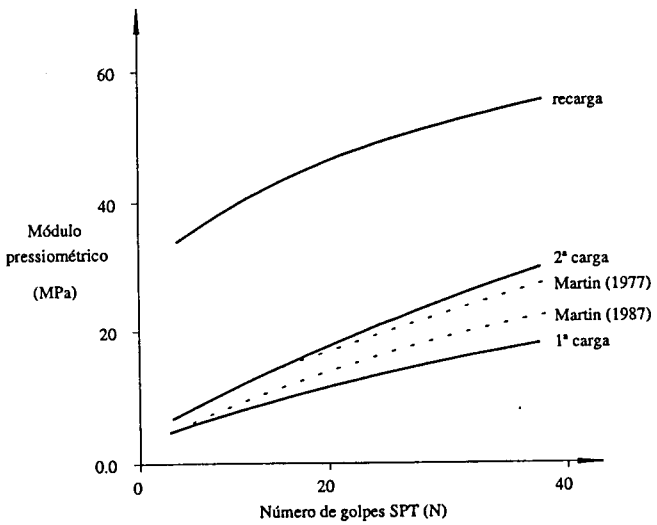


Figura 2.32 - Módulo pressiométrico virgem ("elasticidade") *versus* deformação volumétrica específica (Árabe, 1992).

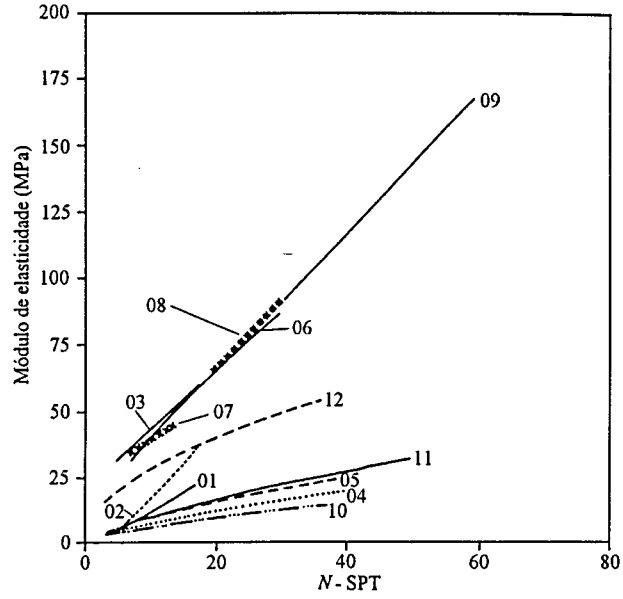


$E = 1{,}7 \cdot N^{0{,}69}$ (MPa) - 1ª fase do carregamento virgem;

$E = 2{,}1 \cdot N^{0{,}71}$ (MPa) - 2ª fase do carregamento virgem;

$E = 22{,}3 \cdot N^{0{,}24}$ (MPa) - descarga-recarga.

Figura 2.33 - Correlações entre E_{pm} (primeira carga) e E_{pmdr} (recarga) e N_{SPT} (Rocha Filho, 1988).



NOTA: módulo de elasticidade ⇔ pressiométrico.

Figura 2.34 - Correlações entre E_{pm} (primeira carga) e E_{pmdr} (recarga) e N_{SPT} (Rocha Filho, 1991).

Em relação à avaliação do estado de tensão em repouso, é corrente verem-se publicados valores de K_0 determinados pelas duas técnicas pressiométricas, com préfuração (PMT) e em autoperfuração (SBPT), com resultados sistematicamente mais altos nos primeiros. A este facto não é estranha a perturbação que resulta do processo de preparação do ensaio PMT.

Considera-se que a pressão necessária para repor o estado original do maciço envolve indiscriminadamente partes de solo aliviado e outras sobrecarregadas acima do seu estado actual, traduzido em pressões p_0 de cálculo superiores às de jazida (Oliveira, 1990).

2.7 - ENSAIOS COM O PRESSIÓMETRO AUTOPERFURADOR DE CAMBRIDGE (SBPT)

2.7.1 - Considerações gerais. Descrição do ensaio (equipamento e processo)

Os princípios deste equipamento foram relatados inicialmente por Wroth e Hughes (1973) e mais tarde especificados neste modelo de Cambridge por Windle e Wroth (1977). A retirada do solo para colocação da sonda pressiométrica faz-se por pressão estática sobre o

amostrador biselado com um desbaste simultâneo no extremo do cilindro, através da rotação de um desagregador e com o auxílio de um fluxo controlado de água. A água de lavagem com o solo desagregado em suspensão vem à superfície pelo cilindro anelar entre as varas e a cavidade cilíndrica interior da célula pressiométrica. Optimizando a posição do desagregador em relação ao bisel, a partir da resistência do solo, obter-se-á o melhor resultado em termos da preservação da integridade do solo. O diâmetro do bisel é da mesma ordem de grandeza da célula para contribuir para a integridade do solo penetrado.

A célula pressiométrica é constituída por dois cilindros ocos entre os quais se situam os sensores de medida. Quando é atingida a profundidade de ensaio, a membrana é expandida sob pressão de ar cujo comando é feito à superfície por leis de deformação ou tensão controlada. A sua expansão é medida por 3 sensores de deformação a 120°, sendo a pressão do gás e a pressão neutra da água do solo em contacto com a membrana, medidas também por transdutores eléctricos de pressão colocados no interior do pressiómetro.

A posição do desagregador é função do tipo de solo e deve estar o mais acima possível em solos moles (como as argilas) e o mais afastado do topo em solos rijos ou mais granulares. No caso dos solos residuais de granito, algo arenizados, é prudente optar por esta última hipótese. É, no entanto, feita a observação da água de retorno para que se tenha partículas de solo e não blocos em suspensão. Deve-se observar se há água pelo exterior da célula o que seria sintoma de criação de cavernas, devendo-se diminuir o fluxo de água e aumentar a pressão de cravação do bisel. Qualquer bloqueio, pelo contrário, deve ser sanado com aumento do fluxo, se tal for suficiente.

Duas técnicas de ensaio são geralmente adoptadas: tensão ou deformação controlada. Estas leis são facilitadas por sistemas de controlo informatizados (*PID*).

A prossecução de um ensaio com reduzida velocidade de deformação é importante na boa definição da fase elástica, pelo que se fixa, muitas vezes, uma determinada taxa de incrementos de tensões. No entanto, a velocidade de deformação pode tornar-se muito elevada na fase plástica, razão por que se opta pelo compromisso de conjugar as duas técnicas, ou seja, numa fase inicial aplicar incrementos de pressão iguais em intervalos de tempos iguais, restringindo, por exemplo, a extensão radial a 1%/min. A partir desse limite, no campo da componente plástica passa-se à deformação controlada com uma taxa igual àquele limite, 1%/min (Windle e Wroth, 1977). Note-se que neste processo devem ser implementados ciclos de descarga e recarga que, como se verá, dão informação preciosa sobre as características deformacionais do material, tendo o cuidado de os afastar de p_0 para não haver dificuldade na interpretação da curva.

2.7.2 - Propriedades do solo

Em geral, os comportamentos dos solos arenosos e residuais saprolíticos são considerados drenados pelo que a análise resulta em tensões efectivas (Sousa Coutinho, 1985). Assim, os parâmetros que se procura estimar deste ensaio são: a tensão horizontal *in situ*, total (σ_{h0}) ou efectiva (σ'_{h0}), o módulo de distorção (G), o ângulo de atrito de pico (ϕ') e o ângulo dilatante (ψ).

(A) Tensão horizontal de repouso in situ (σ_{h0}) - Coeficiente de impulso em repouso (K_0)

O valor de σ_{h0} (ou K_0) é deduzido da pressão de descolamento da membrana ("lift-off"). Depois de inserido o pressiómetro no solo virtualmente indeformado a pressão é acrescida de zero até atingir a tensão total horizontal *in situ*, σ_{h0}, que é até aí suportada pelo corpo da sonda, sendo a membrana impossibilitada de descolar do solo pela parte metálica do pressiómetro. Quando a pressão na cavidade atinge σ_{h0}, esta começa a expandir e o movimento radial da membrana ocorre e é detectado pelos três extensómetros a 120° .

A representação em grande escala dos resultados dos três extensómetros permite em cada um deles detectar aquela pressão e, assim, obter, da média dos mesmos, o valor esperado. Este valor médio do resultado final de cada um dos extensómetros é mais fiável que o determinado a partir da média de deformações dos três extensómetros, mais sujeito a erros velados (por exemplo, de um extensómetro em mau funcionamento) que são assim eliminados.

Em solos eminentemente granulares é excepcionalmente raro garantir que não haja perturbação do estado do maciço no processo de instalação, mesmo a partir das técnicas pressiométricas de autoperfuração mais avançadas. Nestes materiais obtém-se, em geral, valores mais baixos de K_0 do que a realidade.

(B) Módulo de distorção, G

A avaliação das características de deformabilidade dos solos é particularmente bem sucedida neste ensaio por ser um dos que melhor relaciona tensões com deformações, ainda que especificamente na direcção radial e sob condições de expansão cilíndrica, permitindo avaliar de uma forma simples o módulo de distorção:

$$G_p = \frac{1}{2} \cdot \frac{dp}{d\varepsilon_c} = V \cdot \frac{dp}{dV} \tag{2.79}$$

sendo ε_c e V, respectivamente, a extensão circunferencial (u/r) e o volume corrente da cavidade.

O declive inicial da curva p *versus* ε_v ou de p *versus* V permite determinar o módulo de distorção inicial, G_i, que, no entanto, é muito sensível aos processos de perfuração. Por isso, procede-se geralmente a alguns ciclos de descarga e recarga durante o ensaio que melhor traduzirão esse parâmetro. Nestes procedimentos de descarga e recarga algumas questões devem ser tomadas em consideração:

(i) o valor do módulo de distorção depende do nível de tensão para o qual se dá início ao ciclo de descarga e recarga, em especial em materiais onde reservas de rigidez associadas a cimentações do tipo estrutural ou a sobreconsolidações que se perdem à medida que se avança nos níveis distorcionais;

(ii) a amplitude do ciclo de descarga e recarga influi no valor do módulo; a existência de histerese num ciclo é indicativo dessa dependência;

(iii) a velocidade de ensaio também influi, aumentando (independentemente da definição do tipo de drenagem) o valor de G; aconselham-se velocidades padrão de 1%/min (Muir & Wood, 1987).

Se se admitir a constância de volume na análise das condições de equilíbrio, o módulo de distorção secante passa a ser expresso pela metade da inclinação da curva de variação de pressão (p) de expansão e extensão circunferencial da cavidade (ε_c), ou seja, igual a:

$$G_s = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{dp}{d\varepsilon_c} \right) \varepsilon_c \tag{2.80}$$

sendo τ a tensão de corte (definida por $\tau = (\sigma_r - \sigma_\theta)/2$) e γ a deformação distorcional (definida como $\gamma = \varepsilon_1 - \varepsilon_3$ e no pressiómetro igual a $\gamma = 2\varepsilon_c$) .

Palmer (1972) deduziu a expressão de τ, numa análise em grandes deformações:

$$\tau = \varepsilon_c \frac{dp}{d\varepsilon_c} = \frac{dh}{\frac{d\varepsilon_c}{\varepsilon_c}} = \frac{dp}{d(\ln \varepsilon_c)} = \frac{dp}{d\left[\ln\left(\frac{\Delta V}{V}\right)\right]} \tag{2.81}$$

sendo o valor do módulo distorcional o gradiente da melhor linha recta de correlação inicial $\Delta P / (2 \cdot \varepsilon_c)$. Esta opção acaba, no entanto, por velar a grande influência da não linearidade da resposta de rigidez dos geomateriais, em particular para pequenos níveis de deformação.

Muir Wood (1990) apresenta uma versão baseada na de Palmer para pequenas deformações, relacionando a variação do módulo distorcional G_p e a extensão cilíndrica (ε_c) com a variação da rigidez secante G_s e o invariante da distorção ($\varepsilon_s = 2\varepsilon_c / \sqrt{3}$). Assim:

$$G_s = G_p + \varepsilon_c \frac{dG_p}{d\varepsilon_c} \tag{2.82}$$

Jardine (1992) sugere procurar relações gerais simplificadas entre G_p *versus* ε_c e G_s *versus* ε_s, sem uma diferenciação numérica ou ajuste de curvas. Esta via serve para a análise do comportamento deformacional do solo e permite comparações com outros tipos de ensaios (como, por exemplo, triaxiais em laboratório com medição interna de deformações, refracção sísmica, ou mesmo experiência de campo).

Assim, usando a equação (2.81) sem qualquer aproximação matemática de ajuste de curvas, Jardine apresenta resultados comparativos, normalizados para G_s e para $\varepsilon_s = 0{,}01\%$, de diferentes ensaios. Correlaciona os valores de ε_c com ε_s (para toda a gama em que $G_p = G_s$) chegando à expressão:

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = 1{,}2 + 0{,}8 \log_{10} \frac{\varepsilon_c}{10^{-5}} \tag{2.83}$$

Consegue-se assim transformar curvas G_p *versus* ε_c de um ensaio pressiométrico nas curvas de G_s *versus* ε_s, com baixo risco de viciar os resultados pois a razão $\varepsilon_c/\varepsilon_s$ é muito suave.

A comparação dos valores de G determinados pelo pressiómetro com os obtidos a partir de outros ensaios tem permitido chegar também a algumas conclusões:

(i) em argilas, os valores dos módulos de deformabilidade determinados em diferentes tipos de pressiómetro são muito semelhantes aos deduzidos de alguns ensaios em placas de grandes dimensões; são, no entanto, muito maiores do que os valores obtidos em ensaios triaxiais de laboratório sobre amostras indeformadas (de 1 a 3 vezes em argilas moles a 4 a 10 vezes em argilas rijas - Ghionna *et al.*, 1987), a menos que a qualidade da amostragem seja grande e se recorra a instrumentação local;

(ii) em areias densas os valores de G deduzidos dos SBPT são equivalentes aos determinados a partir de ensaios sísmicos ou da retroanálise de assentamentos observados em obras reais com elevados factores de segurança se se tomar os dos ciclos de descarga e recarga, sendo equivalentes aos deduzidos de ensaios de carga em placa se se considerar o módulo inicial.

É prática corrente determinar os módulos de distorção em ciclos de descarga-recarga, sob o argumento de que os mesmos representam a componente elástica da resposta do material. Não são, contudo, argumentos muito fundamentados, já que é frequente fazer esses ciclos descarga-recarga em níveis de deformação elevados. É interessante, nestes ciclos, constatar uma curvatura inicial inversa na descarga, o que revela que a tendência para retorno da cavidade para o interior do furo devida à descarga elástica é suplantada pela tendência oposta (para aumento da cavidade) devida à fluência e(ou) consolidação - característica de comportamentos plásticos. Deve ser, por isso, norma tomar como pontos de origem da descarga os que já apresentaram dP/dV positivo. Outro sintoma desta plastificação é o sistemático decréscimo dos valores obtidos para níveis crescentes de ε_c de início da descarga.

É importante, ainda, salientar que um módulo deduzido de um ensaio pressiométrico (mesmo considerando a relação entre G, E e υ e a Teoria de Elasticidade) está estritamente associado a uma expansão cilíndrica - estado distorcional puro - enquanto o módulo deduzido de um ensaio de carga em placa tem associados factores de compressibilidade para além dos de corte puro.

(C) Ângulos de resistência ao corte (ϕ') e dilatante (ψ)

A análise dos resultados de ensaios pressiométricos em areias sofre das limitações resultantes das hipóteses teóricas de constância de volume, usadas em situações não drenadas e que aqui não se podem adaptar.

Hughes *et al.* (1977) consideram uma metodologia interpretativa que tem em consideração estas situações drenadas. Sabendo que o comportamento das areias é regido pela conjugação da componente atrítica (definida a partir do ângulo de atrito crítico, ϕ'_{cv}) e da variação volumétrica associada ao estado de compacidade do material (definida pelo ângulo dilatante, ψ), os autores exprimem esta interdependência através da solução de Rowe (1962):

$$\frac{1+\operatorname{sen}\phi'}{1-\operatorname{sen}\phi'} = \left(\frac{1+\operatorname{sen}\phi'_{cv}}{1-\operatorname{sen}\phi'_{cv}}\right)\left(\frac{1+\operatorname{sen}\psi}{1-\operatorname{sen}\psi}\right) \tag{2.84}$$

com os significados anteriormente identificados.

Numa areia típica média a densa o comportamento ao corte não se rege por um ângulo de atrito constante, oscilando entre o valor de pico e o crítico. Numa areia solta, pelo contrário, há um contínuo acréscimo de tensão de desvio com a deformação distorcional e igualmente um contínuo decréscimo de volume até se atingir a condição de constância de volume, na qual se tangencia uma envolvente limite definida por ϕ'_{cv}.

A equação (2.84) rege somente parte deste comportamento, pelo que Hughes *et al.* (1977) admitiram que, se o material for considerado elástico-perfeitamente plástico e com um ângulo dilatante constante, ψ, (Figura 2.35), associado à fase plástica, tem-se:

$$v = c - \gamma.sen\psi \tag{2.85}$$

Os valores de ϕ' e ψ são considerados constantes num dado ensaio pressiométrico e estão relacionados pela equação (2.84). A rotura na parede de uma cavidade cilíndrica ocorre quando:

$$p - u_0 = \sigma'_{h0}\,(1+\operatorname{sen}\phi') \tag{2.86}$$

sendo a relação entre a pressão na cavidade e a extensão dada por:

$$\log(p-u_0) = S\cdot\log_e\left[\left(\varepsilon_c/(1+\varepsilon_0)+c/2\right)\right]+A \tag{2.87}$$

com A constante.

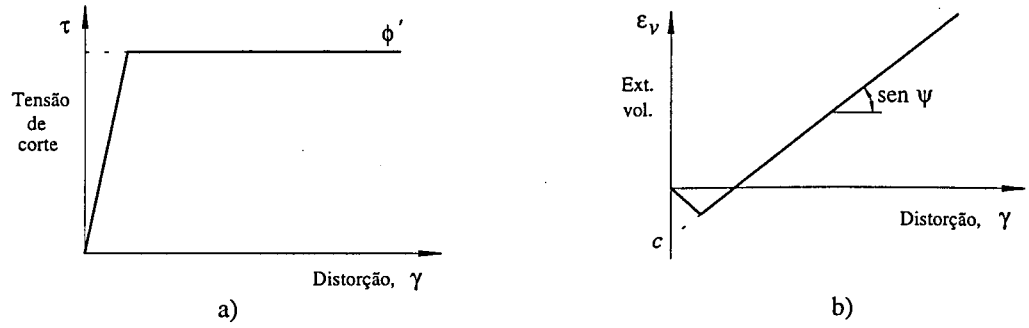


Figura 2.35 - Comportamento elasto-plástico para areias (Hughes *et al.*, 1977): a) ângulo de atrito constante na fase plástica; b) ângulo dilatante constante na fase plástica (idealização).

A equação (2.87) pode ser simplificada para uma relação aproximada (ε_0 muito baixo - refere-se a expansões de ordem de 10%), vindo:

$$\log(p-u_0) \cong S\cdot\log_e(\varepsilon_c+c/2)+A \tag{2.88}$$

ou seja, numa representação bilogarítmica a inclinação será:

$$S = \frac{(1+\operatorname{sen}\psi)\operatorname{sen}\phi'}{1+\operatorname{sen}\phi'} \tag{2.89}$$

obtendo-se os valores de ϕ' e ψ das expressões:

$$\operatorname{sen}\phi' = S/\left[1+(S-1)\operatorname{sen}\phi'_{cv}\right] \tag{2.90}$$

$$\operatorname{sen}\psi = S + (S-1)\operatorname{sen}\phi'_{cv} \tag{2.91}$$

com ϕ'_{cv} determinado a partir da equação (2.85).

Assim, na prática, desde que determinado o valor de u_0 e o valor do estado de referência da extensão da cavidade, ε_0 (este pode ser determinado partindo do ponto em que $p - u_0 = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$, com K_0 avaliado anteriormente), a inclinação daquela recta do gráfico bilogarítmico pode ser determinável pelas expressões anteriores ou pelo ábaco da Figura 2.36.

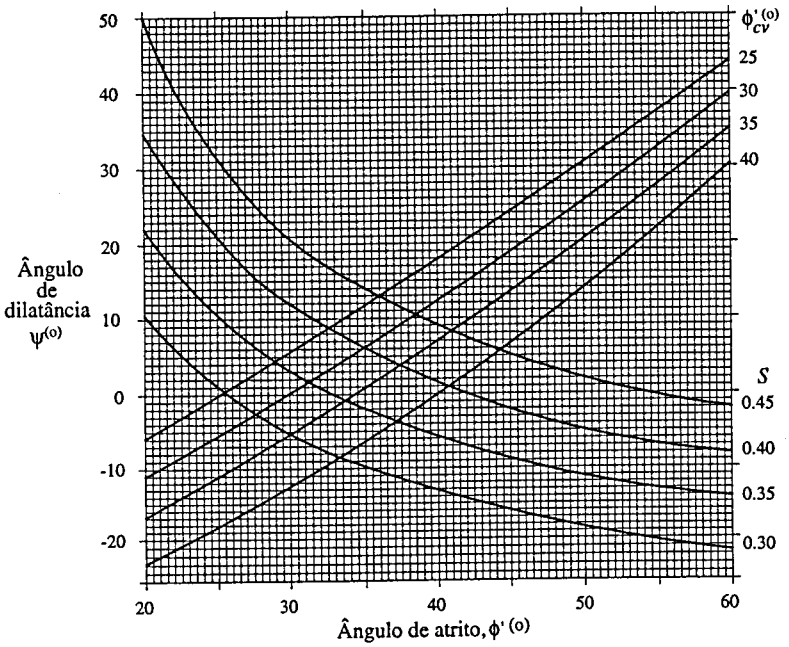


Figura 2.36 - Ábaco para determinação de ϕ' *e* ψ a partir dos resultados do SBPT e ϕ'_{cv} (Briaud, 1992)

É aconselhável representar vários gráficos bilogarítmicos com diferentes valores de ε_c de referência (ε_0). O que tiver maior andamento linear é dado como o que melhor assegura a escolha correcta desse valor de referência (Briaud, 1992). Esta sensibilidade das curvas para determinação de S em relação ao valor de ε_c de referência excluem o ensaio PMT como indicado para determinação de ϕ' e ψ nestes materiais, por ser sujeito aos factores de perturbação da pré-furação.

A aproximação elástica-perfeitamente plástica é mais razoável para os comportamentos mais rígidos das areias densa, pelo que algumas reservas devem ser tomadas nos valores obtidos para ϕ' em solos soltos, mais dúcteis, por serem geralmente excessivos. Valores de ψ próximos de zero ou negativos são indicativos deste último tipo de depósito. Aqui pode ser preferível considerar ϕ'_{cv} do que qualquer outro ϕ', pois a rotura será naturalmente condicionada pelo primeiro.

2.7.3 - O SBPT e os solos residuais

Este ensaio tem demonstrado boa adaptabilidade a solos residuais maduros (laterites) ou jovens pouco grosseiros (saprólitos de grão fino a médio). De facto, este equipamento é particularmente conveniente em solos do tipo residual pela forma como a metodologia de inserção do aparelho preserva o estado natural nas vertentes macroscópicas e microscópicas (Smith, 1985; Vaughan, 1988; Jones e Rust, 1989).

As tensões em repouso são muito razoavelmente estimadas neste ensaio e as características de resistência, menos sensíveis à técnica de perfuração, são também bastante fiáveis. Nesta vertente importa referir que alguns materiais rígidos, como os solos residuais (sobretudo os mais jovens), são disseminados por descontinuidades que podem controlar a resistência da massa envolvida. A execução de ensaios em pequena escala, como é característico do SBPT, em maciços residuais, pode sobrestimar o comportamento resistente do meio conjunto. Blight (1989) abordou especificamente o efeito do factor de escala na avaliação de propriedades mecânicas por via deste ensaio sobre solos residuais, tendo concluído pela importância das descontinuidades, com condicionantes ligadas à frequência das mesmas, à direcção do vector de tensões em relação a estes planos e, naturalmente, às características das mesmas. Em determinados materiais de alteração de maciços rochosos com texturas naturais mais laminares ou estratificados, esta questão é determinante. Como exemplo deste último pode-se referir os solos residuais de gnaisse ou xisto e em menor escala os de rochas de matriz mais isotrópica, como os granitos, liptinitos ou aplitos, nos quais as descontinuidades (fracturas relicares, por exemplo) são pouco frequentes e um mapeamento cuidadoso das mesmas evita surpresas.

O processo de autoperfuração minimiza a perturbação do solo, já que a circulação da água de lavagem que remove o solo escarificado pela acção conjunta do bisel e do desagregador, faz-se pelo interior do pressiómetro e hastes, não entrando em contacto com a parede de furação.

Modelos mais específicos para materiais na interface entre a rocha e o solo residual, propriamente dito (rochas brandas), foram já desenvolvidos (Clarke e Smith, 1993) com excelentes resultados na determinação de características de rigidez ou de resistência em materiais tão diferentes como argilas rijas, areias muito densas, rochas brandas e rochas arenosas com grandes partículas. Casos há em que, na interface do solo e da rocha branda, aparecem veios de grãos de quartzo que podem danificar fortemente o bisel e o desagregador. Além disso, a remoção dos grãos de quartzo fragmentados poderá conduzir a obstrução do sistema de circulação da água de lavagem.

Smith (1985) recorre à interpretação de Palmer (1971) para construir a curva de tensão de desvio *versus* deformação da cavidade. Na Figura 2.37 ilustra-se este processo.

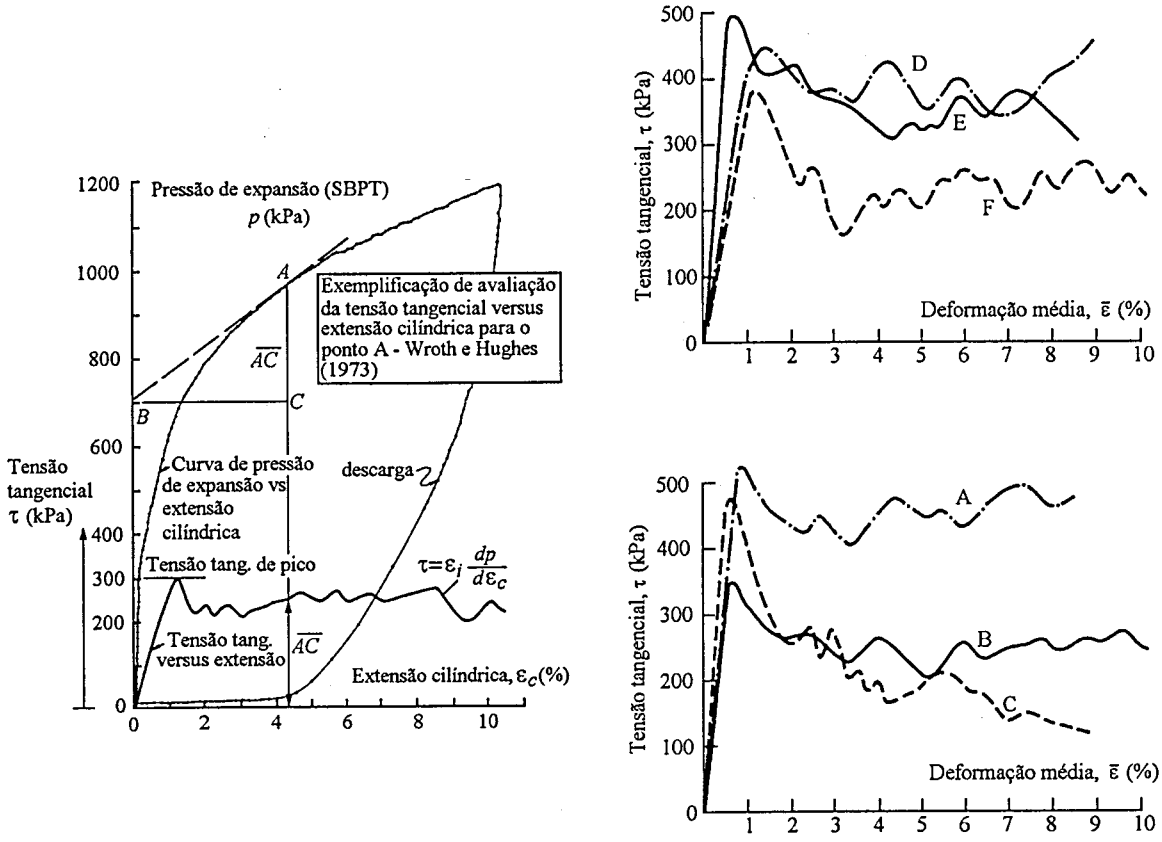


Figura 2.37 - Interpretação de uma curva de um ensaio pressiométrico à luz da teoria de Palmer (1971) e respostas constitutivas deduzidas de ensaios SBPT sobre solos residuais (Smith, 1985).

Da observação das respostas obtidas o autor conclui que:

(i) há uma tendência geral de diminuição da resistência ao corte com a diminuição do índice de plasticidade e com o aumento do índice de vazios, consequência de níveis diferentes de alteração;

(ii) as tensões de corte crescem quase linearmente com a deformação até aos valores de pico; os valores são elevados em relação aos índices de vazios presentes, resultado da cimentação, sendo contudo variáveis fruto da grande heterogeneidade destes processos de alteração (lixiviação e laterização), da mineralogia e de alguma perturbação na colocação da sonda autoperfuradora;

(iii) os valores da resistência de pico são pronunciados e correspondem a níveis muito baixos de deformação (0,7-2,0%); o comportamento é muito frágil;

(iv) os comportamentos pós-pico são distintos e algo irregulares, sendo claras duas tendências: endurecimento ou amolecimento do trabalho plástico.

Ainda relativamente ao comportamento pós-pico, este traduz a estruturação flocular, aberta mas cimentada, típica de materiais residuais. Assim, a fase inicial, linear, é comandada pela resistência das pontes cimentadas inter-particulares, seguindo-se um rearranjo estrutural dos grãos numa configuração meta-estável que acompanha a quebra dessas ligações cimentadas com natural redução da resistência ao corte, encaminhando-se para um comportamento residual atrítico. Esta redução é função da grandeza destas ligações. Os pequenos picos são consequência de pequenos rearranjos estruturais e quebras secundárias. Quanto maior é a quebra (amolecimento e trabalho plástico) menor é a cimentação das agregações argilosas e mais susceptível a quebra em deformação plástica pela geração de minerais cauliníticos sensíveis à impregnação da água no solo, induzindo um comportamento coesivo para as mais elevadas tensões. Pelo contrário, se existem impregnações argilosas - laterização - é pouco provável que estas agregações sofram maiores quebras e soltem os seus constituintes argilosos, já que as tensões actuam sobre configurações estruturais mais densas. Nos mais altos níveis de deformação comportam-se como materiais granulares - com aumento das resistências até deformações médias de 10% de extensão radial.

Resumindo, estas curvas reflectem endurecimento nas camadas mais superficiais com níveis de laterização (litificação capilar - mais à superfície) mais altos - solo residual maduro - ou amolecimento para solos menos cimentados - saprólitos ou residuais jovens. A complementaridade destes ensaios com a microscopia electrónica em lamelas finas indexa muito razoavelmente o tipo de comportamento destes solos.

Jones e Rust (1989) apresentam correlações entre parâmetros de deformabilidade a partir de vários ensaios num maciço de solos residuais de doleritos (saprólitos jovens), concluem que embora todos os resultados sejam comparáveis em grandeza, os de laboratório (obtidos de ensaios edométricos sobre amostras indeformadas) são mais baixos do que os dos ensaios de campo. Estes últimos envolveram ensaios com pressiómetro autoperfurador e de carga em placa.

Apresentam ainda um correlacionamento simples do módulo pressiométrico e o N_{SPT}:

$$E_{pm}(\text{MPa}) = 1{,}6 \cdot N_{SPT} \tag{2.92}$$

embora não definam convenientemente o critério de escolha desse módulo.

Finaliza-se com uma referência a algumas particularidades destes materiais de interface com as rochas (solos residuais ou rochas brandas) que poderão ser pertinentes na interpretação que foi indicada nos pontos anteriores e que, segundo Haberfield e Johnston (1993), serão:

(i) *condições de drenagem*: ainda que possam apresentar permeabilidades baixas, a baixa compressibilidade destes materiais, conciliada com a frequência de descontinuidades, traduz-se na inadaptabilidade de aceitar análises não drenadas;

(ii) *dilatância*: sendo materiais que incorporam resistências de pico, sobretudo em tensões de confinamento baixas, as análises realizadas devem inevitavelmente incluir a dilatância (Hughes *et al.*, 1977);

(iii)*fracturação radial*: mais pertinente em rochas brandas propriamente ditas, a sua influência poder-se-á fazer sentir em solos residuais de maior grau de cimentação interparticular; a sua influência traduz-se num amolecimento da resposta do material, dependendo da resistência à tracção do mesmo, e pode ser importante na avaliação do módulo de distorção, G, que é assim muito sensível ao estado de tensão criado - sobretudo em valores baixos dessas tensões com clara subestimação do mesmo nas zonas de pequena deformação (perde-se a informação da não linearidade real desse módulo).

Este último condicionalismo pode ser muito influente nos valores deduzidos para a tensão horizontal de repouso. Os métodos usados para avaliação desta tensão a partir das curvas de resposta pressiométrica usam extrapolações de zonas mais avançadas da resposta *p versus* ε para obter as tensões de "lift-off", pelo facto de as zonas iniciais serem geralmente instáveis e de precisão discutível. Um indicador da presença de fracturação na resposta do material pode ser uma substancial diferença da resposta dos 3 extensómetros colocados a 120°, em triângulo, no pressiómetro. Em situações de grande discrepância, será mesmo preferível uma leitura extensiométrica deduzida da variação volumétrica (como no pressiómetro Ménard) do que uma média pouco fiável de leituras dissociadas.

A deformabilidade e a resistência do material podem também ser afectadas pela presença de microfissuras sendo, contudo, possível diminuir a sua importância se, em vez de se fazerem exclusivamente medidas de extensão - tensão pontuais (células localizadas) -, se optar pela resposta global de variação volumétrica *versus* pressão total.

2.8 - ENSAIOS COM O DILATÓMETRO DE MARCHETTI (DMT)

2.8.1 - Descrição e princípios do ensaio

O ensaio com o dilatómetro de Marchetti (DMT) congrega as vantagens dos ensaios *in situ* de maior simplicidade operacional e pequena mobilização tecnológica e as

potencialidades de um ensaio que, envolvendo uma resposta de tensão-deformação a partir de um estado de "pseudo-repouso", fornece os parâmetros indispensáveis ao projecto (estado de tensão em repouso, deformabilidade e resistência). Consiste essencialmente num penetrómetro com uma lâmina biselada, com uma membrana circular inserida numa das faces que, sendo flexível e instrumentada, permite um controlo das deformações quando expandida sob pressão de gás. O avanço de penetração estática entre cada ponto do ensaio (de 20 em 20cm, convencionalmente) é feito na cadência normal para o CPT (2cm/seg).

As limitações do ensaio residem nalguma restrição da gama de materiais ensaiáveis pois, como o CPT, está condicionado à cravação estática de uma lâmina a partir da superfície (embora seja possível conjugá-lo com préfuração) o que, para situações em que se apresentem zonas localizadas de resistência elevada, poderá quedá-lo em horizontes limitados. São, por isso, excluídos do estudo de maciços muito resistentes ou de grande heterogeneidade, nomeadamente os de natureza residual com graus de alteração mais baixos (W_{41} ou inferiores).

Este ensaio foi, no entanto, aplicado nos últimos anos a uma gama muito vasta de materiais. As correlações paramétricas que vêm sendo desenvolvidas desde o trabalho pioneiro do criador do equipamento (Marchetti, 1975) e posteriores desenvolvimentos (Marchetti, 1980; 1985), têm sido particularmente direccionadas para maciços do tipo sedimentar. De facto, como salienta Lutenegger (1992), o volume de informação intercorrelacional começa a ser significativo mas a maior parte das propostas apresentadas na bibliografia são aplicáveis a maciços do tipo sedimentar e apresentam alguns desvios grosseiros para materiais estruturalmente ligados (caso dos solos com cimentação inerente, resultante de alteração de rochas ou solos antigos).

2.8.2 - Formulação e parametrização do solo a partir dos resultados do DMT

2.8.2.1 - Conceitos gerais

As pressões correspondentes ao início da expansão (solo no início de carga - "lift-off") e a um deslocamento do centro da face circular de 1,1mm, convencionalmente representadas por "*A*" e "*B*", respectivamente - corrigidas pelas pressões de inércia do diafragma ("ΔA" e " ΔB") e da rigidez da membrana (Z_M), são a base paramétrica deste ensaio e definem-se por:

$$p_0 = 1{,}05(A - Z_M - \Delta A) - 0{,}05(B - Z_M - \Delta B) \tag{2.93}$$

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \tag{2.94}$$

sendo usadas conjuntamente com os valores da tensão efectiva vertical e da pressão neutra em repouso em cada pondo, para definir os três parâmetros típicos do ensaio, que são o índice do material, o índice de tensão lateral (horizontal) e o módulo dilatométrico, definidos, respectivamente, por:

$$I_D = (p_1 - p_0)/(p_0 - u_0) \tag{2.95}$$

$$K_D = (p_0 - u_0)/\sigma'_{v0} \tag{2.96}$$

$$E_D = 34{,}7 \cdot (p_1 - p_0) \tag{2.97}$$

Foi com base nestes últimos índices que Marchetti (1975, 1980 e 1985) desenvolveu as primeiras correlações empíricas com outros parâmetros deduzidos de ensaios convencionais de laboratório e de campo. Foi, posteriormente, introduzida uma terceira pressão, designada por "*C*", correspondente à pressão após descarga (deflexão da membrana após atingir 1mm e recontacto com o plano da lâmina) que Lutenegger e Kahir (1988) usam para a introdução de um quarto índice mais apto para a avaliação das pressões neutras de repouso e na resposta em carga e descarga, sendo, no entanto, de aplicabilidade reduzida em condições drenadas.

2.8.2.2 - Tipo de solo

A determinação do tipo de solo atravessado é feita por meio do índice do material, I_D, resumindo-se a proposta de Marchetti (1980) no Quadro 2.13.

Quadro 2.13 - Classificação de tipos de solos a partir do DMT (Marchetti, 1980)

Tipo de Solo	Argilas		Siltes			Areias	
	Sensíveis	Siltosas	Argilosos	Puros	Arenosos	Siltosas	Puras
I_D	0,10	0,35	0,60	0,90	1,2	1,8	3,3

Refira-se que, pela sua formulação, o valor de I_D reflecte uma resposta relativa de pressões neutras em relação ao carregamento. Assim, por exemplo, o aumento de p_0 para p_1 numa argila mole é praticamente traduzido em pressão neutra, enquanto numa areia a sobrepressão neutra é praticamente nula. Relaciona-se muitas vezes o coeficiente de permeabilidade com o coeficiente de consolidação. No entanto, Lutenegger (1988) refere que

este índice I_D, ao contrário dos restantes, é praticamente constante com a variação do grau de saturação.

2.8.2.3 - Resistência ao corte

Em solos arenosos ou com comportamento granular, Lacasse e Lune (1988) referem, porque se dispõe de reduzida experiência, ser aconselhável complementar o índice K_D(DMT) com parâmetros de penetração como o q_c (CPT). É, aliás, nessa linha que Campanella e Robertson (1991) integram os parâmetros K_D e q_c no ábaco original de Marchetti (1985) representado na Figura 2.38.

Atendendo a que K_D é uma normalização de p_0 em relação a σ'_{v0}, apresentam uma relação entre aqueles parâmetros:

$$q_c / \sigma'_{v0} = 33 \cdot K_D \tag{2.98}$$

o que permite, na falta do CPT, deduzir os valores do ângulo de atrito a partir de $K_{D\text{-}DMT}$.

Refira-se que o ábaco de Marchetti (1985) e o adaptado de Campanella e Robertson (1991) se baseia nas equações de Durgunoglu e Mitchell (1975) - resolvidas para os valores apresentados, entre q_c / σ'_{v0} e ϕ'_{ps} - e são válidas para solos areno-siltosos não cimentados. O ângulo de atrito assim deduzido corresponde a condições de deformação plana sendo necessário corrigir o seu valor para condições axissimétricas pela expressão proposta por Schmertmann (1988):

$$\phi' = \phi'_{ax} = \phi'_{ps} - \left[\frac{\phi'_{as} - 32}{3}\right] \quad ; \; \phi'_{ps} \leq 32° \Rightarrow \phi'_{ac} = 32° \tag{2.99}$$

com ϕ' em (°) e sendo ϕ'_{ax} o ângulo de atrito interno em condições de compressão axissimétrica e ϕ'_{ps} o ângulo de atrito interno em condições de deformação plana.

Refira-se ainda que no ábaco se pressupõe o conhecimento do coeficiente de impulso em repouso (K_0) cuja avaliação se pode fazer independentemente ou segundo as propostas que adiante se indicam.

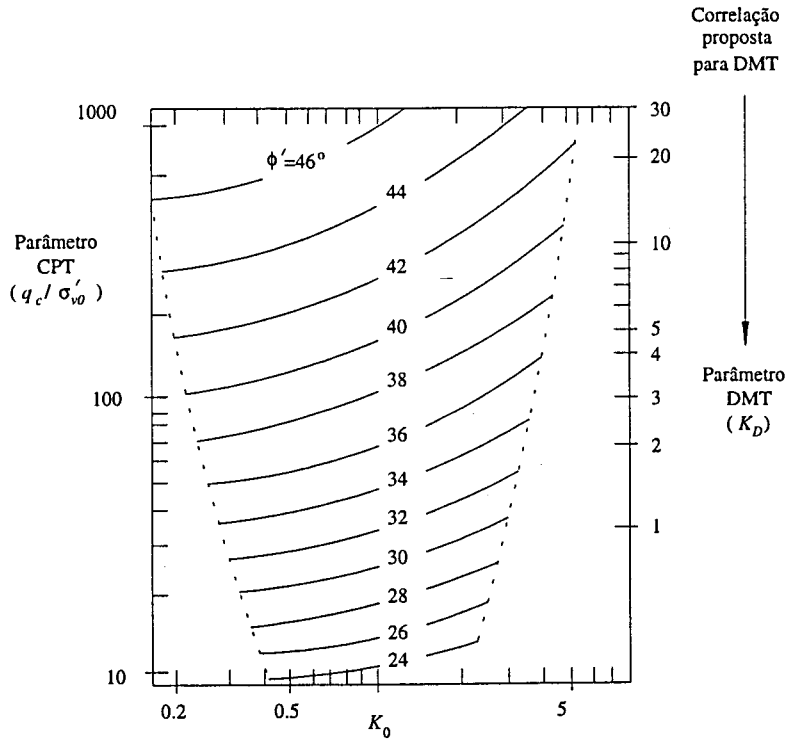


Figura 2.38 - Ábaco para determinação ϕ'_{ps} (de pico e em deformação plana) a partir de $K_D(DMT)$ e q_c / σ'_{vo} (Campanella e Robertson, 1991).

2.8.2.4 - História de tensões - coeficiente de impulso e repouso

A proposta inicial de Marchetti (1980) correlaciona K_D com o OCR deduzido de edométricos mas só é reconhecidamente aplicável a materiais não cimentados e com $I_D < 1{,}2$.

O valor do coeficiente de impulso em repouso rege-se por uma expressão do tipo:

$$K_0(OC) = C_1 + C_2 \cdot D_D + C_3 \cdot (q_c / \sigma'_{v0}) \qquad (2.100)$$

tendo sido os valores de C_1, C_2 e C_3 determinados experimentalmente para solos recentes (embora com várias razões de sobreconsolidação) por Baldi *et al.* (1986), correspondendo a, respectivamente, 0,376, 0,095 e -0,00172.

Schmertmann (1983) propôs, alternativamente, a avaliação desse coeficiente de impulso em repouso usando os valores da resistência à penetração estática da lâmina de DMT (até ao ponto de ensaio e à velocidade de 2cm/seg - $q_{c,DMT}$), considerando as soluções de Durgunoglu e Mitchell (1975) na determinação de ϕ'_{ps} (transformado em ϕ'_{ax} pela expressão 2.100) e recorrendo a uma nova proposta de correlação:

$$K_0 = \frac{40 + 23 \cdot K_D - 86 \cdot K_D \cdot (1 - \operatorname{sen} \phi'_{ax}) + 152 \cdot (1 - \operatorname{sen} \phi'_{ax}) - 717 \cdot (1 - \operatorname{sen} \phi'_{ax})^2}{192 - 717 \cdot (1 - \operatorname{sen} \phi'_{ax})} \quad (2.101)$$

Em relação ao OCR, Mayne (1987) propôs o correlacionamento de $(p_0 - u)$ com a tensão de pré-consolidação vertical (σ'_p) deduzida de ensaios edométricos. A formulação da curva apresentada nesse trabalho é a seguinte:

$$\sigma'_p = (p_0 - u) / \delta \quad (2.102)$$

com δ variando entre 1 e 3.

Em qualquer circunstância, estas metodologias foram desenvolvidas para materiais sedimentares, pelo que a sua adopção a maciços residuais deve ser tomada com as devidas reservas.

Uma limitação evidente da avaliação de K_0 a partir de K_D resulta do facto da introdução da lâmina poder induzir ao solo tensões para além do seu estado de repouso. Assim, o valor de K_D traduzirá inevitavelmente um valor intermédio de K_0 e K_p (ver Figura 2.3).

Uma tendência recente e fenomenologicamente mais fundamentada procura integrar a noção de parâmetro de estado ψ (Been e Jefferies, 1985) na avaliação da razão K_D/K_0. Nessa linha, Bellotti *et al.* (1994) apresentam uma relação do tipo:

$$K_D / K_0 = 1{,}05 \cdot \exp(-3{,}07 \cdot \psi) \quad (2.103)$$

em que ψ é o parâmetro de estado definido no ponto de ensaio (ver anexo ao capítulo).

A consideração deste parâmetro de estado envolve factores de condição natural que traduzem a relação de estados (conjugação de estado de tensão e índice de vazios naturais, resistência relativa do estado natural para o estado crítico) e, por isso, apresenta-se muito mais realista do que hipóteses baseadas exclusivamente num parâmetro de resistência.

Compreende-se assim que as expressões anteriores (Marchetti, Schmertmann e Baldi *et al.*), que só introduzem como variável de campo $q_{c(\mathrm{CPT,DMT})}$, subestimem sistematicamente os valores de K_0 em solos sedimentares sobreconsolidados ou os sobrestimem em materiais do tipo residual, pois a introdução da lâmina tem reflexos manifestamente diferentes em ψ (aumenta σ'_{m0} e diminui e_0) e em q_c. Nestes materiais, naturalmente estruturados, os valores de K_D são acrescidos da parcela devida à mobilização de ligações interparticulares.

É pertinente interrogar-se sobre a legitimidade da avaliação da relação da história de tensões verticais a partir de um ensaio que mede respostas dos solos na direcção horizontal. No entanto, verifica-se que grande parte dos materiais naturais não são anisotrópicos em relação às tensões de cedência edométricas nem à sua compressibilidade, pois são correntemente controlados pela fábrica e(ou) estrutura do material. Em particular nos solos saprolíticos de granito, estas tendências foram identificadas em ensaios edométricos realizados sobre amostras recolhidas segundo as direcções vertical e horizontal (Viana da Fonseca, 1988; Lutenegger, 1989).

2.8.2.5 - Deformabilidade

Marchetti (1975, 1980) apresentou uma primeira proposta de correlacionamento entre o módulo dilatométrico (E_D) e os módulos de reacção horizontal (tipo Winkler, K_{sh}), tendo mais tarde evoluído para o módulo de compressibilidade unidimensional (M_D) correspondente a uma determinada tensão vertical de repouso, considerando, então, os dois parâmetros E_D e K_D como condicionantes desse correlacionamento. Sabendo-se, no entanto, que o ensaio é realizado sobre o solo comprimido pela inserção da lâmina e considerando a diferença de tempos de carregamento do ensaio edométrico e do DMT ($\cong$ 15 seg), Lacasse e Lunne (1988) sugerem antes o correlacionamento de um módulo de descarga e recarga no DMT com o módulo de deformabilidade unidimensional em recarga (M_r). Apresentam ábacos empíricos da experiência acumulada no NGI que sequenciam o processo de avaliação do M_D (compressibilidade virgem) e M_R (recarga). Na Figura 2.39 apresenta-se detalhadamente a sequência do processo que recorre aos ábacos empíricos deduzidos pelo autores. Esta sequência, ajustando os ábacos para tipos diferentes de materiais, pode ser vantajosa para a integração de materiais complexos como os cimentados (residuais).

Refira-se que a opção pela correlação de E_D com M_D, considerando o valor de K_D, tem vantagens em relação às usadas mais correntemente, que relacionam o módulo de deformabilidade (secante a 25%, por exemplo) pois a diferença das razões entre $(M_t/M_D)_{NC}$ - solos normalmente consolidados - e $(M_t/M_D)_{OC}$ - solos sobreconsolidados - é muito menor do que se consideradas as razões de $(E_s / E_D)_{NC/OC}$, quando representadas em relação à tensão de repouso adimensional ($p_{0N} = p_0' / \sqrt{\sigma_{v0}' \cdot p_a}$) como é proposto por Baldi *et al.* (1989) na Figura 2.40.

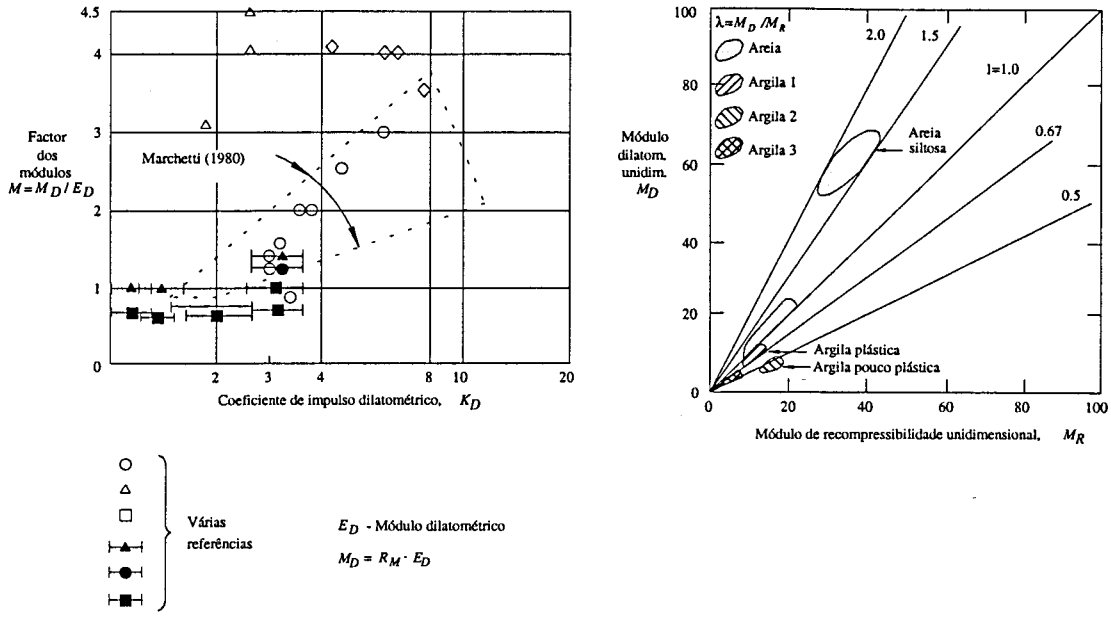


Figura 2.39 - Dedução de M_D e M_R (unidimensionais) a partir de K_D (DMT) (Lacasse e Lunne, 1988).

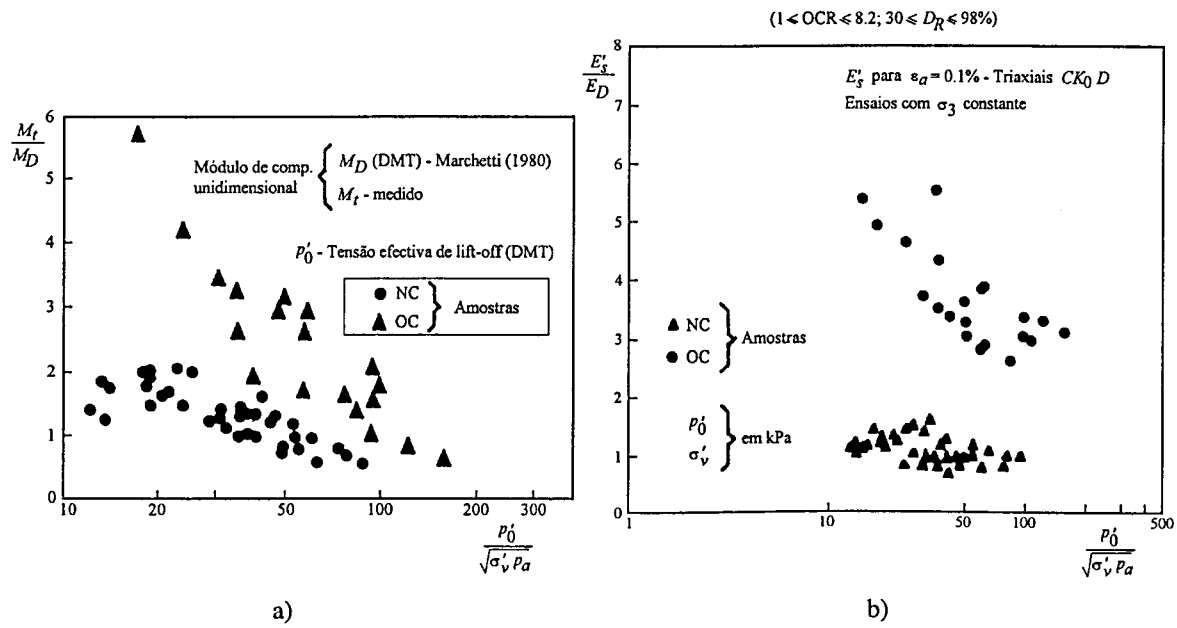


Figura 2.40 - Módulos de deformabilidade deduzidos de ensaios DMT em câmaras de calibração, areia de Ticino (Baldi *et al.*, 1991): a) módulo unidimensional; b) módulo de deformabilidade.

Significativamente generalizado no cálculo de fundações, o módulo de deformabilidade (com significado físico de módulo de Young) tem sido relacionado com $E_D(DMT)$. No Quadro 2.14 apresenta-se alguns resultados da bibliografia do coeficiente de correlação (F) entre aquele módulo e o módulo secante em relação a q_f (E_s a 25%, por exemplo) e com o módulo de deformabilidade tangente inicial (E_i).

Quadro 2.14 - Factor de correlação: $F = E/E_D$(DMT) (Lutenegger, 1988).

Tipo de solo	Módulo	F	Referência
Solos coesivos	E_i	10	Robertson *et al.* (1988)
Areias	E_i	2	Robertson *et al.* (1983)
Areias	E_{25}	1	Campanella *et al.* (1986)
Areias N.C.	E_{25}	0,85	Baldi *et al.* (1986)
Areias O.C.	E_{25}	3,5	Baldi *et al.* (1986)

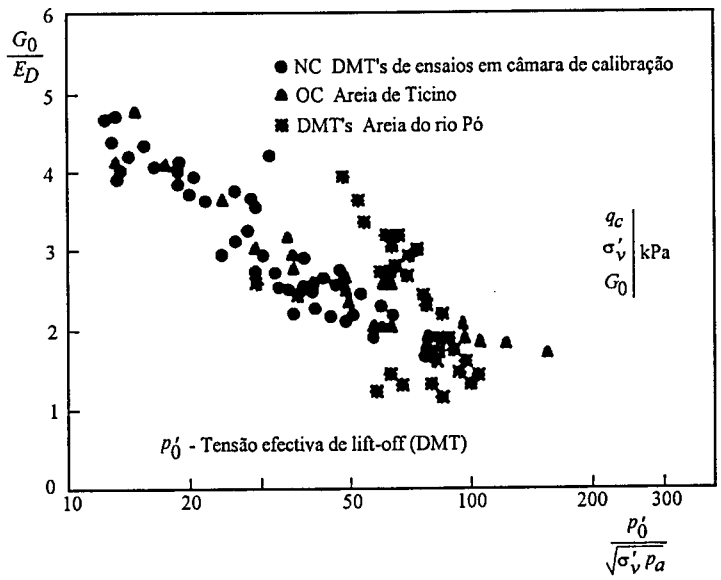


Figura 2.41- Avaliação de G_0 a partir do DMT, areias siliciosas não cimentadas (Baldi *et al.*, 1991).

É notório da análise do quadro anterior que dificilmente se conseguirá alguma generalização das relações de um módulo fortemente variável com os estados de tensão e de deformação, como E_s , com um único valor de E_D. Tem-se salientado a ideia de que as correlações entre os parâmetros de penetração ou afins e a rigidez dos solos granulares dependem de muitos factores para além da história de tensões e deformações dos maciços naturais. Na Figura 2.33 ficou claro a não-univocidade desta correlação entre materiais normalmente consolidados e sobreconsolidados, mesmo independentemente da fábrica e da estrutura natural. Uma excepção a esta dispersão parece ser a correlação entre os módulos (de distorção, G_0, ou de deformabilidade, E_0) para muito baixas deformações (10^{-6} a 10^{-5}) - medidos em ensaios sísmicos entre furos ("*cross-hole*") ou em coluna ressonante (como os apresentados na Figura 2.41 de Baldi *et al.*, 1989). De facto, para o mesmo solo ou para solos granulares mineralogicamente semelhantes, G_0 e os parâmetros de penetração (q_c, N_{60} ou

E_{D_DMT}) são predominantemente controlados pelo estado do material como combinação do índice de vazios e da tensão isotrópica efectiva média (ou pelo parâmetro de estado ψ).

Por essas razões, Hryciw (1990), baseado numa formulação de dependência de G_0 com *e, K (função de plasticidade)*, σ'_i e σ'_j (tensões efectivas de repouso) e OCR desenvolvida por Hardin e Blandford (1989), e salientando que nenhum ensaio geotécnico concilia estas variáveis tão bem quanto o DMT, apresenta uma correlação para determinação de G_0, onde se integram os parâmetros de estado de repouso (tensão inicial, por hipótese σ'_{v0}, ou os coeficientes K_0 ou, correspondentemente, K_D) e os parâmetros do estado físico (índice de vazios, e_0, ou parâmetro de estado, ψ) mas onde se exclui o parâmetro fortemente não linear, E_D. Assim, a expressão vem igual a:

$$G_0 = \frac{A}{\left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_0}\right)^{0,25}} \cdot \frac{\left(\frac{\gamma_D}{\gamma_w}\right)-1}{2,7-\left(\frac{\gamma_D}{\gamma_w}\right)} \cdot K_0^{0,25} \cdot \left(\sigma'_{v0} \cdot p_a\right)^{0,5} \qquad (2.104)$$

sendo:

γ_D - peso específico "quase real", deduzido de E_D e I_D e que é função mais directa de e_0 do que o peso volúmico do solo; pode, de alguma maneira, ser reflexo de ψ;

A - factor dependente do tipo de material e, sobretudo, das parcelas naturais de cimentação (apresenta o valor de A = 530 para os solos sedimentares).

Saliente-se que a expressão não integra o valor de OCR, o qual se reconhece, mais recentemente, não influenciar o valor de G_0 (Tatsuoka e Shibuya, 1992).

2.8.2.6 - Correlacionamento entre ensaios pressiométricos

Pela sua natureza semelhante torna-se inevitável a comparação entre o ensaio dilatométrico e os pressiométricos. Consequência do maior volume de informação disponível, as correlações entre os parâmetros do PMT e do DMT foram as que mais se desenvolveram.

Contudo, para além da referida diferença de técnicas de inserção, há diferenças na taxa de aplicação das cargas (os ensaios PMT duram geralmente entre 20 a 30 minutos, podendo, na maior parte dos casos de solos granulares, ser considerados drenados ou parcialmente drenados, enquanto os DMT, com duração de cerca de 30 segundos, são muito provavelmente parcialmente drenados ou não drenados), localização da membrana em relação à ponteira

(zona sujeita a estados de tensão fortemente distorcionais) e condições de deformação distintas (quasi-plana no DMT e axissimétrica no PMT), etc..

Em geral, estas diferentes condições reflectem-se em valores de P_L (PMT) situados entre p_0(DMT) e p_1 (DMT). É comum surgirem propostas expeditas e fortemente empíricas para estimativa de P_L do tipo (Lutenegger, 1988):

$$p_{L,PMT} = (p_{0,DMT} + p_{1,DMT})/2 \tag{2.105}$$

mas cuja aceitação se deve fazer com muita reserva.

Em relação ao índice $E_{D,DMT}$ (assumidamente muito variável com o estado de tensão e de deformação), este deve ser considerado como um parâmetro de deformabilidade híbrido de recarga e carregamento virgem, pelo que correlações directas com os módulos pressiométricos PMT poderão ser muito discutíveis. Lutenegger (1988) propõe a seguinte relação:

$$E_{D,DMT} = 2 \text{ a } 5 \cdot E_{p,PMT} \tag{2.106}$$

2.8.3 - Metodologias de avaliação directa de assentamentos em fundações superficiais a partir dos resultados do DMT

Os métodos mais consagrados para previsão dos assentamentos de fundações superficiais a partir dos resultados do DMT são, até à presente data, os de Schmertmann (1986) e Leonards e Frost (1988). São métodos gerais e baseados em formulações derivadas da Teoria da Elasticidade e consideram a variação do módulo dilatométrico em profundidade e um diagrama de influência das deformações verticais do tipo dos propostos por Schmertmann (1970, 1978) - ver 2.5.4.3.

Têm vantagens em relação ao método proposto originalmente por Marchetti (1980), pois os assentamentos das sapatas correntes dificilmente se dão em condições de confinamento lateral (situação unidimensional representada pelo módulo M_D), pelo que é mais consistente usar módulos de deformabilidade (com analogia a compressões do tipo triaxial axissimétricas). Os seus fundamentos são razoavelmente ajustados a situações reais de sapatas isoladas, em que os módulos do maciço podem variar algo aleatoriamente com a profundidade (supostamente até uma profundidade de influência significativa). As condições do nível

freático são integradas nos valores dos mesmos e podem incluir os efeitos geométricos da fundação (forma da superfície de carga e eventual encastramento).

A expressão proposta por Leonards e Frost (1988) é uma generalização da de Schmertmann (1986) e apresenta-se como se segue:

$$s_j = C_1 \cdot C_2 \cdot q_{\text{efect}\,j} \left(\sum_{0}^{Hi} I_{z_{ij}} \cdot \Delta z_i \left[\frac{R_z(\text{OC})_i}{E_z(\text{OC})_i} + \frac{R_z(\text{NC})_i}{E_z(\text{NC})_i} \right] \right)_j \qquad (2.107)$$

sendo:

C_1 - correcção para encastramento (=1, para fundações à superfície);

C_2 - correcção do factor tempo (=1, para análises imediatas);

$q_{\text{efect}\,j}$ - tensão efectiva transmitida à base da sapata;

H_i - profundidade de influência, semelhante à proposta por Schmertmann (1978);

$I_{z_{ij}}$ - factor de influência das deformações (Schmertmann, 1978);

Δz_i - espessura das subcamadas (20 cm - intervalos do ensaio DMT);

$R_z(\text{OC})_{i_j}$ - razão do incremento de tensões da parcela sobreconsolidada (OC);

$R_z(\text{NC})_{i_j}$ - idem, para porção normalmente consolidada;

as expressões destas razões são as seguintes:

$$R_z(\text{OC}) = \left(\frac{\sigma'_p - \sigma'_{v0}}{\sigma'_f - \sigma'_{v0}} \right); \quad R_z(\text{NC}) = \left(\frac{\sigma'_f - \sigma'_p}{\sigma'_f - \sigma'_{v0}} \right) \qquad (2.108)$$

com os significados correntes e sendo σ'_f a tensão efectiva vertical total final após consideração de $q_{\text{efect}\,j}$, resultado de σ'_{v0} e de $\Delta\sigma'_v$, calculado pela teoria da elasticidade;

$E_{z_{i_D}}(\text{OC})$; $E_{z_{i_D}}(\text{NC})$ - valores apropriados do módulo de deformabilidade correspondentes às parcelas sobreconsolidada e normalmente consolidada, respectivamente, do incremento de tensões na camada i para a carga $q_{\text{efect}j}$, e deduzidos das correlações entre $E_s(n\%)$ e $E_{D,DMT}$.

No Quadro 2.15 apresenta-se um resumo destas relações obtidas em câmaras de calibração e confrontadas com valores de E_s (0,1%) em ensaios triaxiais de compressão clássica sobre solos recentes (Berardi *et al.*, 1991).

Quadro 2.15 - Módulos de deformabilidade (DMT) *versus* triaxiais de areias siliciosas recentes (Berardi *et al.*, 1991).

OCR	$E_s(0,1\%) / E_{D,DMT}$ ± *desvio*
1	0,99 ± 0,19
1,4 - 8,8	3,25 ± 0,71

2.8.4 - O DMT e os solos residuais

Os resultados apresentados anteriormente correspondem a solos das categorias 1 e 3 (ver 2.5.4.3) em que os efeitos de fábrica e estruturação (típicos de maciços naturais antigos, sobreconsolidados com reflexos em arranjos interparticulares, ou de natureza residual - cimentados) não estão presentes. Desta forma, outros valores destas razões se podem esperar em solos residuais. Para estes solos estruturados, a definição do limiar elástico só pode ser feita por ensaios complementares (nomeadamente edométricos ou triaxiais) e dificilmente se adapta às formulações mistas, sendo, nestes casos, a parcela normalmente consolidada geralmente desprezável para condições de serviço e reduzindo-se à expressão de Schmertmann (1986):

$$s_j = C_1 \cdot C_2 \cdot q_{efect\,j} \sum_{0}^{H_i} \frac{I_{z_i}\,\Delta Z_i}{R_{I_{ij}}\,E_{D_{ij}}} \qquad (2.109)$$

com $R_{I_{ij}}$ deduzido de ensaios de carga ou seguindo relações do tipo do Quadro 2.15.

Para solos cimentados, em particular para solos residuais, pouco se tem publicado sobre o uso deste ensaio para a sua caracterização, pelo que não se dispõe de correlações suficientemente testadas para serem consideradas com razoável universalidade. O trabalho de Bogossian *et al.* (1989) é um dos poucos que apresenta alguns resultados de ensaios DMT sobre solos residuais maduros e jovens de gnaisse de encostas do Rio de Janeiro. Infelizmente não apresenta um bom enquadramento dos parâmetros deste ensaio com outros ensaios (à excepção do perfil de SPT), o que poderia lançar algumas bases para testar as correlações disponíveis. Em relação, contudo, à resistência pode-se constatar uma razoável consistência

entre a variação do N_{SPT} e de $p_{1,DMT}$ em profundidade, denotando uma possível indexação dos dois parâmetros. Sendo proporcional ao valor de σ'_{v0} apresenta uma relação preliminar de:

$$p_{1,DMT} = 10 \cdot \sigma'_{v0} \tag{2.110}$$

Quanto à aplicação do ábaco da Figura 2.31 para determinação de ϕ'_{ps}, dado que a sua formulação se baseia em relações de K_s para condições de histórias de tensões típicas de solos sedimentares, a sua adopção para solos do tipo residual pode considerar-se muito discutível.

Em relação a trabalhos de correlacionamento entre os parâmetros K_D e K_0, em solos residuais, pouco se dispõe na bibliografia. Uma excepção é o trabalho de Bogossian *et al.* (1989) que apresenta a variação de K_D com a profundidade em perfis de solos maduros (laterites), mais à superfície, e solos jovens (saprólitos), a maior profundidade, denotando um decréscimo deste índice de 1,1 para 0,5 e de 2,5 para 1,3 nos dois campos experimentais, o que indicia valores mais baixos de K_0 para a gama saprolítica.

2.9 - ENSAIOS SÍSMICOS ENTRE FUROS (*"CROSS-HOLE"*, CH)

2.9.1 - Considerações gerais

O ensaio sísmico entre furos consiste na determinação das velocidades de propagação das ondas *S* (de corte) e *P* (de compressão) entre dois pontos, que se situam geralmente em furos previamente abertos em profundidade. A distância entre os dois pontos de emissão e de recepção é em regra de 5 m (Moura Esteves, 1982).

Em materiais com tendente heterogeneidade, como os residuais, e desde que não haja uma complementaridade de outros ensaios que definam convenientemente a disposição dessas heterogeneidades, é aconselhável dispor os furos com alguma proximidade. Na sua execução aconselha-se a cravação estática ou com trados rotativos, com remoção do material pelo interior, garantindo que a zona circundante dos furos não sofre perturbações substanciais.

Quanto à emissão da solicitação dinâmica pode-se optar por explosivos ou, nos casos em que a proximidade dos furos é pequena e o ruído ambiente não é significativo, por golpes de um martelo sísmico em queda livre sobre o batente à cota pré-definida de emissão. A recepção das ondas elásticas pode ser feita em vários pontos a partir do mesmo emissor e é

registada, actualmente, em aparelhos com aquisição automática, o que facilita consideravelmente o trabalho de interpretação.

2.9.2 - Módulo de distorção máximo, G_0

As ondas "*S*" correspondem a movimentos transversais das partículas do meio em relação à direcção de propagação de onda elástica. O nível de deformações por corte a que o solo é sujeito com este tipo de solicitação é estimado entre 10^{-6} a 10^{-5}, para o qual se pode admitir comportamento elástico linear. Da sua velocidade de propagação deduz-se o módulo de distorção (ou de elasticidade transversal, G_0 ou G_{max}) a partir de:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2 \tag{2.111}$$

sendo ρ a massa volúmica do meio e V_s a velocidade de propagação de ondas "*S*" (m/s).

Do mesmo modo se poderia, partindo das velocidades da ondas de compressão, V_P, chegar aos valores elásticos do coeficiente de Poisson.

Como adiante se discutirá, o módulo G_0 assim determinado constitui referência fundamental para a definição integral das leis constitutivas (não lineares) de materiais solicitados ao corte, desde os níveis de deformação mais baixos ($\gamma = 10^{-6}$), aos mais altos envolvidos em fundações correntes solicitadas estaticamente. O desenvolvimento das equações gerais de tensão deformação (em particular, a variação de G com γ) deve ter origem naquele valor máximo - ver 2.1.2 (Tatsuoka e Shibuya, 1992).

2.9.3 - Correlações semi-empíricas com outros parâmetros

Nos materiais granulares (areias de diferentes tipologias) tem-se constatado que os factores determinantes nos valores de G_0 são o índice de vazios, e_0, e a tensão normal média efectiva de repouso, p'_0 (Ishihara, 1982). A título de exemplo, apresenta-se a já clássica expressão de Iwasaki e Tatsuoka (1977), que só vem sendo adaptada com novos valores dos coeficientes desde a sua versão original:

$$G_0 = A(\gamma_a) \cdot B \cdot \frac{(2{,}17 - e)^2}{1+e} \cdot (p'_0)^{m(\gamma_a)} \tag{2.112}$$

em que γ_a é a amplitude de distorção de referência (considerada igual a 10^{-6}), m um expoente determinado empiricamente, com valor aproximado de 0,4, A e B são constantes que dependem da granulometria dos solo, sendo os seus valores de:

- areias limpas *(reconstituídas)*: $A = 166000$; $B = 0,4$;
- areias aluviais naturais *(cimentadas e antigas)*: $A = 7900 - 14300$; $B = 0,4$;
- areias naturais com finos (> 50%): $A = 2360 - 3090$; $B = 0,6$.

Sendo, como se vem salientando, muito as variáveis correlações existentes entre as resistências à penetração e os módulos de deformabilidade para níveis de deformações correntes nas obras de grande variabilidade, a consideração do módulo elástico, isto é, do módulo para muito baixos níveis de deformação, apresenta-se mais favoravelmente dada a estabilidade deste módulo em relação ao nível de carregamento. Os mesmos factores de estado que condicionam os valores de G_0 são condicionantes daqueles, pelo que as correlações entre eles se apresentam mais fiáveis (Jamiolkowski *et al.*, 1988).

Das propostas de correlação entre os valores de G_0 e de parâmetros simples de ensaios de penetração (com o $N_{60,SPT}$), salienta-se a de Ohta e Goto (1978) adaptada por Seed *et al.* (1984, 1986):

$$V_s^{SPT} / V_s^{CH} = \alpha \tag{2.113}$$

sendo V_s^{CH} a velocidade das ondas de corte medidas no "*cross-hole*" (m/s) e V_s^{SPT} a velocidade das ondas de corte modificada (m/s), que, segundo Seed *et al.* (1986), se expressa por:

$$V_s^{SPT} = C \cdot (N_{60})^{0,17} \cdot z^{0,193} \cdot f_a \cdot f_b \ (\mathrm{m/s}) \tag{2.114}$$

em que z é a profundidade de execução de ensaio (em metros), C uma constante (= 53,5) e f_a e f_b, constantes que são função da granulometria e da idade do maciço (Quadro 2.16).

Quadro 2.16 - Factores de granulometria e de idade para avaliação de V_s^{SPT} (Seed *et al.*, 1986).

Tipo de grão	argila	areia fina	areia média	areia grossa	areia e cascalho	cascalho
f_b	1	1,09	1,07	1,14	1,15	1,45
Idade	Holoceno		Plioceno			
f_a	1,00		1,30			

O valor de α encontrado pelos autores proponentes (Ohta e Goto, 1978) em areias limpas, é próximo da unidade. Mais recentemente, Jamiolkowski e Robertson (1988) apresentaram outros valores para depósitos naturais (Quadro 2.17).

Quadro 2.17 - Valores de α ($=V_s^{SPT} / V_s^{CH}$) para depósitos naturais (Jamiolkowski e Robertson, 1988).

Tipo de solo e depósito	V_s^{SPT} / V_s^{CH} $(= \alpha)$
Areia fina a média (holoceno)	0,84 ± 0,06
Areia cascalhosa (holoceno)	0,92 ± 0,11
Areia cascalhosa (baixo holoceno)	0,84 ± 0,14
Cascalho e areia (holoceno-plioceno)	0,60 ± 0,14

Algumas destas correlações que têm em consideração factores como o tipo de solo, granulometria e idade (a tensão de repouso é igualmente tida em conta nos parâmetros G_0 e N_{SPT}), foram analisados estatisticamente por Sykura e Koester (1988), tendo estes autores concluído que não há melhoria substancial de reprodutibilidade dos valores medidos em relação às mais simples do tipo:

$$G_0 \text{ (MPa)} = C \cdot N_{SPT}^n \tag{2.115}$$

Resumem-se no Quadro 2.18 algumas das mais consagradas referências da bibliografia.

Quadro 2.18 - Parâmetros de correlação entre G_0 e N_{60}(SPT)a segundo a expressão: G_0 (MPa) = $C \cdot N_{SPT}^n$.

C	n	Referência
10,4	10,4	Ohsaki e Iwasaki (1973)
13,1	13,1	Imai e Tonouchi (1982)
6,2	6,2	Seed *et al.* (1983)
6,3	6,3	Stroud (1988)

De forma semelhante, os valores de $q_{c,CPT}$ podem ser correlacionados com fiabilidade com G_0 (Robertson, 1982; Sykura e Stokoe, 1983; Baldi *et al.*, 1986; Jamiolkowski *et al.*, 1988). Na Figura 2.42 apresentam-se correlações entre G_0/q_c e q_{c1} (valor normalizado nela definido), para areias siliciosas não cimentadas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas. Relações análogas são apresentadas na bibliografia entre $E_{D,DMT}$ e G_0 (ver 2.7).

2.9.4 - O ensaio sísmico entre furos e os solos residuais

Teoricamente, os deslocamentos plásticos interparticulares (nos contactos entre os grãos) desenvolvem-se desde que haja pequeníssimas tensões tangenciais nesses contactos,

enquanto os elásticos se desenvolvem através de tensões normais nos contactos. O aumento do limiar elástico por condições prévias de sobreconsolidação, ou mesmo em certas condições de pré-corte, corresponderá fisicamente ao aumento do número de contactos interparticulares, que acarreta menores tensões de corte, na média, em cada contacto. Nos materiais cimentados, contudo, este fenómeno é acompanhado em sinal contrário pela quebra irreversível de ligações, pelo que o endurecimento não se faz sentir da mesma forma.

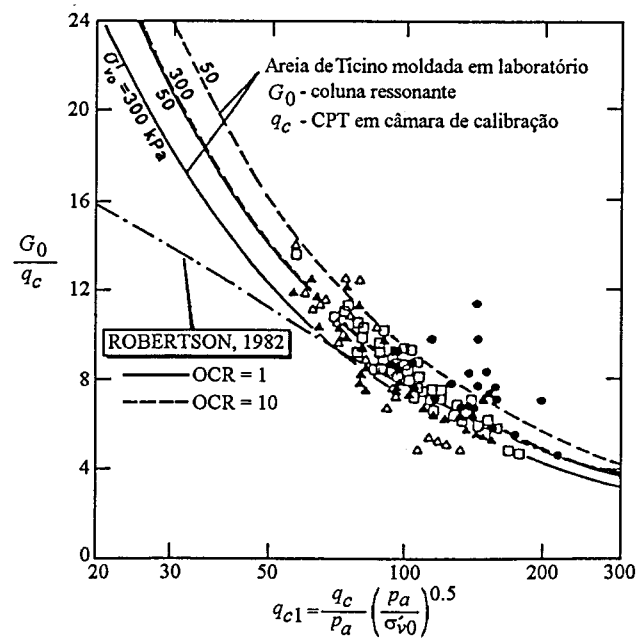


Figura 2.42 - Relação entre $q_{c,\mathrm{CPT}}$ e G_0 para areias siliciosas não cimentadas (Jamiolkowski e Robertson, 1988).

Por aquela razão, e dado que nos solos residuais o factor "amostragem" é determinante, reitera-se a importância da avaliação em condições naturais das características elásticas. Daqui a vantagem dos ensaios de campo e, em especial, dos sísmicos directos. Neste último ponto é interessante referir os resultados de Tatsuoka e Shibuya (1992) que comparam o valor de G_0^{CH} (*"cross-hole"*) com G_0^{vs} (ultra-sons em laboratório) de amostras de saprólitos de granito, denotando-se relações de 2:1 a 5:1, reflexo da perda de rigidez estrutural no processo de amostragem.

Admite-se que a dependência do valor de G_0 nos maciços granulares em relação aos parâmetros de estado é muito pouco influenciada pela história de tensões (grau de sobreconsolidação), por ciclos prévios de tensões de corte, pela velocidade de corte ou pelo tipo de carregamento (Jamiolkowski *et al.*, 1988; Baldi, 1989; Shibuya *et al.*, 1992). Assim, para o mesmo solo ou para materiais granulares mineralogicamente equivalentes, os valores

de G_0 são praticamente controlados pelo estado do material expresso como uma combinação de um parâmetro de estado (e_0 em materiais granulares, ou ψ mais genericamente) e da tensão octaédrica efectiva de repouso.

As propostas que atrás se apresentaram foram todas desenvolvidas para solos sedimentares e, em particular, não cimentados, pelo que a sua aplicação em solos de tipo residual deve ser sujeita a uma análise criteriosa.

Barros (1992) comparou os valores de G_0 determinados a partir do N_{SPT} (no Brasil corresponde a N_{72}, $E_r = 72\%$) com os correspondentes determinados em ensaios de "*cross-hole*" em solos sedimentares e residuais e, dentro destes, saprolíticos e lateríticos. Concluíu que as correlações deduzidas para solos sedimentares se adaptam quase directamente a solos residuais saprolíticos. Já em relação a solos residuais maduros, os valores de G_0 determinados directamente do "*cross-hole*" apresentaram-se cerca de quatro vezes superiores aos deduzidos pelas correlações para solos sedimentares, antes apresentadas.

ANEXO A.2

Noção de estado estável (crítico)

Na prática a noção de estado estável reflecte uma combinação de propriedades intrínsecas do material "areia", ou seja, compressibilidade (efeito do nível de tensões no comportamento), dimensão dos grãos constituintes e sua distribuição, índices de vazios limites (e_{max}, e_{min}), mineralogia e ângulo de atrito a volume constante.

A diferença entre o índice de vazios natural e o correspondente da *Linha dos Estados Estáveis ("SSL"- "Steady State Line")* - definida por ψ (parâmetro de estado) - relaciona-se proporcionalmente com a dilatância do material nas condições actuais e concomitantemente com ϕ'_p (*pico*). Em condições não drenadas os parâmetros correspondentes, em que se correlaciona ψ, serão, respectivamente, a resistência não drenada e os parâmetros de tensões neutras (Been e Jefferies, 1985).

Importante salientar que para pequenas deformações os parâmetros de deformabilidade (G ou K) não se correlacionam convenientemente com ψ, pelo facto dos factores de fábrica, cimentação, etc., serem neste caso determinantes não se reflectindo em ψ. De facto, o comportamento de um solo pode ser caracterizado por duas variáveis:

(a) parâmetro de estado , ψ , que combina a influência do índice de vazios e da tensão;

(b) um parâmetro de fábrica e(ou) estrutura que caracteriza o arranjo interparticular.

Definindo "estado" em função do binómio índice de vazios e nível de tensão, este deve ser medido em relação a uma condição de referência, que deverá ser única e independente das condições de ensaio originais. Denominada por estado estável (*"SS" - "Steady State"*), admite-se que nesta situação a resposta mecânica não depende da estrutura da areia mas exclusivamente da constituição intrínseca do material (mineralogia, granulometria, etc.). O parâmetro de estado é a diferença dos índices de vazios do estado inicial (natural ou de campo) e o correspondente da linha de estado estável (ver sua determinação no ponto 5.2.3.2).

Esta linha depende fortemente da granulometria do material já que, após rotura, o comportamento volumétrico (dilatância positiva ou negativa) em grandes deformações depende univocamente do sinal daquele parâmetro (negativo ou positivo, respectivamente).

O ângulo de transformação de fase, definido por Ishihara *et al.* (1975) como o ponto em que se dá a mudança brusca da trajectória de tensões não drenada (α), marca a distinção entre comportamento solto (passível de liquefacção) - próprio de valores altamente positivos de ψ - ou denso - próprio de valores ligeiramente positivos ou negativos de ψ. Note-se que esta relação entre ψ e α, traduz muito claramente o potencial de liquefacção.

Importante verificar, que para areias com valores negativos de ψ, o parâmetro de dimensionamento mais significativo é o ângulo de atrito drenado e a resposta volumétrica. Assim, há uma dependência grande entre ψ negativo e o valor mais ou menos acentuado do pico e um desaparecimento destes com os valores baixos de ψ (ainda que negativos) e com o aparecimento de ψ positivos. O mesmo se verifica com o comportamento volumétrico.

Esta correspondência é semelhante à tendência da formulação clássica de Rowe (1962) que demonstra haver uma directa correlação entre a diferença de ϕ'_p e ϕ'_{cv} e a razão de dilatância (razão entre a variação volumétrica e a extensão linear em triaxial $d\varepsilon_v / d\varepsilon_a$ e em corte directo $dy / dx = \mathrm{tg}\,\overline{\psi}$). A mesma tendência é proposta por Bolton (1986):

$$\phi'_p - \phi'_{cv} = 0{,}8\overline{\psi} \qquad \text{(A.2.1)}$$

Contudo, tanto ϕ'_p como $\overline{\psi}$ são parâmetros do comportamento, enquanto ψ é um único parâmetro físico, pelo que é preferível relacionar cada um dos comportamentos (pico e volumétrico) com um parâmetro fundamental, do que cruzar comportamentos derivados (Been e Jefferies, 1985).

Resumindo, o conceito de parâmetro de estado ψ tem vantagens em relação à compacidade relativa por ter em consideração a influência simultânea do nível de tensão, densidade (ϕ'_{cv} - ângulo de atrito no estado estacionário), compressibilidade, forma e dimensão das partículas (em particular a presença de silte), uniformidade das mesmas e sua mineralogia, ao contrário de $\overline{\psi}$ que ignora todos estes factores à excepção da densidade (para além da grande sensibilidade de D_r à operação laboratorial). Este parâmetro de estado é potencialmente mais envolvente que as formulações baseadas na mecânica de solos dos estados críticos. Esta última divide o comportamento dos solos em dois campos ("húmido e seco") através de uma única superfície de cedência num instante, falhando, na realidade, por se provar não existir uma única linha de consolidação virgem nas areias, além da dificuldade

em determinar em ensaios de laboratório correntes essa linha. Ao contrário, o conceito de parâmetro de estado exige uma série de ensaios triaxiais clássicos de compressão (preferencialmente não drenados), perfeitamente exequíveis, sendo o resultado um único e reprodutível estado de referência (ver ponto 5.2.3.2).

Note-se ainda que as propriedades mecânicas das areias são influenciadas pelas variações de volume durante o ensaio, resultado da combinação do estado de tensão e índice de vazios, durante e em cada instante do ensaio, sendo o ponto de estado estável um resultado desta dupla evolução e não dos estados iniciais ou de cada um isoladamente. Todos estes estudos são legítimos e fiáveis em areias reconstituídas em laboratório mas devem ser adaptados às condições reais dos maciços naturais, já que ficam a faltar os factores de fábrica e estrutura cimentada. Alargar o conceito a estas situações pode passar pela introdução de um segundo parâmetro em acréscimo ao anterior, ou simplesmente de um único, partindo de ensaios sobre amostras em boas condições - o que não será complicado se a amostragem seguir os trâmites já referidos em pontos anteriores (Been *et al.*, 1991).

Na bibliografia encontram-se duas tendências que apontam para uma coincidência de linhas de estados críticos e estáveis (Poulos *et al.*, 1988 e Been *et al.*, 1991) ou para uma significativa diferença entre as mesmas (Castro, 1969 e Alarcon-Guzman *et al.*, 1988). Esta última diferença é evidente em areias colapsíveis e atribuída à súbita mudança do arranjo das partículas que aparece próxima da mobilização da resistência de pico. A linha de estados críticos é definida pelos pontos de pico a partir dos quais se inicia o amolecimento deformacional e a linha dos estados estáveis a que demarca a fronteira a partir da qual as tensões estabilizam na resistência última ou residual. Existem nas areias colapsíveis solicitadas em condições não drenadas três regiões limitadas por aquelas linhas (Figura A.2.1):

(i) na primeira zona (I) a areia exibe um comportamento de amolecimento pós pico (a pequenas deformações) com quebra evidente da resistência até à estabilização de uma linha de estados estáveis (resistência última ou residual) - que depende das características granulométricas e mineralógicas e do índice de vazios;

(ii) numa segunda zona (II), de transição, a resistência decresce até um valor residual (pós pico) numa zona limitada de tensões de corte, mas prossegue a partir daí com um reganho de resistência (endurecimento) à medida que a deformação mobiliza dilatância e consequente redução da pressão neutra (a trajectória de tensões em $p'-q$ apresenta uma inflexão aguda);

(iii) numa terceira zona (III), em que a areia apresenta só endurecimento, sendo consequência de um domínio da tendência dilatante, logo de início, seguindo-se de diminuição da pressão neutra (não há pico).

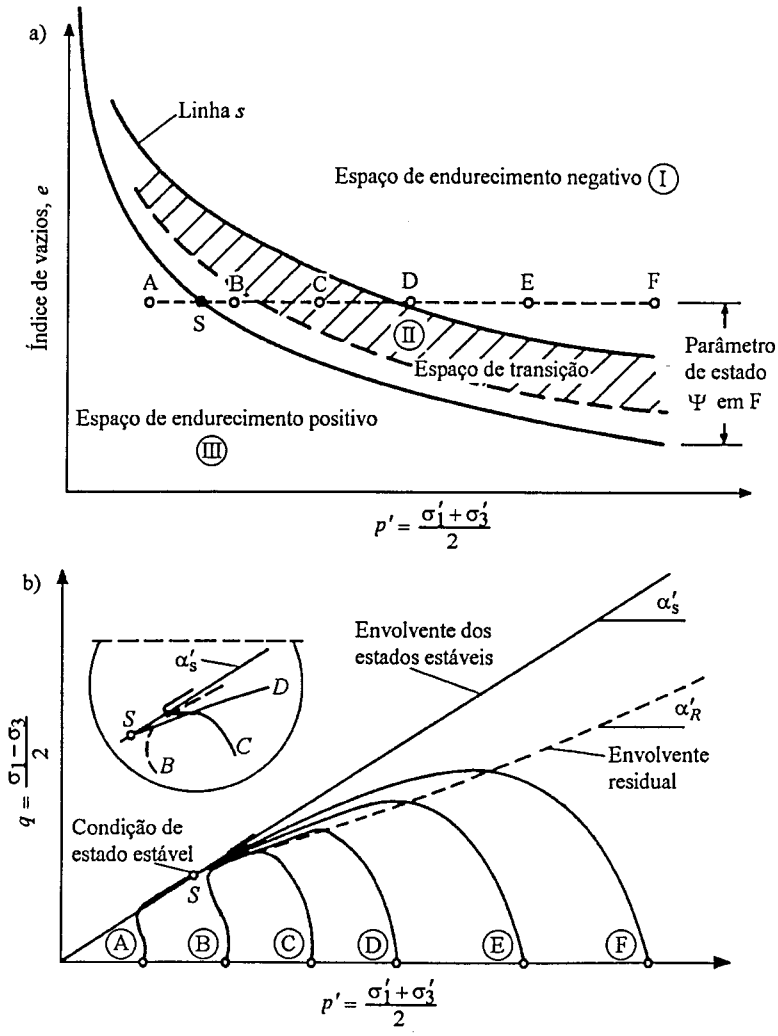


Figura A.2.1 - Comportamento monótono não drenado a volume constante (Been *et al.*, 1991): a) diagrama de estado; b) representação pelos invariantes de tensão.

Assim, a linha dos estados estáveis delimita (I) e (II), enquanto a linha dos estados críticos delimita (II) e (III), sendo a diferença entre as duas linhas - espaço de transição - - consequência exclusiva do colapso, ou seja, de súbito rearranjo das partículas (e isto só se verifica nalgumas areias) que, com a rápida mudança de compressibilidade em relação à deformação distorcional para pequenos valores de deformação acumulada, induz incrementos da pressão neutra muito localizados e transitórios. Estes não se verificam em situações não colapsíveis (onde não haja fragilidade). É ainda um fenómeno indetectável em ensaios drenados correntes.

Capítulo 3

DESCRIÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL E DOS TRABALHOS REALIZADOS

3.1 - PREPARAÇÃO DO ENSAIO

O plano da presente tese estabelecia como absolutamente fundamental a realização de um largo conjunto de ensaios dos mais diversos tipos numa zona bem determinada, e definida de modo a que a fosse possível manter dentro de limites controláveis as incertezas devidas à variabilidade inerente aos maciços de solos residuais do granito.

Com esse objectivo, resolveu-se estabelecer o campo experimental nos terrenos aonde estava em construção o novo Hospital Distrital de Matosinhos. Essa decisão baseou-se na ponderação dos seguintes factores imprescindíveis para a prossecução dos objectivos traçados:

- disponibilidade de espaço;
- interesse e vontade de cooperação quer do Dono da Obra quer do Empreiteiro;
- maciço granítico exibindo perfis de alteração típicos da cidade do Porto;
- níveis superficiais de solo residual (saprólito, grau de alteração W_5 da classificação da ISRM) que, tanto quanto à partida se podia saber, possuíam a possança e as características mecânicas compatíveis com a possibilidade de, em estruturas correntes, serem adoptadas fundações directas.

Os elementos então disponíveis indicavam, no entanto, que as anteriores condições não eram particularmente favoráveis, o que foi considerado um factor potenciador da importância e relevância prática das conclusões que se procurava obter.

3.2 - SELECÇÃO DO LOCAL

3.2.1 - Preâmbulo

O novo Hospital Distrital de Matosinhos situa-se próximo da Senhora da Hora e do limite do município do Porto (ver planta de localização na Figura 3.1.a).

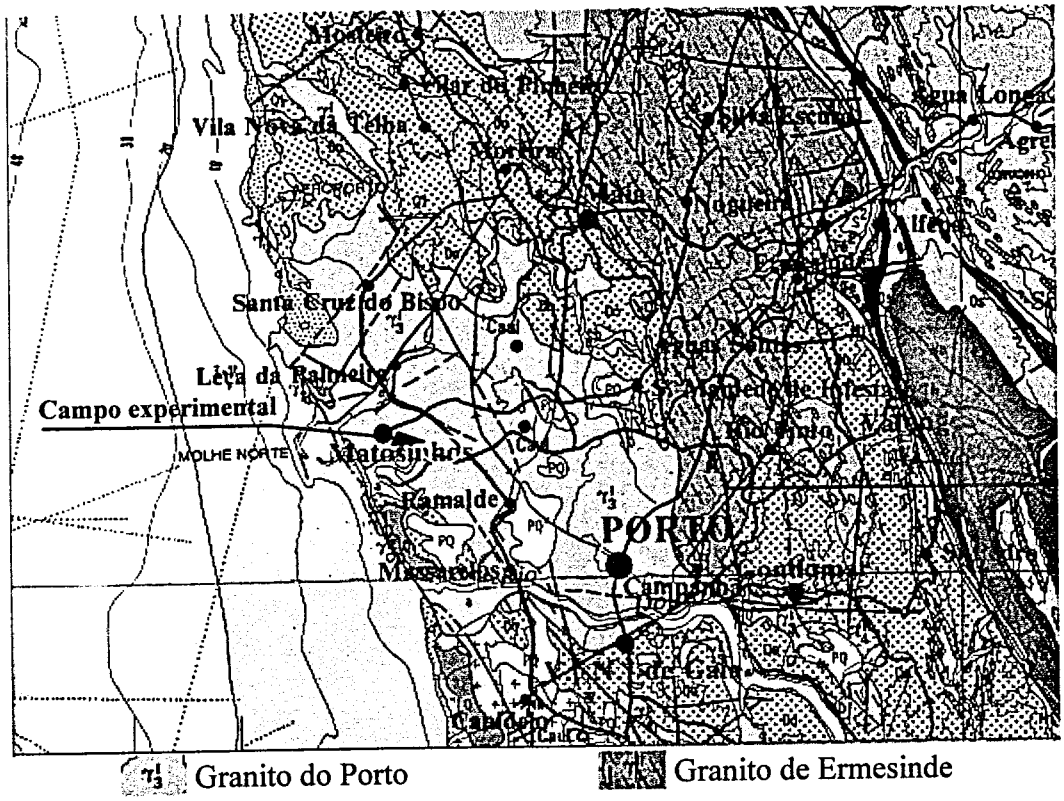
Em termos geológicos, as formações existentes incluem-se no denominado granito do Porto, cuja composição química e mineralógica e factores e processos de alteração foram genericamente descritas no parágrafo 1.5.

Para a definição das condições de fundação do hospital, o Dono da Obra encomendou um estudo geológico-geotécnico à empresa Sopecate (1987), tendo sido executadas 21 sondagens de percussão e 162 ensaios SPT. Posteriormente, o Empreiteiro, a empresa Construções Técnicas, realizou 6 novas sondagens bem como os usuais ensaios SPT. As formações detectadas foram descritas do seguinte modo (Sopecate, 1987/Construções Técnicas, 1990):

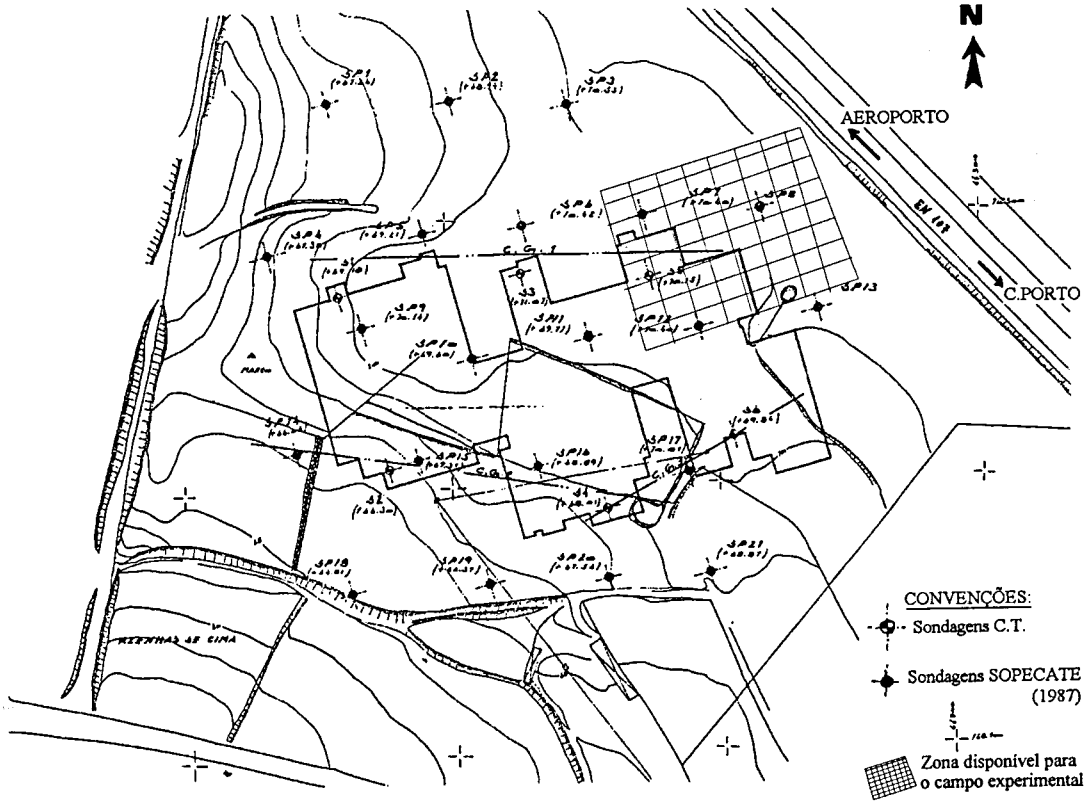
> *"... formações graníticas (granitos do Porto) localmente recobertos por capas de solos superficiais, essencialmente vegetais (...). O substrato granítico apresenta-se alterado, com variações gradativas mas com distribuição irregular. Na parte superior do maciço aparecem várias ocorrências de granitos decompostos ou muito alterados, alternando com outras zonas onde se detectaram granitos medianamente a pouco alterados. (...) Esta distribuição não se processa de forma regular e poderá estar relacionada com a rede de diaclasamento instalada no maciço. Em profundidade, verifica-se uma diminuição do grau de alteração do maciço, registando-se a ocorrência de granitos ainda alterados mas apenas arenizados".*

Para a implantação do campo experimental o Dono da Obra disponibilizou uma determinada zona que, por um lado, não colidia com o prosseguimento da construção do hospital e, por outro, parecia possuir as condições necessárias. Na Figura 3.1b mostra-se a localização dessa zona e na Figura 3.2 resumem-se os resultados dos ensaios SPT realizados em furos de sondagem (SP7, 8, 12 e 13, da Sopecate, e S5, das Construções Técnicas, com o posicionamento indicado na Figura 3.1b) situados nas proximidades daquela.

Em seguida, seleccionou-se o local para base da campanha experimental descrita neste e nos capítulos subsequentes, o qual devia possuir a homogeneidade e o grau de alteração desejáveis, aspectos que, como mostram os resultados prévios apresentados na Figura 3.2, exigiam um estudo mais pormenorizado.



a)



b)

Figura 3.1 - Localização do Campo Experimental: a) planta de pormenor da carta geológica à escala 1/200000 (Pereira *et al.*, 1992) com localização do novo Hospital de Matosinhos; b) localização da zona de trabalho - enquadramento na planta de sondagens preliminares (Construções Técnicas, 1990).

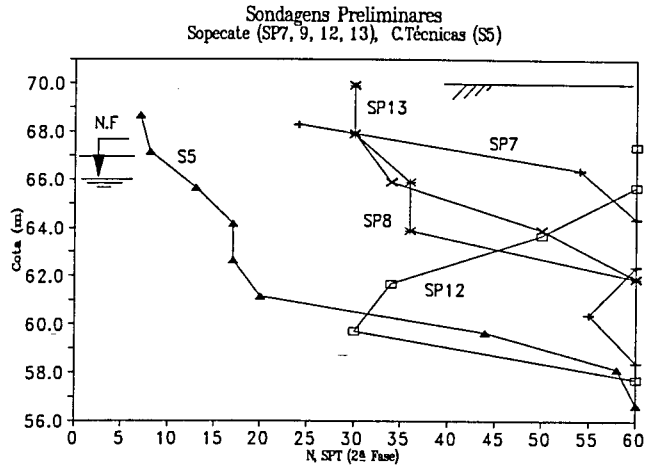


Figura 3.2 - Resultados dos ensaios SPT realizados pela Sopecate e pelas Construções Técnicas próximo da zona de localização do campo experimental.

O elemento central da campanha experimental consistiu na realização de um ensaio em escala natural de uma sapata com diâmetro igual a 1,20 m. Daí que se tivesse considerado desejável que o grau de alteração do maciço de fundação da sapata fosse relativamente homogéneo até pelo menos 4 a 5 metros de profundidade.

Assim, procedeu-se à realização de 13 sondagens com um penetrómetro dinâmico (ligeiro) em pontos dispostos numa malha em planta relativamente densa, tal como ilustra a Figura 3.3.

Além disso entendeu-se ser conveniente proceder a uma avaliação preliminar e expedita do maciço em causa, tendo-se efectuado 4 ensaios de carga em placa (dois com diâmetro de 0,30 m e outros dois com diâmetro de 0,60 m) nos pontos referenciados na Figura 3.3, bem como 3 ensaios triaxiais em amostras de pequena dimensão (diâmetro de 38mm) recolhidas no local.

3.2.2 - Ensaios preliminares com penetrómetro dinâmico ligeiro (DPL)

As características do equipamento usado (da Universidade do Minho) são apresentadas no Quadro 3.1. A operação foi manual pelo que devem ser assumidas algumas reservas em relação à repetibilidade da energia conferida em cada pancada.

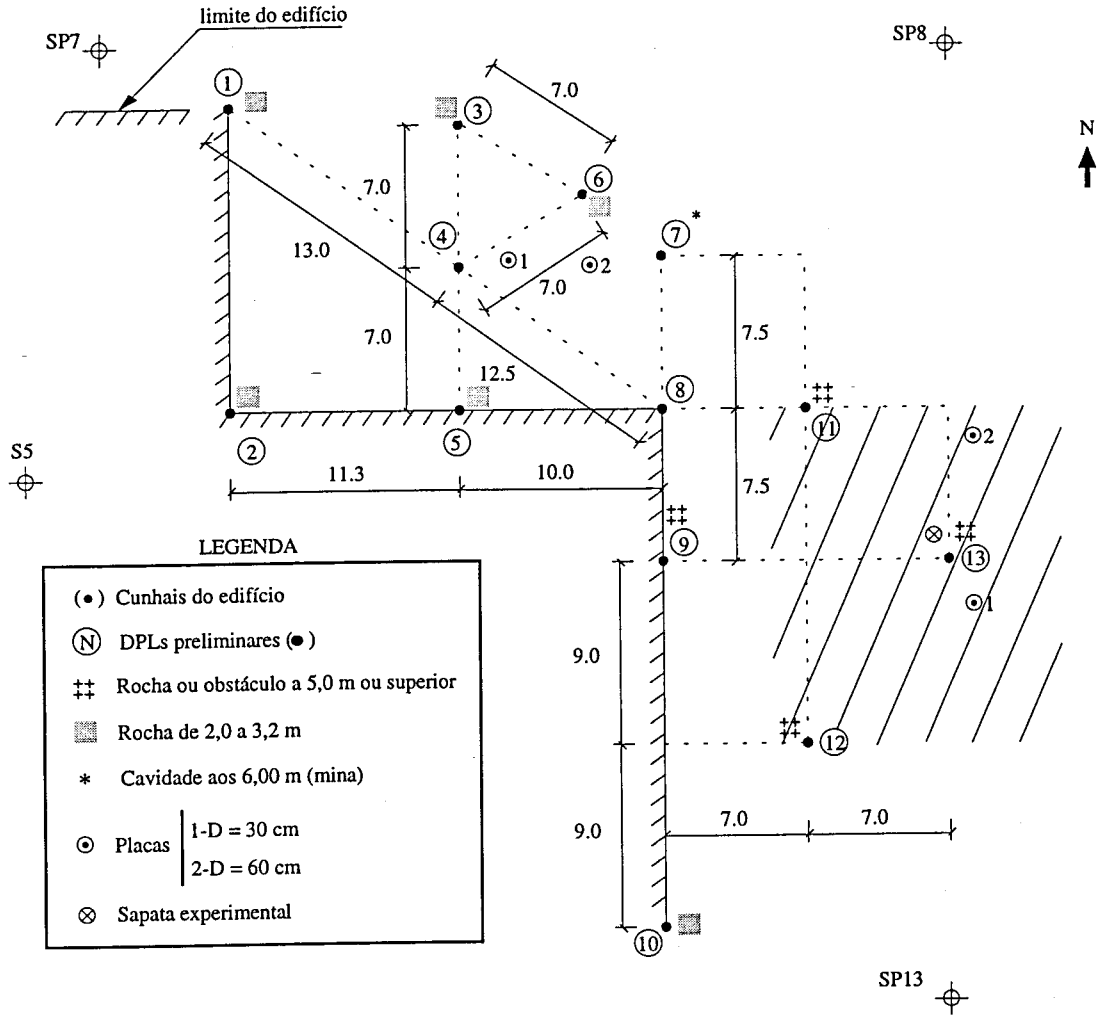


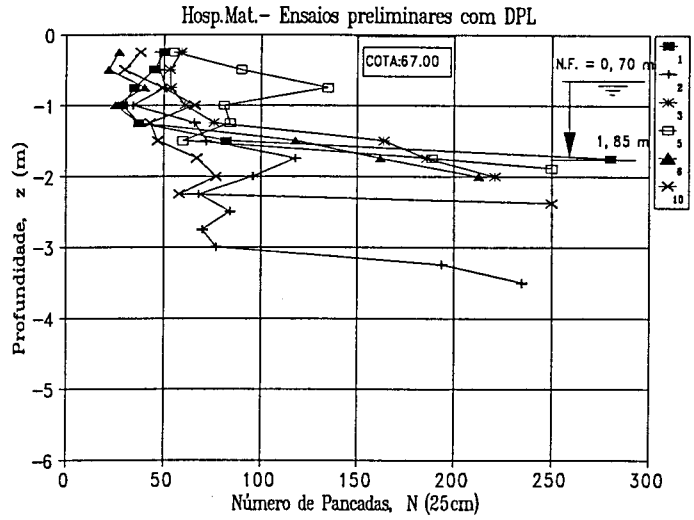
Figura 3.3 - Implantação dos ensaios preliminares para definição do local de ensaio da sapata.

Quadro 3.1 - Características do DPL usado (Universidade do Minho).

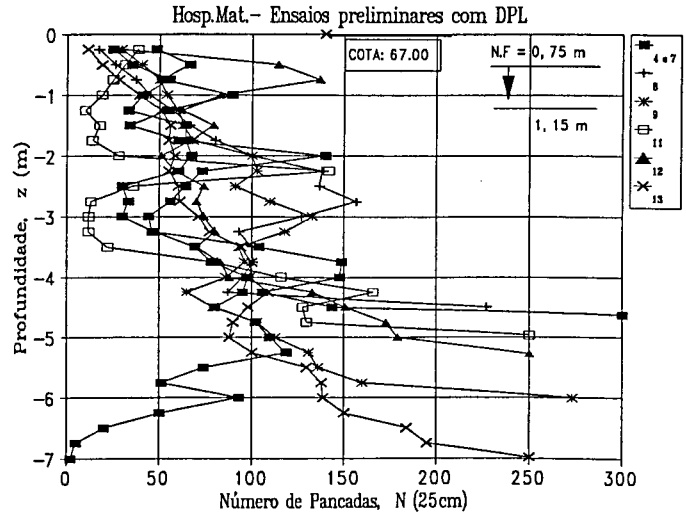
Peso do pilão, $P = M \cdot g$ (kgf)	15
Peso do batente, B (kgf)	4,1
Peso de cada vara, V (kgf)	3,5
Altura de queda, H (cm)	60
Secção da base da ponteira, s (cm^2)	10
Comprimento de penetração, A (cm)	25

Na Figura 3.4 apresentam-se os resultados obtidos agrupados em dois conjuntos com resultados mais ou menos homogéneos. Os ensaios incluídos no primeiro conjunto quedaram-se por profundidades, por apresentarem a "nega" mais cedo (definida para $N_{DPL} > 150$). Este horizonte aparece a profundidades variáveis. Dos resultados das sondagens circundantes e do que se observou durante a construção das estacas e a abertura de fundações

para as caves do hospital, constatou-se que a razão para tal facto não se devia à presença generalizada de rocha menos alterada (W_2-W_3) a esses níveis, mas antes à existência de blocos localizados de pequena a média dimensão incorporados numa matriz mais alterada. Estes blocos não constituem obstáculos para meios energeticamente mais potentes como o SPT ou, mesmo, para penetrómetros dinâmicos mais pesados (DPSH), mas são-no para o ensaio DPL. Este ensaio deve, pois, ser considerado como indicador necessário mas não suficiente do estado de alteração destes maciços e, por isso, tem que ser complementado com outros mais potentes (SPT, DPSH).



a)



b)

Figura 3.4 - Resultados dos ensaios preliminares com o DPL: a) ensaios 1, 2, 3, 5, 6 e 10; b) ensaios 4, 7, 8, 9, 11, 12 e 13.

Na Figura 3.3 indica-se a tracejado a área seleccionada para a experimentação, na qual os perfis dos DPL denotam maior homogeneidade, com valores de 50 a 100 pancadas até profundidades consideradas razoáveis para a sapata que se pretendia ensaiar (D = 1,20 m).

3.2.3 - Ensaios preliminares de carga em placa

Para complementar a avaliação prévia das características do maciço e já com o objectivo de determinar parâmetros de deformabilidade e de resistência preliminares, realizaram-se quatro ensaios com placas de 30 (os ensaios 1 e 3) e 60 cm (os ensaios 2 e 4) nos pontos indicados na Figura 3.3.

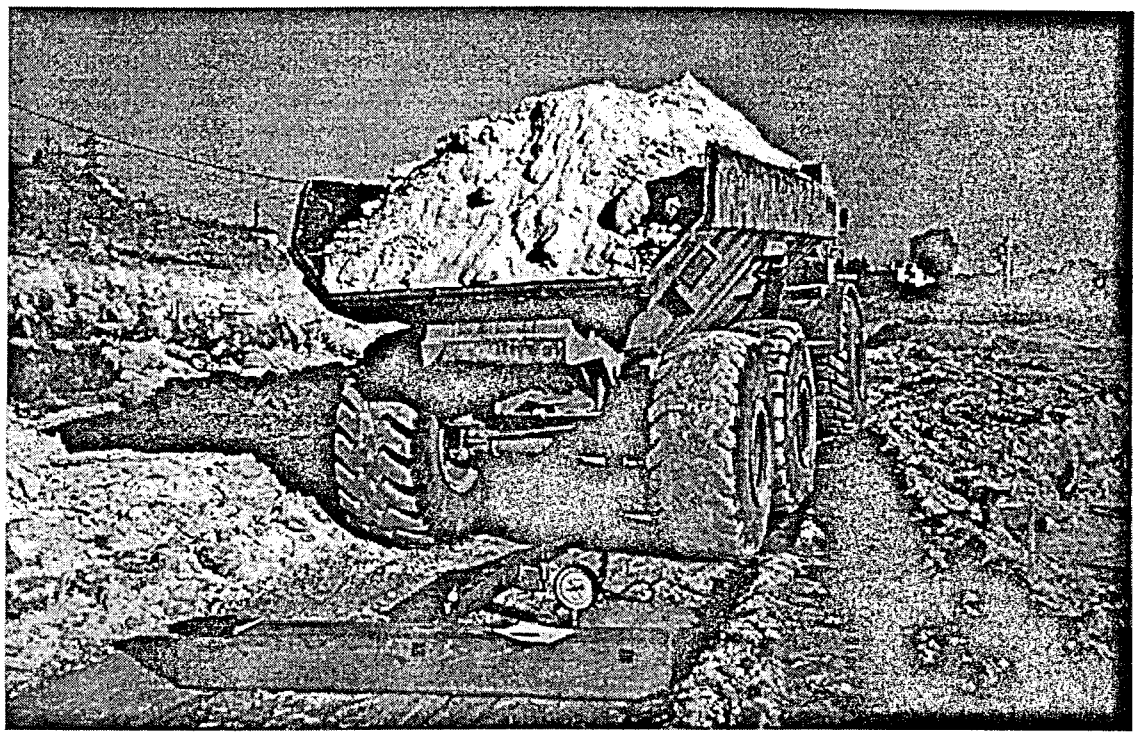
Para o efeito recorreu-se à reacção de um camião tipo "dumper" de 30 tf de carga no eixo traseiro. O controlo das deformações foi feito com o auxílio de uma viga tipo Benkelmann com uma lança de 2,20 m apoiada para além da zona de influência dos assentamentos. A estabilização da deformação em cada escalão de carga no intervalo de 5 minutos foi considerada suficiente, nesta fase preliminar.

Na Figura 3.5 ilustra-se a montagem de um ensaio e o aspecto da rotura que se deu por punçoamento do terreno, sem desenvolvimento das cunhas clássicas de rotura.

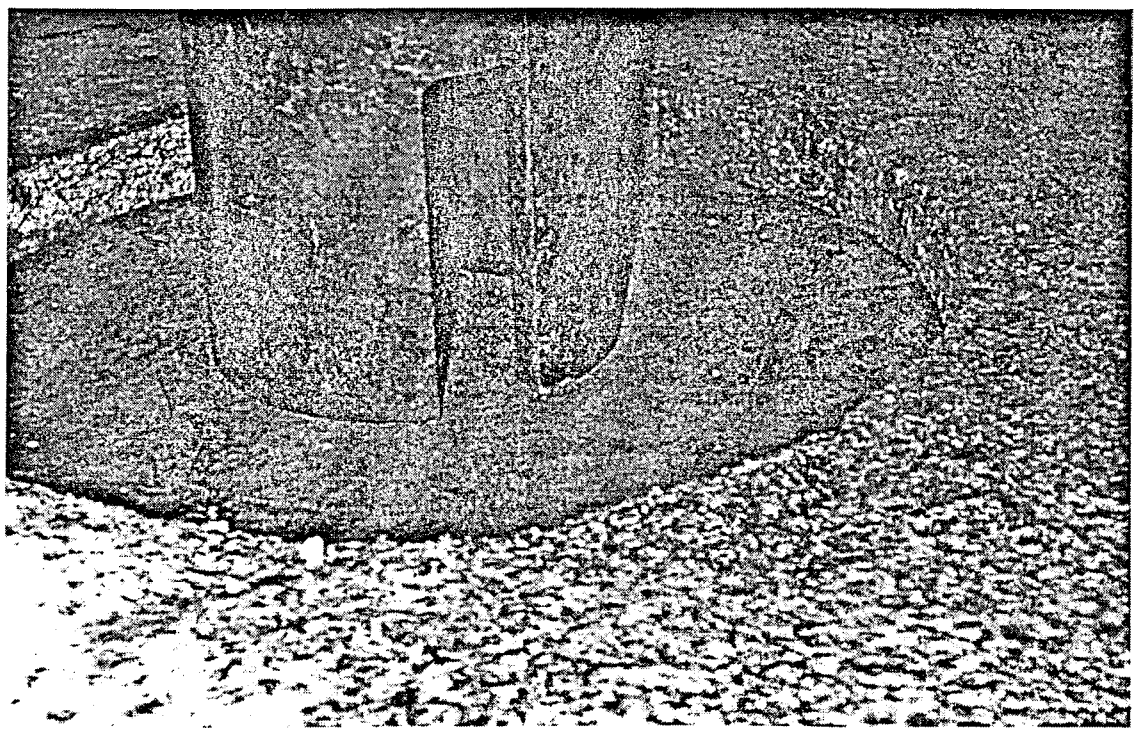
Pode ver-se na Figura 3.6, este tipo de rotura não é facilmente detectada nas curvas carga-assentamento (há contínuo adensamento do solo carregado). Como foi referido no Capítulo 2, a rotura do tipo localizada ou por punçoamento pode ser definida por um dos dois critérios seguintes:

(i) o ponto a partir do qual a curva carga-assentamento passa a ter tangente constante;
(ii) o ponto de raio mínimo da curva log tensão *versus* log assentamento.

O segundo critério parece ser neste caso de aplicação mais substancial. A título exemplificativo, na Figura 3.7 mostra-se a curva log q *versus* log s correspondente ao ensaio 3. O valor da tensão de rotura (ou pelo menos de uma cedência plástica) avaliado por estas curvas parece oscilar entre os 550 e 650 kPa, dependendo da dimensão das placas ensaiadas, sendo as discrepâncias observadas em cada uma destas dimensões relacionadas com a heterogeneidade própria destes maciços.



a)



b)

Figura 3.5 - Ensaios preliminares de carga em placa: a) montagem; b) aspecto da rotura por punçoamento.

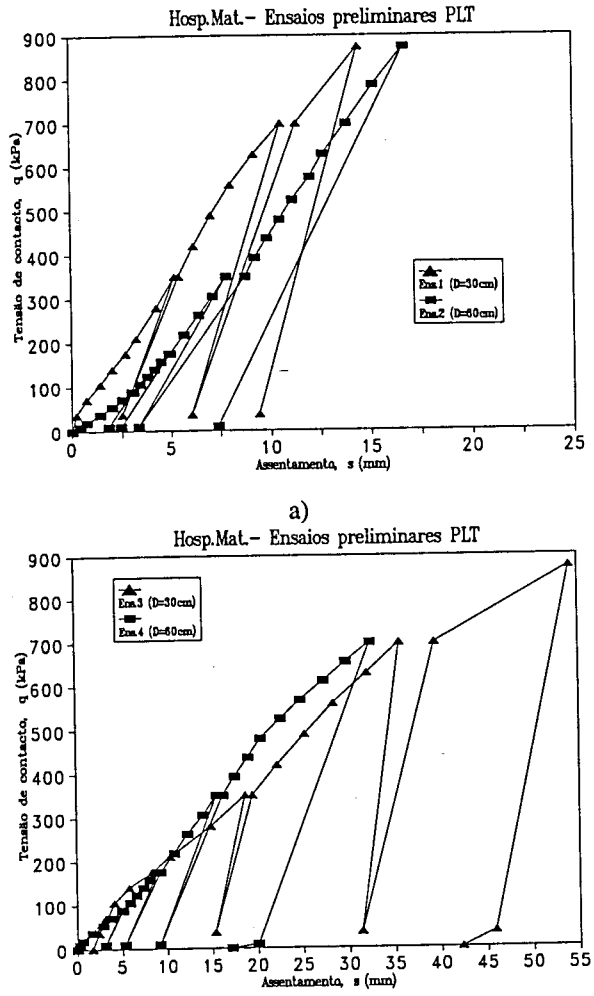


Figura 3.6 - Curvas carga-assentamento dos ensaios de placa preliminares: a) ensaios 1 e 2; b) ensaios 3 e 4.

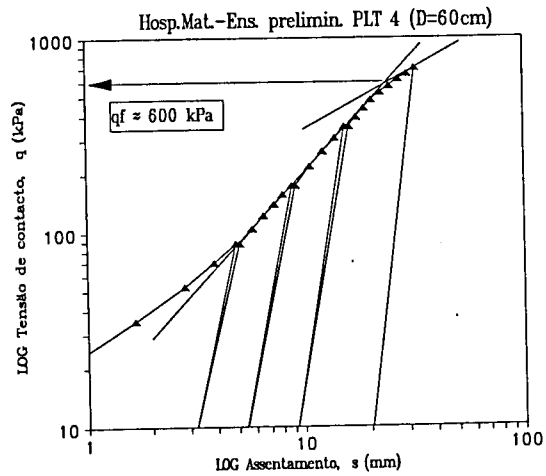


Figura 3.7 - Curva log tensão *versus* log assentamento do ensaio 3.

3.2.4 - Ensaios triaxiais *CIU* preliminares sobre amostras "indeformadas" (*D*=38mm)

Para uma primeira avaliação laboratorial das características de deformabilidade e de resistência deste maciço, recolheram-se amostras de solo indeformado por cravação de amostradores de 38 mm de diâmetro junto aos locais dos ensaios de carga em placa. Embora tenha havido cuidado especial com o índice de área dos amostradores usados, bem como no processo de cravação (alívio contínuo do solo envolvente e perfeita lubrificação das paredes lisas), estava-se ciente da baixa representatividade destes provetes em relação ao maciço, com inevitável perturbação da estrutura (ver no Capítulo 6 a discussão sobre a influência da amostragem). Os resultados obtidos servem, no entanto, como valores de referência provavelmente próximos dos limites inferiores das resistências reais.

Com esses provetes realizaram-se ensaios triaxiais do tipo *CIU*, consolidados isotropicamente às tensões efectivas de 50, 100 e 200 kPa, previamente saturados pelo processo de contrapressão e ensaiados ao corte em condições não drenadas. A opção por ensaios *CIU* deveu-se à maior facilidade na consolidação isotrópica (além de que, então, não havia ainda um valor suficientemente fundamentado de K_0) bem como à maior celeridade dos ensaios não drenados. No Quadro 3.2 apresentam-se os valores dos parâmetros iniciais e os resultantes dos ensaios referidos.

Quadro 3.2 - Resultados dos triaxiais *CIU* preliminares com amostras de D = 38mm e $H \cong$ 80mm.

σ'_c (kPa)	Parâmetros físicos iniciais e finais			
	γ_d (kN/m^3)	w (%)	S_r (%)	e
50	15,7 → 16,5	23,4 → 26,0	95 → 100	0,65 → 0,55
100	15,1 → 16,1	25,2 → 25,1	95 → 100	0,70 → 0,60
200	15,2 → 17,0	24,1 → 23,1	92 → 100	0,69 → 0,51
σ'_c (kPa)	Parâmetros geotécnicos obtidos			
	E_{ti} (MPa)	c_u (kPa)	A_f	Resistência efectiva
50	11,4	199	-0,06	ϕ' = 33° c' = 15 kPa
100	8,3	252	0,08	
200	27,7	412	0,12	

Em geral os valores dos parâmetros físicos oscilam relativamente pouco entre si, pelo que se poderá admitir boa homogeneidade das 3 amostras ensaiadas. O solo apresenta pesos

volúmicos secos naturais baixos, próprios de uma estrutura flocular com volume de vazios relativamente elevado e que resulta do processo de lixiviação. A proximidade do nível freático traduz-se em valores do grau de saturação muito altos, podendo assim o material ser considerado praticamente saturado (níveis de sucção muito baixos).

Os parâmetros de resistência obtidos serviram para estimar a carga de rotura previsível da sapata experimental, para o que se utilizaram as expressões clássicas da capacidade de carga (Eurocódigo 7, 1994).

3.3 - TRABALHOS REALIZADOS

3.3.1 - Preâmbulo

Definido o local de acordo com os critérios e procedimentos atrás descritos, procedeu-se à realização do ensaio em escala natural de uma sapata com diâmetro de 1,20 m. Tal ensaio foi acompanhado de um cuidadoso esquema de instrumentação que incluiu a medição de assentamentos em vários pontos e dos deslocamentos horizontais em diversos perfis verticais. Os procedimentos adoptados e os resultados obtidos são pormenorizadamente referidos no Capítulo 4. A discussão e a análise desses resultados é feita em todos os restantes capítulos da presente tese (Capítulos 4, 5, 6, 7 e 8) sobre diferentes pontos de vista e à medida que os resultados de todos os outros ensaios (de campo e de laboratório) realizados vão sendo explanados e discutidos.

Em associação com o ensaio em escala natural foi realizado um profundo e diversificado trabalho de caracterização geológica e geotécnica que incluiu:

- prospecção mecânica em poços e valas, e sondagens com trados e de percussão;
- amostragem a partir de trados e de ensaios SPT, e em blocos ou tubos recolhidos em poços e valas;
- ensaios *in situ* de carga em placa (diâmetros de 0,30 e 0,60 m), de penetração dinâmica (SPT, DPL e DPSH) e estática (CPT), pressiométricos (Ménard - PMT e autoperfurador - SBPT), "*cross-hole*" (CH) e com o dilatómetro de Marchetti (DMT);
- ensaios de laboratório de caracterização química, mineralógica e física (teor em água, pesos específicos, densidade das partículas,...), de identificação (granulometria e limites de Atterberg), de consolidação, de corte directo e simples e em câmara triaxial (convencional e de trajectórias de tensão impostas).

A realização de ensaios usados na prática geotécnica perseguiu dois objectivos fundamentais:

(i) em primeiro lugar, testar as correlações paramétricas que se encontraram na bibliografia da especialidade, adaptadas aos materiais saprolíticos que, em muito, se distinguem dos que geralmente serviram de base às propostas mais correntes (solos sedimentares);
(ii) em segundo lugar, avaliar a aplicabilidade dos critérios existentes para o dimensionamento de fundações superficiais e que se servem dos parâmetros deduzidos de ensaios como os que foram realizados.

Tais objectivos são sistematicamente perseguidos ao longo dos capítulos subsequentes. No que resta do presente capítulo, depois de se dar uma ideia mais pormenorizada dos trabalhos realizados e de discutir algumas questões relevantes, far-se-á uma descrição cuidadosa das características mineralógicas, químicas, físicas e de identificação do maciço interessado pelo trabalho efectuado.

3.3.2 - Prospecção mecânica

A abordagem genérica das características do terreno seleccionado fez-se com base nas sondagens prévias, realizadas pelo Dono da Obra, tendo-se complementado esse estudo com os ensaios com o DPL antes descritos (13 na base de definição da área da campanha experimental principal e 2 na escolha da área da campanha complementar).

Durante o plano experimental desenvolvido foi possível observar com alguma regularidade os perfis expostos pelos trabalhos de preparação das fundações do edifício, o que foi potenciando o conhecimento da disposição dos perfis de alteração presentes.

Na zona seleccionada foram ainda abertas duas valas de dois metros de profundidade (e dimensões em planta de cerca de $10{,}0\times1{,}5$ m^2) que permitiram a amostragem de solo indeformado que se descreve a seguir.

No âmbito dos trabalhos preparatórios da instrumentação da sapata foram realizadas quatro sondagens de rotação com trado contínuo helicoidal de diâmetro de 75 mm, até cerca de 6,0 m de profundidade em relação à cota 66 (cota da base da sapata experimental). O material recolhido foi analisado granulometricamente e determinados os limites de Atterberg e o peso específico das partículas.

No fim do ensaio da sapata foi aberto um poço de cerca de 2,0 m de diâmetro e cerca de 5,0 m de profundidade abaixo da base daquela, que permitiu uma análise visual da macroestrutura e textura do saprólito envolvido pelos trabalhos experimentais descritos na presente tese. As paredes da vala foram fotografadas de forma contínua o que permitiu um reconhecimento visual de pormenor dessa estrutura.

Além disso, na zona enquadrada pelas sondagens do Dono da Obra e identificadas na Figura 3.2, desenvolveu-se um intenso trabalho de ensaios *in situ* a ser descritos e de que se salientam quatro sondagens à percussão até cerca de 6,0 m abaixo da base da sapata, que permitiram a identificação física do solo em profundidade.

3.3.3 - Amostragem

Para além das amostras dos ensaios SPT, foram analisadas e identificadas amostras recolhidas em trado contínuo, nomeadamente por ocasião da furação para introdução dos tubos inclinométricos para observação do comportamento da sapata experimental (ver Capítulo 4).

Porque estes processos, em particular a retirada de amostras com trados de rotação, alteram muitas vezes a própria composição granulométrica e quase sempre o teor em água do material, fez-se uma amostragem directa a partir de poços e valas. Foram utilizados amostradores biselados de parede fina de aço inox (D=100 mm; h = 300 mm), lubrificados e cravados estaticamente, e blocos de dimensões de 0,5×0,5×0,3 m^3, talhados em valas e posteriormente acondicionados em caixas de madeira humedecida (com preenchimento dos intervalos com areia fina e húmida) que foram, tal como os amostradores metálicos cilíndricos, envolvidas por mortalha humedecida e plástico. Logo que chegadas ao laboratório, todas as amostras foram protegidas com parafina e guardadas em câmara saturada até serem utilizadas (ASTM D4220-83, 1989).

Nas fotografias da Figura 3.8 e 3.9 ilustra-se os dois processos de amostragem. Por sua vez, na Figura 3.10 apresentam-se os processos de subamostragem a partir dos blocos recolhidos no campo. Foram usados para o efeito amostradores de parede fina em aço inox de dimensão e geometria já apropriada às do provete a ser ensaiado e dependente do tipo de enquadramento que foi usado (triaxial, corte directo, edómetro e corte simples - Capítulo 6).

Em relação à questão do tipo de amostrador, refira-se que, mais do que o valor absoluto do índice de área, é a combinação deste com um ângulo do bisel que é mais importante. Clayton (1986) sugere para índices de área de 5, 10 e 20% ângulos máximos de 15°, 12° e 9°, respectivamente. Todos os amostradores usados cumpriram esta combinação.

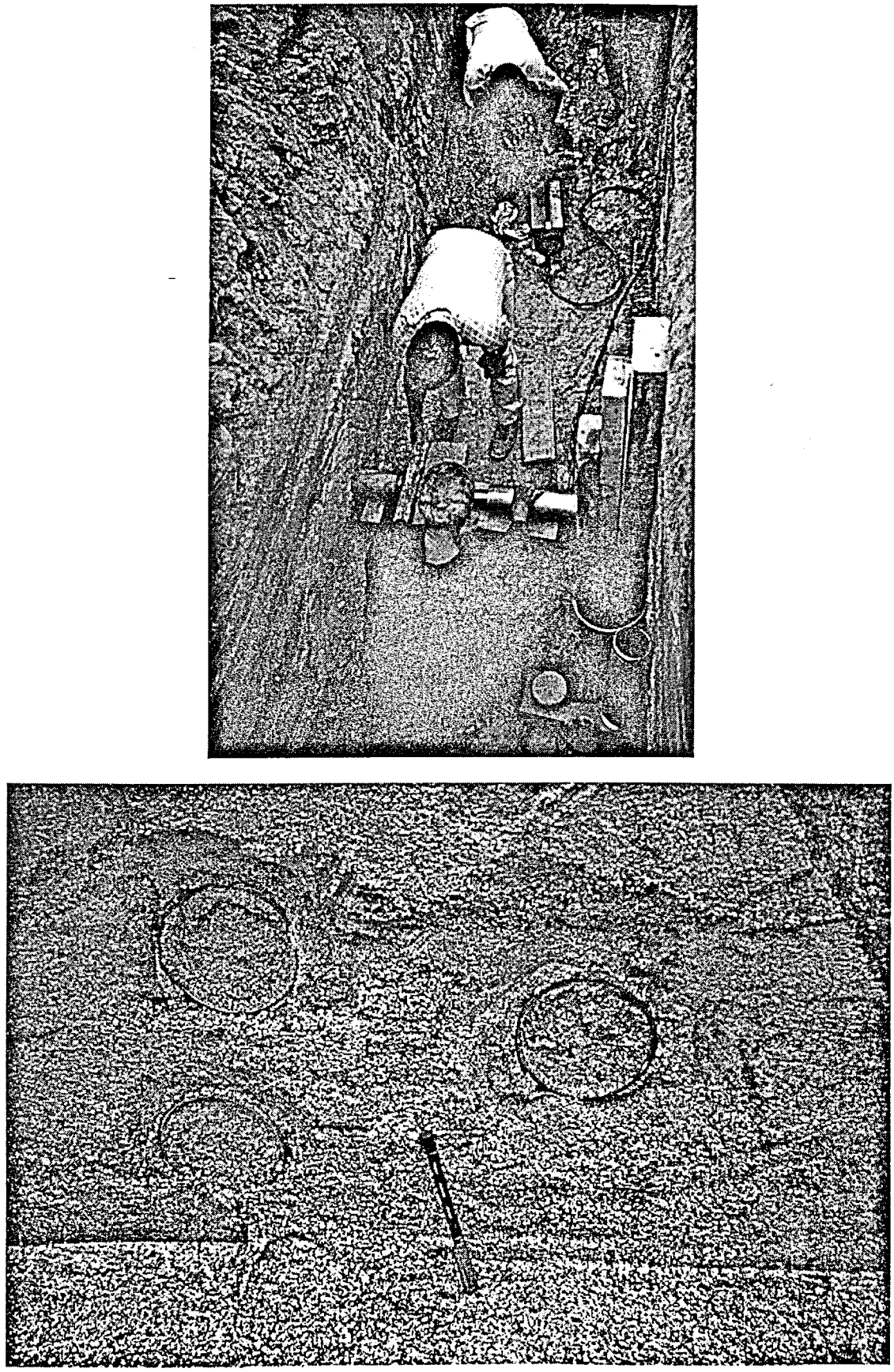


Figura 3.8 - Cravação dos amostradores.

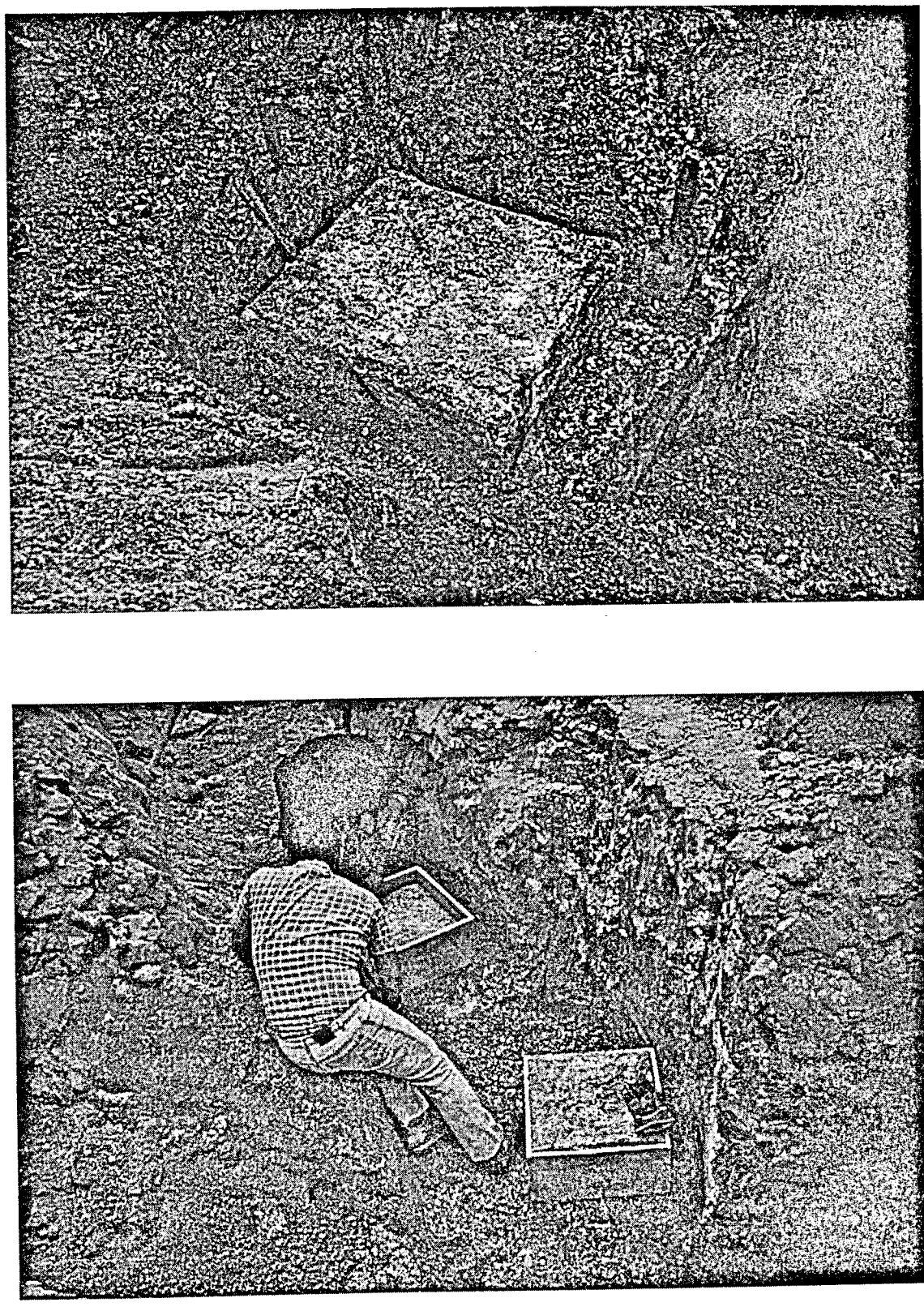
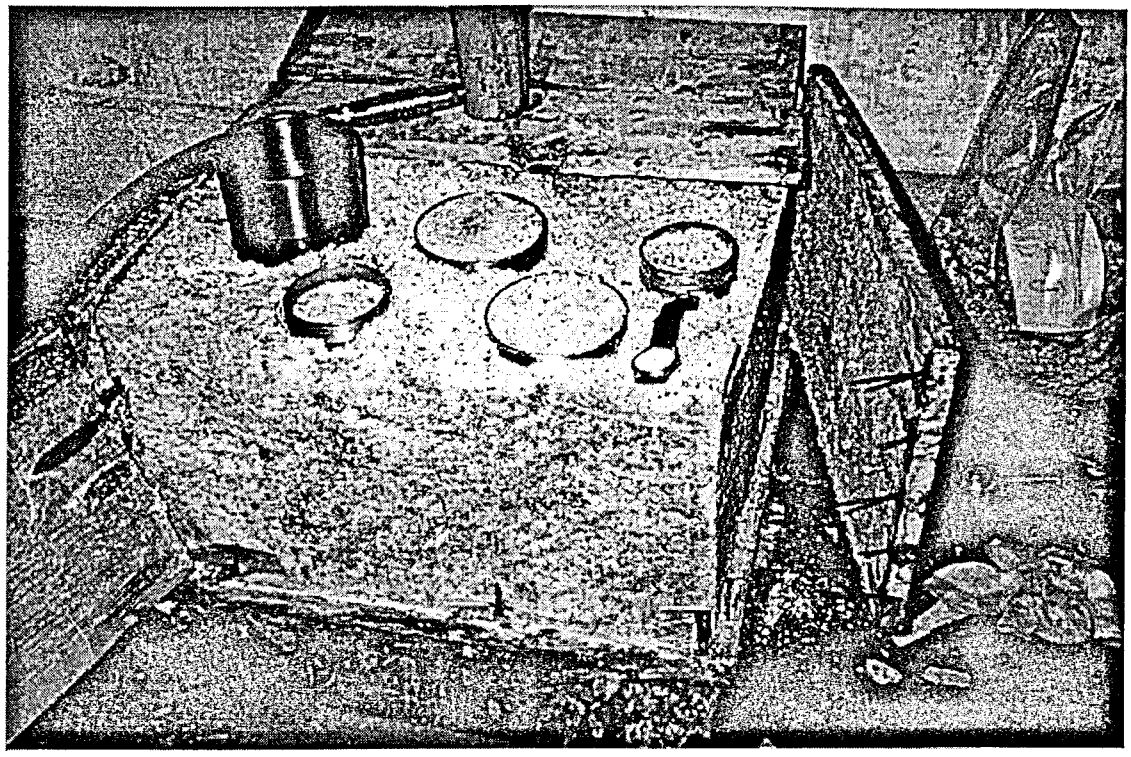


Figura 3.9 - Amostragem em blocos numa vala aberta no campo experimental.



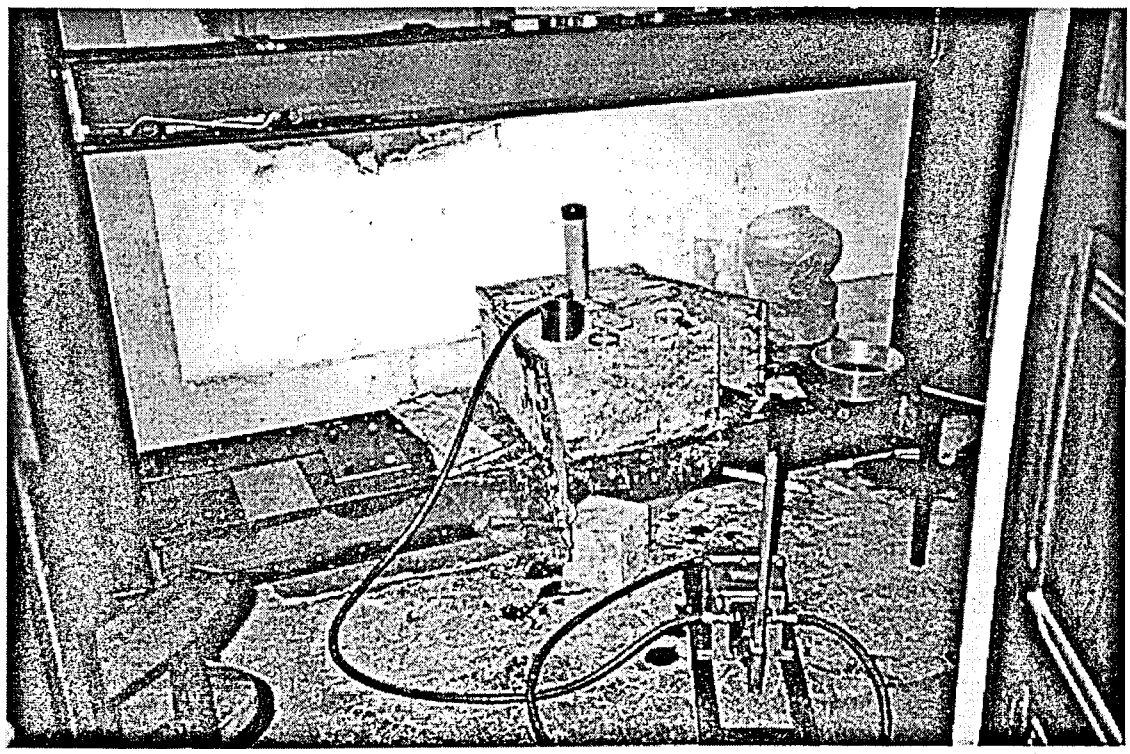


Figura 3.10 - Subamostragem em laboratório a partir dos blocos.

De acordo com a norma alemã DIN 4021 (ou com a norma ASTM D4220-83, 1979) as amostras recolhidas podem classificar-se como:

(i) *amostras recolhidas com trado contínuo (à rotação)*: Classe 4-5 (ou A da ASTM) - há sérias dúvidas sobre a integridade (mesmo granulométrica) das amostras recolhidas, ou seja, há forte probabilidade de mistura de materiais de distintos horizontes e perda de material fino;

(ii) *amostras recolhidas pelo amostrador de Terzaghi* (SPT): Classe 4 (ou B da ASTM) - embora fortemente perturbadas na sua estrutura natural, compacidade e teor em água, dada a recuperação integral (com evidência de alguma fábrica) recolhem a totalidade do material no horizonte ensaiado;

(iii) *amostras recolhidas directamente em poços e valas, conforme descrito*: Classe 1 (ou C e D da ASTM) - embora haja inevitável alívio do estado de tensão de repouso, as amostras assim recolhidas não sofrem distorção nem alteração de volume (amostras indeformadas).

As primeiras foram eliminadas por serem pouco representativas para a caracterização. As segundas permitiram uma análise da evolução das características físicas (granulometria, limites, etc.) em profundidade, pois reportam-se a maiores profundidades. As últimas, recolhidas entre 1,0 e 2,0 m de profundidade abaixo da cota de referência (base da sapata), constituíram a base do trabalho de caracterização mecânica do horizonte saprolítico. Elas permitiram também definir o estado de compacidade (peso volúmico e índice de vazios) e higrométrico (teor em água e grau de saturação) do maciço.

A importância destas amostras é clara, já que só com elas foi possível determinar as bases constitutivas do solo residual de granito cuja modelação se apresentará noutro capítulo. O estabelecimento de características como o comportamento elasto-plástico, a dilatância, o confronto entre estado natural e estado crítico, só é possível graças aos ensaios que se executaram sobre estas amostras, pelo que se salienta o esforço tido na obtenção das mesmas.

3.3.4 - Ensaios *in situ*

A realização dos ensaios *in situ* decorreu em três campanhas. Os ensaios realizados durante a campanha preliminar, descritos em 3.2, serviram fundamentalmente para a selecção do local onde se levou a cabo o ensaio de carga à escala natural.

Os ensaios efectuados durante as campanhas principal e complementar são indicados no Quadro 3.3. Na Figura 3.11 apresenta-se a localização desses ensaios.

Quadro 3.3 - Ensaios *in situ* realizados.

Campanha	Tipo de ensaio	Nº de furos	Nº de ensaios (nº de metros de penetração)	Entidade que colaborou com a FEUP
Preliminar	Carga em placa D = 0,30 m	----	2	U. Minho
	Carga em placa D = 0,60 m	----	2	U. Minho
	DPL	----	13 (55,6 m)	U. Minho
Principal	Sapata D = 1,20 m	----	1	(**)
	Carga em placa D = 0,30 m	----	1	----
	Carga em placa D = 0,60 m	----	1	----
	SPT	4	46	U. Minho
	DPSH	----	2 (19,8 m)	Mota e Cª
	CPT	----	8 (49,0 m)	U. Minho
	PMT	2	5	Mota e Cª
	SBPT	2	4	LNEC/DG/NF
Complementar	DPL	----	2 (10,7 m)	----
	DPSH	----	1 (13,2 m)	Mota e Cª
	CPT	----	1 (4,9 m)	----
	CH	3	32 (*)	LNEC/DG/NP
	DMT	1	22	CICCOPN

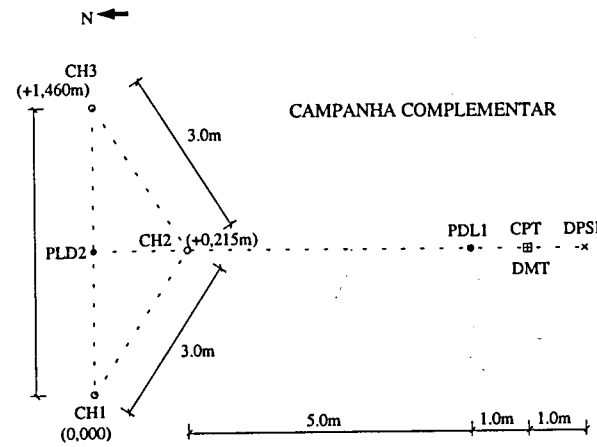
(*) Inclui leituras nos dois sentidos.
(**) Empresas: Construções Técnicas, OPCA, Teixeira Duarte, Soares da Costa (Socometal), SEPSA; U. Minho; LNEC/DG/NF.

Para que o leitor possa ir construindo uma imagem das características do campo experimental, na Figura 3.12 mostra-se os resultados dos ensaios SPT.

Bastante tempo depois de se ter dado por concluída a campanha principal, numa altura em que a área em que esta decorreu já não estava disponível (por se ter iniciado aí a parte correspondente da estrutura do novo Hospital Distrital de Matosinhos), e na sequência dos estudos que vinham sendo efectuados, entendeu-se ser importante a realização de ensaios sísmicos entre furos, vulgarmente denominados "*cross-hole*" (CH), e de ensaios com o dilatómetro de Marchetti (DMT).

Como se pode ver na Figura 3.11, o local adoptado para a realização destes ensaios situava-se próximo (≅ 10-15 m) da zona onde decorreu a campanha anterior, apresentando o terreno características idênticas às daquela zona, como foi confirmado pelos ensaios de penetração dinâmica e estática executados para o efeito.

No Quadro 3.3 enumeram-se também os ensaios que constituíram esta campanha complementar.



MAPEAMENTO DOS ENSAIOS DA CAMPANHA PRINCIPAL

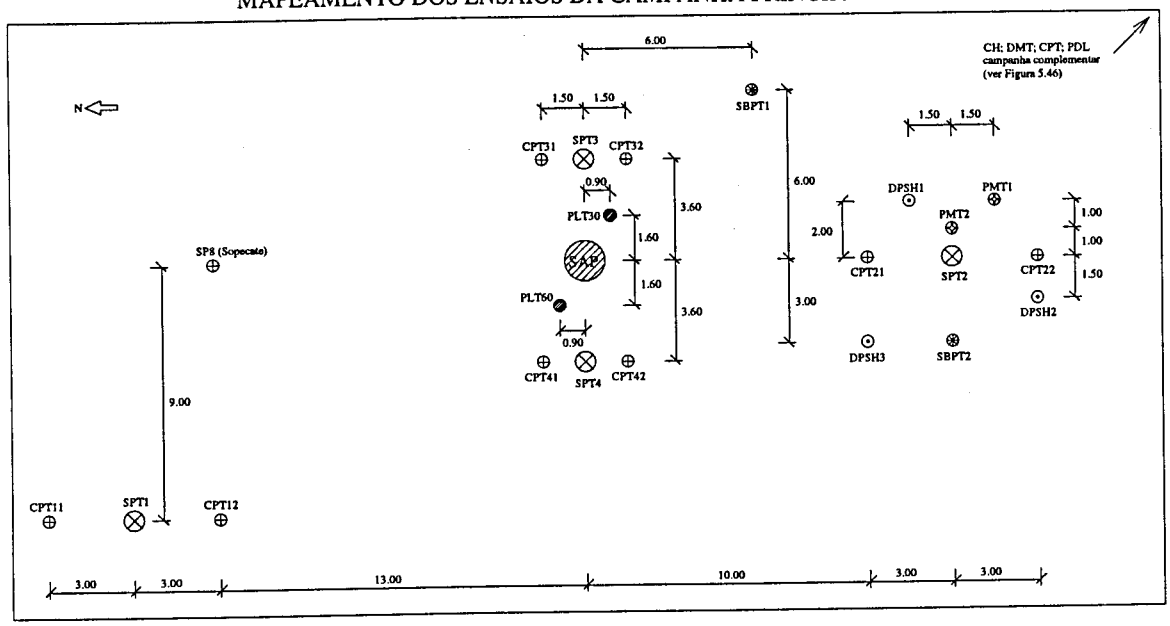


Figura 3.11 - Planta esquemática da localização dos ensaios *in situ* realizados durante as campanhas principal e complementar.

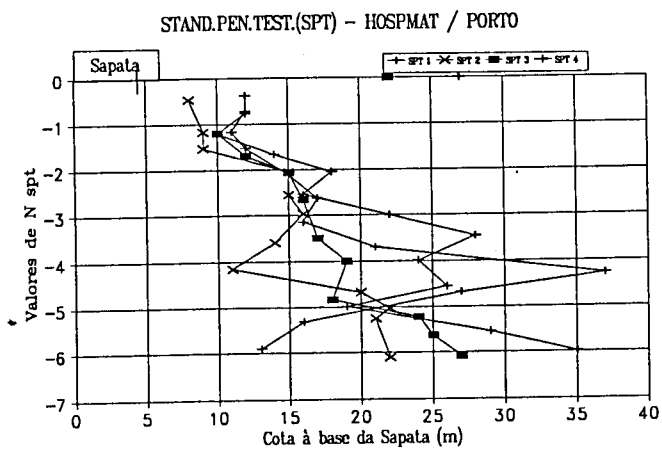


Figura 3.12 - Resultados dos ensaios SPT realizados nos furos das 4 sondagens à percussão.

3.3.5 - Ensaios de laboratório

Foi realizado um número substancial de ensaios de laboratório sobre amostras recolhidas nas sondagens antes descritas e em blocos e tubos amostradores, cuja descrição em pormenor se fará no Capítulo 6. Resumem-se no Quadro 3.4 os ensaios realizados.

3.4 - CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA, QUÍMICA E MINERALÓGICA

3.4.1 - Nota prévia

A identificação de solos residuais é, como se viu atrás, um processo muito particular, já que os termos gerais com que as classificações da Mecânica dos Solos clássica (solos de origem sedimentar) se regem não são directamente aplicáveis, com risco de não se conseguir uma fiável indexação ao comportamento mecânico dos mesmos, objectivo principal dessas classificações.

Quadro 3.4 - Resumo dos tipos e números de ensaios de laboratório realizados para caracterização do saprólito de granito.

Tipo de ensaio	Características do ensaio	Amostra	Número
Análises microscópicas	Mic. óptico com luz transmissiva	Lâminas	2
	Mic. binocular com luz reflectida	Superfícies polidas	4
Análises químicas	Fluorescência de raios X	Remoldadas dos blocos	3
Análises mineralógicas	semi-quantitativa		3
Identificação física	Análises granulométricas + + limites de Atterberg (w_L e w_P) + + peso específico das partículas	Das sondagens com SPT	46(×3)
		Dos trados contínuos	13(×3)
		Dos blocos e tubos amostradores	6(×3)
Compactação	Proctor e modificado	Dois blocos	2
Consolidação unidimensional	Edómetros (D = 50; 70; 125 m) clássicos	Indeformadas (blocos)	9
		Desestruturadas/remoldadas	5
Consolidação isotrópica	Câmaras triaxiais	Indeformadas (blocos e amost.)	3
Avaliação de colapso	Edómetro de Rowe	Indeformadas (blocos e amost.)	2
Determinação de K_0	Câmaras triaxiais com recurso a anel de Bishop	Indeformada	1
		Remoldada	1
Corte directo	Caixas de corte clássica (60×60) e modificada (100×100)	Indeformadas (blocos)	8
		Remoldadas	4
Corte simples	Equipamento NGI (LNEC)	Indeformadas (blocos e amost.)	2
Corte triaxial *	Câmaras triaxiais com distintas dimensões (38 a 100 mm de diâmetro), tipos de instrumentação e condições de consolidação e trajectórias de tensões variáveis	Indeformadas (blocos e amost.)	34
		Remoldadas	9

* dada a grande variabilidade de tipologias e condições de ensaio a sua descrição será feita no Capítulo 6 em pormenor.

Na bibliografia da especialidade (Vaughan, 1985; Rocha Filho, 1985; Lacerda *et al.*, 1986) os resultados dos ensaios clássicos de identificação com vista à classificação dos solos, são considerados insuficientes ou desajustados para os solos residuais dado estes serem muito sensíveis aos processos de preparação das amostras:

(i) *remeximento e desagregação*: sendo esses ensaios realizados após quebra das ligações interparticulares para individualização das partículas passam a reflectir o comportamento de solos de composição granulométrica semelhante mas de estrutura (ainda que com os mesmos valores do índice de vazios e do teor em água) radicalmente diferente;

(ii) *pré-tratamento*: sendo usados correntemente processos de pré-secagem das partículas individualizadas, acompanhadas por desfloculagens químicas, pode (em particular em solos residuais com matéria fina sensível à temperatura de secagem e aos produtos químicos usados) haver destruição de algumas dessas partículas e, consequentemente, modificação da resposta dos solos em termos de plasticidade.

Para o caso do saprólito do Porto estes aspectos têm vindo a ser analisados tendo-se constatado a sua influência nos resultados finais (Viana da Fonseca, 1988).

Os autores que vêm estudando estas questões (referências supracitadas e Irfan, 1988; Massey *et al.*, 1989) sugerem que em complemento aos processos clássicos de identificação, sejam usados processos de análise química e mineralógica que conduzam à definição de índices geológicos e mineralógicos representativos dos graus de meteorização. Nessa via, têm sido introduzidas algumas correlações entre estes índices e as propriedades geotécnicas.

Em contrapartida, outros autores contrariam esta tendência. Wesley (1990) afirma que, segundo o ponto de vista do profissional geotécnico e à luz da prática corrente de classificação com base nos índices clássicos, se deve manter uma postura menos geológica em relação à classificação dos materiais residuais, até porque faltam correlações significativas entre os índices geológicos e as características mecânicas, que importam realmente às obras geotécnicas. Vargas (1992) completa a ideia e afirma mesmo que o uso indiscriminado destas últimas indexações geológicas, estranhas a muitos especialistas geotécnicos, introduzem dúvidas e confusões sobre a natureza dos solos residuais quando analisados para fins geomecânicos.

Em todo o caso, é actualmente aceite que a caracterização dos solos residuais deve comportar duas vertentes: composição (que inclui a granulometria, as características de plasticidade e a mineralogia) e estrutura (macroestrutura, definida por todas as "marcas" visíveis a olho nu, estratificação, fissuração, falhas, bolsas, poros e filões, e microestrutura, não visível a olho nu, que inclui a cimentação interparticular, o entrosamento das partículas,

etc.). A primeira vertente é de cariz clássico, mas deve ser acompanhada por alguma identificação mineralógica. A segunda é mais complexa e os seus efeitos sobre as características mecânicas do meio são muito difíceis de indexar. Porém, a sua avaliação é hoje considerada indispensável.

– A macroestrutura deve ser avaliada visualmente com recurso a sondagens com recuperação e a poços e valas, numa tentativa de bem definir zonas e graus de homogeneização dos maciços. No caso presente (ver 3.4.2) essa análise foi feita nas amostras do SPT, em valas e num poço. Por sua vez, a microestrutura, que tem forte influência no comportamento do material (de acordo com as conclusões dos trabalhos de Viana da Fonseca, 1988, Novais Ferreira e Viana da Fonseca, 1988, Viana da Fonseca, 1991 e Viana da Fonseca *et al.*, 1994), foi estudada através de observações microscópicas (ver 3.4.3). As condicionantes mineralógicas e geoquímicas são analisadas em 3.4.4.

3.4.2 - Descrição macroestrutural

Na selecção do local experimental houve sempre o cuidado de fazer um reconhecimento visual da estrutura do maciço em taludes adjacentes e em escavações já realizadas para o propósito da obra que então arrancava. Neste reconhecimento foram detectadas algumas heterogeneidades que, apesar de não assumirem incidência marcante (tanto em número como em dimensão), constituíram mais um factor de selecção do local. Houve posteriormente cuidados na identificação dessa estrutura (particularmente na componente macroscópica). De facto, tanto na inspecção das valas onde se recolheram os blocos e amostradores para fins laboratoriais, como no poço aberto até cerca de 5,0m de profundidade após execução do ensaio de carga da sapata experimental, constatou-se que a estrutura macroscópica do maciço era relativamente homogénea.

Neste poço, de paredes verticais, fez-se um perfil fotográfico em duas faces (Norte e Sul) para descrever visualmente o horizonte envolvido pela campanha experimental. Na Figura 3.13 apresenta-se o perfil de uma daquelas paredes (Norte).

Do conjunto de observações efectuadas (principalmente no poço) e à luz dos pontos que integram a proposta de Cook e Newill (1988), resulta a seguinte descrição geral das características do horizonte de solo residual:

(i) o material apresenta-se saturado ou praticamente saturado (nível freático médio a 1,0 m da superfície e com baixas oscilações durante o período que comportou a

campanha principal de ensaios *in situ*, da ordem de 0,5-1,0 m); este facto relativiza a importância da sucção matricial e de alguns comportamentos relacionados com a acção da água (ex: expansibilidade, retractibilidade, colapsibilidade e absorção);

(ii) a cor de base da rocha-mãe é branca-acinzentada (granulada) com uma tonalidade parda amarelada; este tom amarelado é mais intenso numas zonas do que noutras e relaciona-se também com alguma diferença mineralógica da rocha-mãe; definem-se bem pela coloração algumas intrusões ou bolsas localizadas mais alteradas, próximas da superfície (manchas caulinizadas esbranquiçadas em alvéolos amarelo-avermelhados, próprios de deposição ferromagnesiana, - ver Figura 3.13 entre 0,75 a -1.15 m); no meio da coloração dominante (cinzento-esbranquiçada matizada) aparece à cota -1,95 a -2,10 m um estrato mais esbranquiçado com maior incidência quartzosa que poderá resultar de alguma concentração siliciosa e(ou) de alguma intrusão mais estável (maior quantidade de feldspatos sódicos) e que, possuindo maior permeabilidade, faculta a deposição subjacentemente de pequenas partículas ferromagnesianas; abaixo desta cota e até ao fundo do poço, a coloração mantém-se matizada cinzento-esbranquiçada mas mais fina, denotando maior homogeneidade; raias direccionais (listadas) de cor um pouco distinta denotam algum diaclasamento neste horizonte, definindo-se crescentemente em profundidade; em geral a cor aclara após secagem;

(iii) a resistência do terreno posto a descoberto pelo poço é gradualmente crescente em profundidade, embora até à profundidade atingida (cerca de 5 m abaixo da superfície do terreno, rebaixada de 1m para o ensaio de carga) esse poço tenha sido aberto com pá retroescavadora sem denotar presença de blocos embargadores do progresso; com uma colher de pedreiro era relativamente fácil desagregar o material nas faces do poço até à profundidade atingida, o que corresponde à classe "V" de Martin e Hencher (1986); nas amostras dos ensaios SPT estas tendências foram confirmadas, sendo normalmente mais difícil a desagregação das amostras correspondentes a N_{SPT} superiores a 20; notava-se, contudo, uma clara cimentação interparticular que se traduzia na grande estabilidade das paredes do poço (bem como de todas as outras escavações da obra) e na boa integridade das amostras, recolhidas e manuseadas;

(iv) a fábrica do material residual caracteriza-se por uma razoavelmente homogénea disposição das partículas, sem foliação ou estratificação, sendo preservada a uniformidade da rocha que lhe deu origem;

(v) as partículas predominantes são aparentemente de grão médio a grosseiro, simétricas e angulosas; partículas mais dispersas claramente laminares e

floculares correspondem às micas que neste granito são de dois tipos (biotite e moscovite);

(vi) o peso volúmico da massa caracterizada nas paredes das valas ou nos tarolos das sondagens é relativamente baixo, denotando alguma porosidade da estrutura aberta, com estabilidade de pontes cimentadas;

(vii) a resistência ao manuseamento perde-se após perturbação das amostras; são contudo estáveis desde que factores externos (tão naturais como o próprio desequilíbrio por percolação da água) não interfira; na condição saturada não denotam expansibilidade ou descompressão evidente; o manuseamento da massa denota baixa ou nenhuma plasticidade;

(viii) a mineralogia primária aparece bem representada e corresponde aos elementos de quartzo, feldspatos sódicos (plagioclases) e potássicos e micas, estas últimas alteradas; os minerais secundários - caulinite e ferromagnesianos oxidados - são mais frequentes próximo da superfície (manchas esbranquiçadas e avermelhadas, respectivamente) e algo disseminados na matriz primária.

Em conclusão, dir-se-á que a macroestrutura é praticamente uniforme numa mancha subsuperficial (até cerca de 3 m), passando a maior profundidade a detectar-se algumas linhas de diaclasamento fechadas, sem relevância no comportamento mecânico do maciço. Ou seja, verifica-se uma bastante boa homogeneidade da textura do maciço na zona que se escolheu. O andamento das propriedades físicas (granulométricas e limites) e mecânicas (traduzidas pelos ensaios que se descrevem a seguir) em profundidade reflectem bem esta homogeneidade visual. Note-se que não se detectaram bolsadas ou intrusões significativas de materiais distintos na matriz mais granular nem havia qualquer sinal aparente de disposição orientada das partículas (própria de solos sedimentares), o que corrobora a ideia de que estes solos residuais do granito, quando homogéneos, não exibem significativa heterogeneidade estrutural nem anisotropia inerente. Por outro lado, as singularidades existentes não eram em número e dimensão suficiente para que o comportamento mecânico fosse significativamente influenciado por elas.

3.4.3 - Descrição microestrutural

Aquando de um estágio na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC/RJ) contou-se com a colaboração do Professor Franklin Antunes para uma observação de lâminas delgadas do solo residual (preparadas no Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio de Janeiro) em microscópio óptico com luz transmissiva (da marca Wild-Leitz).

Fig. 3.13 - Perfil fotográfico das paredes do poço aberto no maciço subjacente à sapata experimental.

Verificou-se então que (Figura 3.14):

(i) a estrutura maciça está fortemente clivada, com alteração dos feldspatos;
(ii) não se notam pontes de cimentação do tipo de precipitação de sílica em alumínio sob a forma de gibsite (fortemente ligante) - facto confirmado pela análise química posterior - mas um cimento fraco de matriz branca e fina, em mica alterada (ou em alteração) e feldspatos em evolução para aquelas ou para a caulinite; parece clara, em certas zonas, a evolução da própria mica para caulinite;
(iii) há alguns vestígios de clivagem dos feldspatos, sendo as fracturas preenchidas pela argila.

Concluiu-se que se trata de um solo tipicamente saprolítico, com elevado grau de intemperismo e com coloração esbranquiçada pela baixa presença de biotite.

Na mesma altura prepararam-se superfícies polidas do material alterado a fim de serem analisadas num microscópio binocular com luz reflectida (também na PUC/RJ e com a colaboração do Professor Franklin Antunes). Dessa análise, que se ilustra nas fotografias da Figura 3.15, constatou-se:

(i) a presença evidente dos dois tipos de feldspatos, estando o potássico (ortoclase) menos alterado, ainda com os planos de clivagem, e o sódico mais alterado (sem vestígios daqueles planos);
(ii) a existência de manchas esbranquiçadas a amareladas de argila (caulinite) resultantes da evolução dos feldspatos (especialmente sódicos) impregnados pela biotite;
(iii) a presença dos dois tipos de mica, estando a biotite mais alterada do que a moscovite (esta mais resistente por ter origem num magma mais ácido); esta última é mais abundante, estando incluída na massa branca do feldspato alterado; pelo facto de a rocha sã apresentar alguma moscovite (Costa e Teixeira, 1957) parece haver uma tendência para um processo de alteração intermédio do feldspato, ou seja, este mineral parece evoluir para a mica branca e esta para a caulinite (estrutura originalmente tridimensional, evoluindo para laminar e, finalmente, para microlaminar);
(iv) a fracturação do quartzo (cinzento esbranquiçado);
(v) a evidência de alguma estruturação da rocha base (primária) sendo, no entanto, a porosidade muito elevada fruto de forte lixiviação (dissolução dos elementos base);
(vi) o comportamento frágil, em especial nas zonas onde a mica se encontra mais alterada.

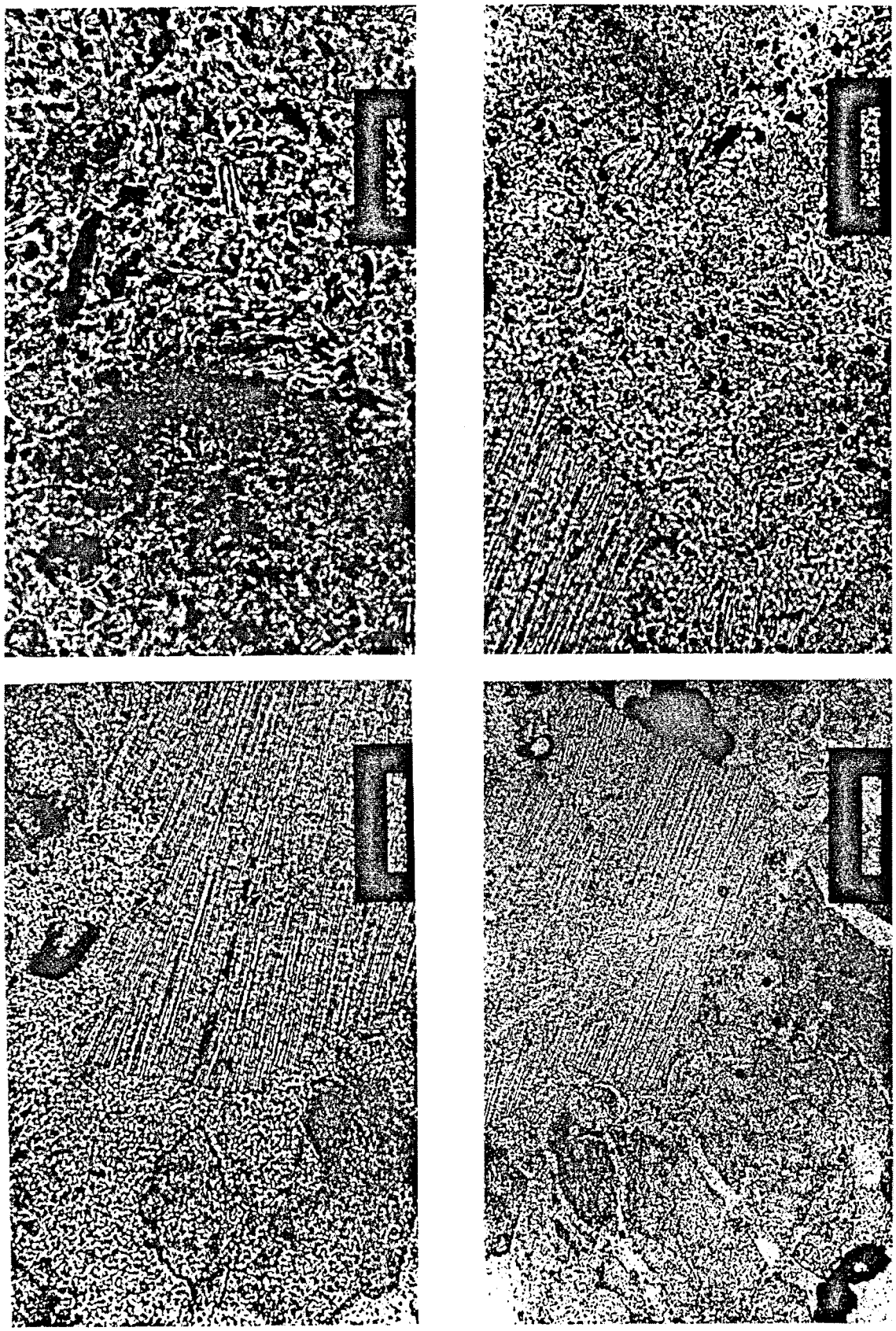


Figura 3.14 - Fotografias de lâminas delgadas do solo residual obtidas em microscópio óptico (luz transmissiva).

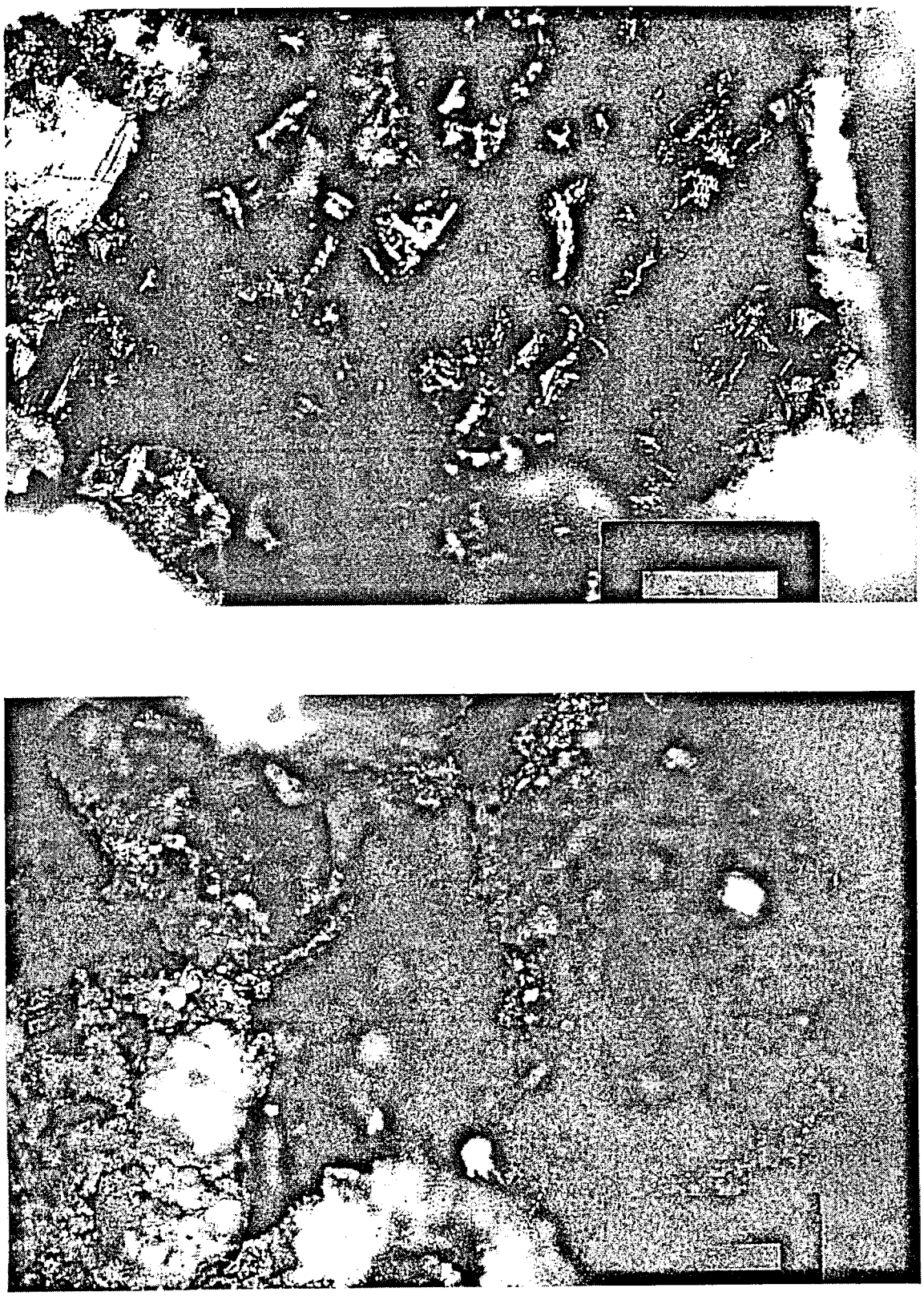


Figura 3.15 - Fotografias de superfícies polidas do solo residual obtidas em microscópio binocular (luz reflectida).

Enfim, as análises microscópicas permitiram concluir que o cimento presente no solo residual é do tipo argiloso, ou seja, que as pontes de cimentação são fracas. É um cimento fraco (em termos geológicos) mas real e, como se verá, com fortes implicações no comportamento mecânico do solo.

3.4.4 - Identificação mineralógica e química

O "granito do Porto" (segundo Costa e Teixeira, 1967) é, como foi referido (ver 1.5), um granito alcalino, com moscovite e alguma biotite leucocrata, de grão médio. Tem ainda alguns cristais de turmalina com inclusões de zircão, rodeadas de auréolas leucocratas. O quartzo forma grandes plagas que envolvem outros minerais. Os autores referem que se encontra profundamente alterado em muitas zonas, com intensa caulinização dos feldspatos, originando importantes jazigos de caulino, nomeadamente na região da Senhora da Hora. É aliás na proximidade deste jazigo que se encontra o campo experimental que serviu de base ao presente trabalho.

Para melhor enquadramento da evolução dos índices mineralógicos faz-se no Quadro 3.5 uma descrição comparativa das composições mineralógicas do granito original (granito são) e de duas amostras representativas do solo residual estudado recolhidas dos blocos atrás referidos. Em consonância com o referido em 1.5.2, verifica-se: (i) um aumento percentual de quartzo; (ii) uma forte evolução dos feldspatos sódicos (albite) para mica e caulinite; (iii) alguma evolução, embora menor devido à sua estabilidade, dos feldspatos potássicos (ortoclase).

A evolução mineralógica é acompanhada por uma evolução química. No Quadro 3.6 apresenta-se as composições químicas da rocha sã (rocha-mãe) e do material residual - saprólito - resultante. Deste quadro conclui-se, também em acordo com o escrito em 1.5.2, que: (i) há muito pequenas perdas de sílica (SiO_2) e de elementos potássicos (K_2O); (ii) as maiores perdas dão-se nos elementos sódicos(Na_2O) e cálcicos (CaO), o que confirma a tendência meteorizante destes componentes.

O índice de lixiviação das duas amostras de solo residual apresenta os valores indicados no Quadro 3.7. Estes valores são ligeiramente menores do que os referidos em 1.5.2, embora o valor aí indicado para um horizonte relativamente próximo (0,65) seja, como foi então referido, fruto de o autor (Santos, 1995) ter tomado como referência um grau de alteração W_3 e não a rocha sã. Em abono dos resultados agora obtidos, refira-se a gama de valores apresentados para granitos alterados do Brasil, entre 0,36-0,50 (Sertã, 1988). Por outro

lado, verifica-se desde logo uma razoável diferença entre os dois valores obtidos, o que é, aliás, considerado natural atendendo à existência de heterogeneidades (veios, bolsas, lentículas, etc.).

Quadro 3.5 - Análise mineralógica semi-quantitativa - % de elementos principais por difracção de raios X. Laboratório do Instituto Geológico Mineiro do Porto.

Tipo de granito		Quartzo	Ortoclase	Albite	Caulinite	Mica
São		27	30	36	—	—
Saprólito do	Am.1	40	13	1	25	21
Hospital de Matosinhos	Am.2	37	15	vest.	23	25

Quadro 3.6 - Composição química resultante da análise de fluorescência e raios X - dosagem dos elementos maiores, %.

Componente	Granito são	Saprólito do Hospital de Matosinhos	
		Am1 *	Am2 *
SiO_2	71,0	68,7	68,9
Al_2O_3	15,6	19,2	18,4
Fe total	1,19	1,53	1,46
MnO	--	0,02	0,03
CaO	0,36	0,06	0,08
MgO	0,38	0,19	0,29
Na_2O	4,20	0,13	0,19
K_2O	5,04	4,36	4,69
TiO_2	0	0,24	0,22

Perda ao rubro: respectivamente 6,16 e 5,26%.

Quadro 3.7 - Valores do índice de lixiviação de 2 amostras do saprólito de granito do Hospital de Matosinhos.

Amostra	Am. 1	Am. 2
β	0,40	0,45

Rocha Filho *et al.* (1985) apresentam a seguinte correlação entre o módulo de deformabilidade obtido em ensaios de placa realizados em solos residuais de gnaisse e o índice de lixiviação:

$$E = 2800\beta + 830 \text{ (kgf/m}^2\text{)} \tag{3.1}$$

enquanto Maccarini (1980) apresenta correlações entre o mesmo índice e os parâmetros de resistência obtidos em ensaios triaxiais:

$$c' = -1{,}53\ \beta + 0{,}70 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \tag{3.2}$$

$$\phi'(°) = 40\ \beta + 26 \tag{3.3}$$

Aplicando essas correlações ao caso presente, obtém-se:

$$E = 190 - 204 \text{ MPa}$$

$$c' = 1{,}4 - 9{,}4 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 41{,}8 - 43{,}9°$$

Como se verá, o módulo de deformabilidade assim obtido é muito elevado. De facto (ver Capítulo 5), os módulos definidos pelos ensaios sísmicos entre furos oscilaram entre 295 e 320MPa, enquanto os valores dos módulos médios retroanalisados a partir dos resultados da sapata experimental para cargas de serviço são cerca de 10 vezes menores que estes. Quanto aos parâmetros de resistência, ver-se-á mais à frente que, embora elevados, são contudo menos desviados da realidade.

Este tipo de correlações não pode assim ser generalizado para materiais de geoquímica distinta já que esta e os consequentes factores que influenciam a evolução da alteração são muito condicionantes, quer dos índices geológicos de referência, quer das propriedades mecânicas que se lhes pretende associar.

3.5 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E DE IDENTIFICAÇÃO

3.5.1 - Preâmbulo

A identificação de terrenos para propósitos de engenharia deve consistir acima de tudo em classificar os tipos de solos (designadamente por termos simples) a partir de um cômputo

restrito e significativo de propriedades índice, determinadas em ensaios padrão ou pela análise criteriosa de um engenheiro geotécnico experiente (Vargas, 1992). É ainda indispensável que algumas destas propriedades índices simples se correlacionem directamente com parâmetros geomecânicos usados no dimensionamento de obras geotécnicas.

Ora as caracterizações geológicas e pedológicas não respondem a esta necessidade, pelo que se torna obrigatório determinar índices do tipo convencional ou afins para bem da viabilidade dos sistemas de classificação. Estes poderão, naturalmente, integrar também algum parâmetro de tipo geológico.

Como se salientou em 3.4.1, os índices físicos são influenciados pelos processos de manipulação e secagem, pelo que, embora possam constituir a base de uma indexação, devem ser complementados com outras características. Em relação a esta questão, vem a propósito referir que Wesley (1988) concluíu que se se utilizar como avaliação do potencial plástico de um solo residual a posição relativamente à linha "A" da carta de plasticidade de Casagrande, a influência do remeximento ou da secagem parece conduzir simplesmente ao deslocamento do ponto representativo paralelamente àquela linha (em vez, por exemplo, da alteração do valor do limite de liquidez), o que não altera substancialmente a sua classificação na globalidade dos casos.

Dos trabalhos mais recentes que, partindo da identificação clássica, introduzem determinados parâmetros complementares para a classificação dos maciços residuais, salientam-se as propostas de:

- Wesley (1988), que introduz a sensibilidade da argila como índice intermédio para avaliação do grau de microestruturação; este complemento será discutido mais adiante à luz de outras propostas (Vaughan, 1988);
- Vargas (1992), que propõe introduzir a natureza mineralógica da fracção argilosa dos solos (caulinítica ou não caulinítica) bem como a presença de grãos de óxido de ferro e de cristais de mica (laterites - ferruginosos; saprólitos - mais micáceos e pouco ferruginosos); assim, recomendou que se complemente a Classificação Unificada com um ábaco duplo de Casagrande (plasticidade) e Skempton (actividade) que, no seu conjunto, reflecte aquelas componentes.

Nesta carta de plasticidade modificada, Vargas (1992) introduz classes de solos residuais típicos e que resultaram de uma análise sistemática dos limites de Atterberg em conjunto com a natureza mineralógica da fracção argilosa dos solos. Este último índice foi integrado como uma das condições de classificação e é utilizado associando os ábacos de plasticidade e actividade, como ilustra a Figura 3.16.

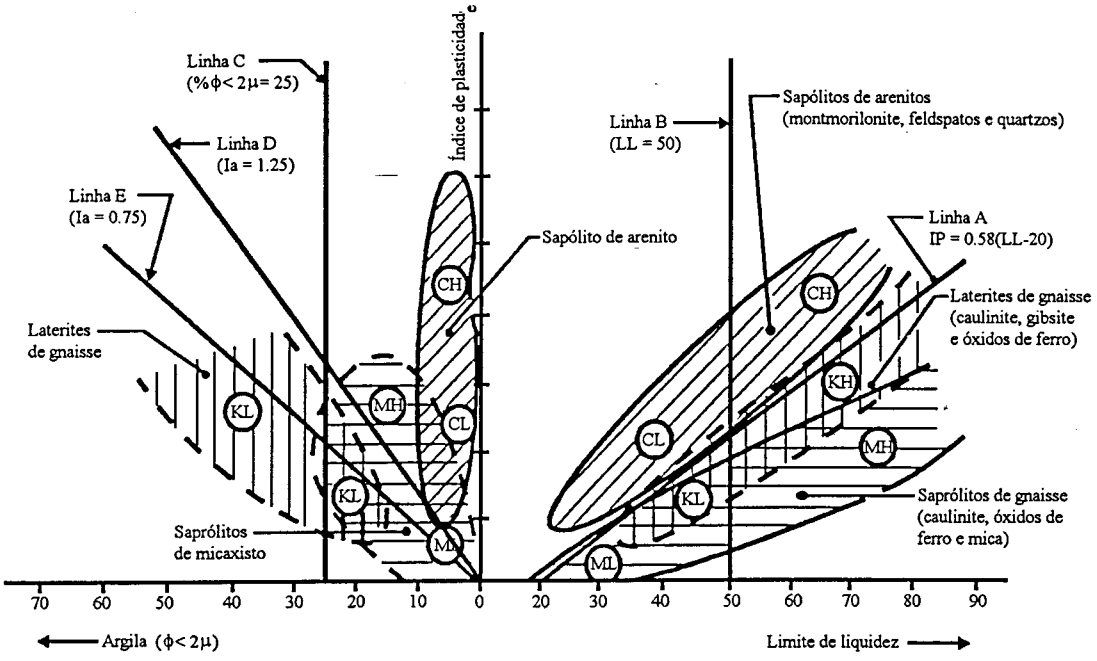


Figura 3.16 - Carta associada de plasticidade e actividade (Vargas, 1992).

Para fins de engenharia é suficiente dividir as argilas em dois grupos: argilas do tipo caulinítico (incluindo gibsite, habsite, haloplane e geotites) e não caulinítico (incluindo montmorilonites, smectites e outras microestruturadas).

O autor citado considerada, ainda, importante identificar a presença de grãos de óxidos, bem como de cristais de mica, para distinguir solos ferruginosos (laterites) de micáceos (ex: saprólitos de granito). Esta identificação pode ser meramente visual.

No ábaco da Figura 3.16 três novas linhas são propostas: a linha "*C* ", que divide solos com percentagem de argila inferior ou superior a 25%, e as linhas "*D* " e "*E* ", que dividem valores da actividade de argila típicas ($A_t = 0{,}75$ e 1,25). Neste ábaco representam-se os grupos típicos de solos residuais, salientando-se, em particular, os do tipo caulinítico que importam de sobremaneira aos solos saprolíticos do granito do Porto, como se verá em 3.5.2.4.

Por outro lado, a avaliação dos parâmetros físicos dos materiais residuais é condicionada pela sua heterogeneidade, resultante de alguma dispersão dos graus de alteração, fruto da composição e da estrutura da rocha original, que pode não ser homogénea, e de processos localizados de alteração algo díspares.

Como já foi devidamente salientado, no maciço interessado pelo trabalho experimental realizado a rocha encontrava-se totalmente decomposta e os resquícios de estruturação original eram pouco relevantes no seu comportamento global. Havia, todavia, lentículas e bolsas de materiais distintos (zonas mais caulinizadas e mais ferruginosas), pelo que é natural que ocorra alguma dispersão dos valores dos parâmetros físicos obtidos. Nesta perspectiva, um número elevado de amostras, recolhidas com a maior dispersão possível, traduz-se naturalmente numa representatividade mais elevada.

3.5.2 - Granulometria e limites. Classificação do solo

3.5.2.1 - Resultados obtidos

De uma forma sistemática, procedeu-se à determinação da composição granulométrica, dos limites de consistência e da densidade das partículas sólidas das 46 amostras recolhidas com o amostrador de Terzaghi durante a realização dos ensaios SPT. No Quadro 3.8 resumem-se os resultados obtidos e na Figura 3.17 apresentam-se as curvas granulométricas correspondentes.

Saliente-se a boa uniformidade geral dos resultados em profundidade. No Quadro 3.9 estão sintetizadas as fronteiras de oscilação dos valores obtidos. Este conjunto de valores revela um material homogéneo classificado entre os grupos "SM" (areias siltosas) e "SM-SC" (areias siltosas-argilosas) da Classificação Unificada (ASTM D2487, 1979).

Na área mais restrita, onde decorreu o ensaio da sapata em escala natural, foram recolhidas amostras, sob a forma de blocos, em valas abertas com 1,0 a 2,0 m de profundidade. Com essas amostras foram também determinadas as composições granulométricas, os limites de consistência e a densidade das partículas. No Quadro 3.10 incluem-se os resultados obtidos. Parece poder concluir-se que a massa envolvida no ensaio da sapata experimental era mais homogénea do que a interessada pelos ensaios SPT.

3.5.2.2 - Comentários sobre as análises granulométricas

Como é sabido, a determinação da dimensão das partículas individuais em solos residuais, em particular em solos saprolíticos, é assaz complexa e muito sensível aos procedimentos de preparação e ensaio.

Quadro 3.8 - Granulometria, limites e densidade das partículas das amostras recolhidas nos ensaios SPT.

Sondag.	Prof. (m)	Granulometria				w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	A_t	G
		Argila < 2μm (%)	Silte > 2 < 74μm (#200) (%)	Areia > 74μm < 2mm (%)	Cascalho > 2 mm (%)					
SP1	1,4	8	22	67	3	36	26	10	1,25	2,66
	1,7	4	24	68	4	35	27	8	2,00	2,66
	2,2	3	24	69	4	33	28	5	1,67	2,66
	2,5	4	24	68	4	35	25	10	2,50	2,64
	3,1	3	23	69	5	34	29	5	1,67	2,66
	3,6	4	27	66	3	32	23	9	2,25	2,65
	4,2	6	23	68	3	31	26	5	0,83	2,65
	4,7	3	24	68	5	31	23	8	2,67	2,65
	5,3	3	17	68	12	NP			--	2,65
	5,7	5	25	55	15	29	22	7	1,40	2,65
	6,3	6	29	49	16	32	21	11	1,83	2,65
	6,9	6	24	57	13	30	23	7	1,17	2,65
SP2	1,5	7	32	51	10	44	28	16	2,29	2,65
	2,2	6	28	62	4	36	26	10	1,67	2,66
	2,5	4	20	63	13	34	30	4	1,00	2,67
	3,0	4	21	66	9	37	23	14	3,50	2,64
	3,6	6	24	62	8	41	26	15	2,50	2,63
	4,0	5	19	68	8	37	22	15	3,00	2,67
	4,6	5	21	59	15	39	25	14	2,80	2,63
	5,2	4	16	58	22	35	29	6	1,50	2,63
	5,7	3	18	61	18	NP			--	2,64
	6,0	3	15	66	16	33	23	10	3,33	2,66
	6,4	4	18	52	26	33	25	8	2,00	2,65
	7,1	3	14	48	35	33	28	5	1,67	2,65
SP3	1,2	8	25	62	5	28	25	3	0,37	2,65
	1,7	4	29	65	2	29	24	5	1,25	2,62
	2,1	6	26	63	2	27	19	8	1,33	2,64
	2,7	8	29	58	5	30	21	9	1,13	2,67
	3,5	3	23	68	6	31	28	3	1,00	2,65
	4,0	5	25	63	7	32	21	11	2,00	2,67
	4,8	5	29	59	7	NP			--	2,67
	5,2	5	22	67	6	NP			--	2,65
	5,6	5	21	67	7	NP			--	2,66
	6,2	5	22	67	6	32	28	4	0,80	2,64
SP4	0,8	7	19	64	10	NP			--	2,71
	1,2	7	31	55	7	32	25	7	1,00	2,71
	1,7	6	24	65	5	30	22	8	1,33	2,68
	2,1	6	22	63	9	NP			--	2,69
	2,5	6	24	59	11	28	24	4	0,67	2,66
	3,0	5	22	60	13	28	25	3	0,60	2,67
	3,6	5	20	64	11	28	22	6	1,20	2,65
	4,0	4	21	65	10	28	21	7	1,75	2,70
	4,6	5	21	64	10	NP			--	2,65
	5,0	5	24	58	13	31	25	6	1,20	2,68
	5,3	4	22	62	12	NP			--	2,67
	6,0	4	19	66	11	28	26	2	0,50	2,67

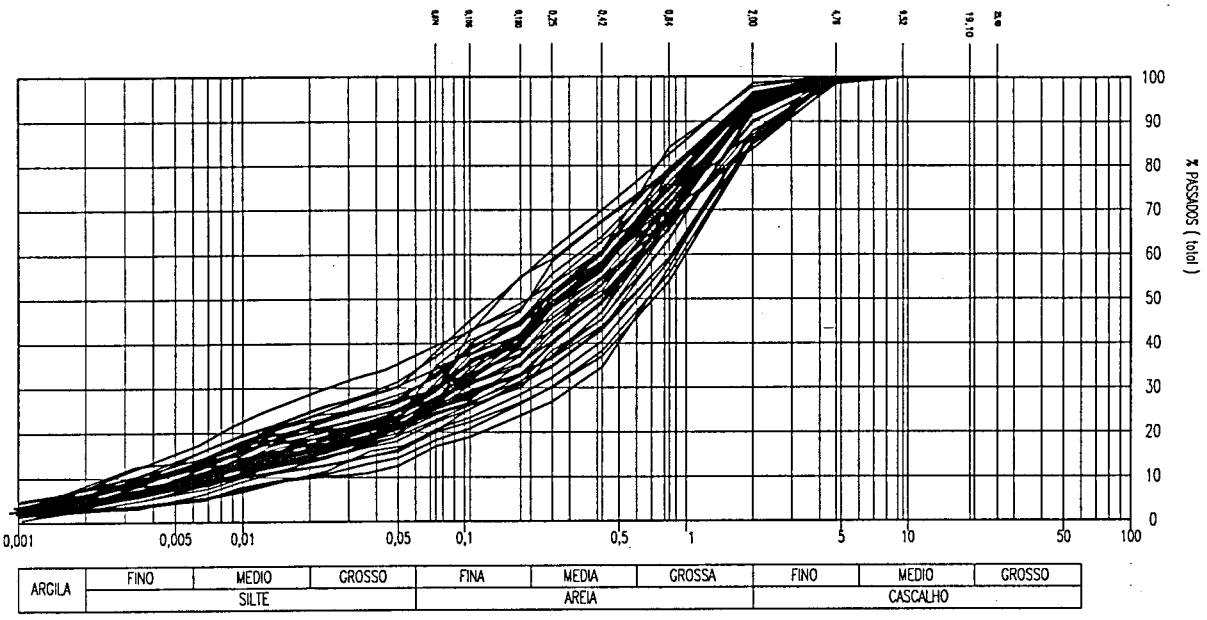


Figura 3.17 - Curvas granulométricas das amostras recolhidas nos ensaios SPT.

Quadro 3.9 - Intervalos de variação de alguns índices físicos avaliados em amostras do SPT (46 amostras).

Granulometria			Limites de consistência(*)		Densidade das partículas	Classificação Unificada
% Cascalho	% Finos <#200	% Argila	w_L (%)	I_P (%)	G	ASTM
2 - 35	17 - 39	3 - 8	27 - 41	2 - 17	2,65 - 2,72	SM (SM-SC)

(*) Alguns valores não plásticos

NOTA: todos os ensaios de consistência foram realizados a partir do lado húmido para garantir a hidratação das argilas.

Quadro 3.10 - Intervalos de variação de alguns dos índices físicos avaliados em amostras homogeneizadas dos blocos indeformados (3 amostras).

Granulometria			Limites de consistência		Densidade das partículas	Classificação Unificada
% Cascalho	% Finos <#200	% Argila	w_L (%)	I_P (%)	G	ASTM
5 - 15	21 - 29	5 - 7	37 - 41	11 - 17	2,63 - 2,66	SM (SM-SC)

(*) Alguns valores são Não Plásticos.

Usualmente usam-se pilões (ainda que de borracha) para conseguir uma individualização das partículas, induzindo-se frequentemente quebras das partículas mais sensíveis (de mica, por exemplo). O tipo de desfloculante e o tempo de agitação podem também ser inadaptados, tendo sido reportadas fortes variações em aplicações de diferentes reagentes em solos também de diferentes composições (quando comparados entre si e com referência a análises mais minuciosas, fotográficas ou em granulómetros laser). Estes fenómenos podem ser reflexo do facto de a fracção argilosa se encontrar em processo de transformação da sua origem feldspática e micácea, sendo dificilmente individualizável pelos processos clássicos, ou ser consequência da forte sensibilidade dos óxidos de ferro livres à secagem em estufa, induzindo valores espúrios da percentagem de argila, ou, ainda, resultar do facto de os produtos de alteração, de dimensão argilosa, se encontrarem agregados em "torrões" ou grãos que só muito vigorosamente podem ser individualizados.

Não surpreende, pois, em muitos casos que os parâmetros de identificação granulométrica não sejam convencionalmente (à luz das propostas correntes para solos sedimentares) correlacionáveis com as propriedades geomecânicas. Contudo, nos solos residuais as análises granulométricas continuam a desempenhar um papel importante, embora não tão decisivo quanto o são para os solos sedimentares.

Nas análises granulométricas atrás referenciadas usou-se a normalização portuguesa e a proposta europeia para ensaios de identificação (E-196, 1966; SPRINT RA 216, 1993/94). Como se constata pelos resultados obtidos, de uma forma geral, o material apresenta-se fortemente arenizado com uma componente siltosa elevada. As percentagens de argila são sempre inferiores a 10% (3-8%), o que pode não corresponder à realidade granulométrica pelas razões atrás expostas.

Todas as curvas apresentam coeficientes de uniformidade (*Cu*) elevados (50-120), ou seja, são em geral solos de granulometria extensa. Note-se contudo, que este indicador de uniformidade não traduz a disposição natural das partículas nas condições de jazida, já que as partículas finas se aglomeram em pontes de ligação entre as partículas mais grosseiras, resultando uma fábrica relativamente porosa (floculada) e que tem reflexos no comportamento hidráulico e mecânico dos maciços de solos residuais (Viana da Fonseca, 1988).

3.5.2.3 - Influência da metodologia de determinação dos limites de Atterberg

Em relação às metodologias de determinação dos limites fez-se um teste comparativo dos limites de liquidez avaliados pelas propostas clássicas (ASTM D422-63;72, 1989; NP-

143, 1969) e britânica (BS 1377, 1990). Esta última tem algumas vantagens de reprodutibilidade e permite, pela sua metodologia, determinar directamente o índice de vazios correspondente.

As amostras foram preparadas por duas vias:

(i) partindo do teor em água natural, peneiraram-se por via húmida pela malha nº4 (ASTM) usando água destilada em abundância para garantir a passagem de todas as partículas mais finas, nunca se permitindo a secagem do material abaixo daquele teor;

(ii) foram secas ao ar (evitou-se a utilização da estufa por causa da sensibilidade de alguns minerais às altas temperaturas), peneiradas e preparadas seguindo os moldes correntes.

Assim, nas primeiras garantia-se que não havia desidratação dos planos internos de clivagem (das micas), tendo sido amassadas a partir do lado húmido. As segundas foram, pelo contrário, amassadas com junção de água, tendo-se o cuidado de realizar a amassadura em períodos relativamente longos (10 minutos) para a total homogeneização do estado higrométrico.

Os valores obtidos estão representados no Quadro 3.11. Conclui-se que há uma excelente concordância entre os valores dos limites (ASTM) determinados a partir dos dois tipos de preparação, o que parece reflectir não haver influência da secagem convencional, ao ar, numa eventual desidratação dos planos internos de clivagem. O mesmo geralmente não acontece se a secagem for feita em estufa (Viana da Fonseca, 1988).

Quadro 3.11 - Valores dos limites obtidos pelas normas ASTM e BS1377.

Norma	Preparação	w_P (%)	w_L (%)	e_L
ASTM D422-63;72	Via seca	20	28	--
	Via húmida	20	29	--
BS - 1377	Via húmida	20	35	1,024

Por outro lado, verifica-se que o método do cone-penetrómetro (BS) conduz um valor do limite de liquidez superior ao deduzido pelo método da concha de Casagrande. Refira-se que ambos foram confirmados por três determinações independentes. A razão desta diferença (para além da referida maior reprodutibilidade do método BS) pode estar associada ao facto de estes solos residuais, com componente micácea não desprezável, serem particularmente

deslizantes na face da concha, ainda que esta, como foi o caso, se apresente com a rugosidade padrão e tenha havido o cuidado de distinguir o deslizamento interno da massa e este último, pela configuração das bordas. É, contudo, inevitável haver deslizamento em zonas não visualizáveis, o que se corrobora a vantagem do método do cone-penetrómetro.

No entanto, e dada a generalização em Portugal do método de Casagrande na determinação dos limites acima referenciados, no que se segue usaram-se as metodologias clássicas (NP-143, 1969; Sprint - RA213, 1993/94).

3.5.2.4 - Cartas de plasticidade e de actividade

Na Figura 3.18 os valores dos limites de consistência obtidos com as amostras dos ensaios SPT (ver Quadro 3.8) estão implantados na carta de plasticidade de Casagrande onde se representa uma das zonas definidas por Vargas (1992) - ver 3.5.1 - como característica de alguns tipos de solos saprolíticos de granito, de argila caulinítica.

No Quadro 3.8, respeitante aos resultados dos ensaios de identificação, são incluídos também os valores da actividade dos minerais argilosos. Constata-se uma relativamente elevada variação deste parâmetro, por um lado, e, por outro, a existência frequente de valores que, à partida, se considerariam excessivos. Este último facto é consequência das limitações dos procedimentos clássicos de preparação das amostras, comentadas em 3.5.2.2. Desde que haja uma boa moldagem da pasta, tais procedimentos afectam relativamente menos os valores dos limites de consistência do que a correcta avaliação da percentagem de argila, a qual, pelas razões já explanadas, é tendencialmente superior à obtida nos ensaios.

Na Figura 3.19 introduz-se a carta de actividade da argila proposta por Vargas (1992) onde se encontra definida uma das zonas características de alguns tipos de solos residuais. Os resultados obtidos nos ensaios agora realizados estão também representados nessa carta, constatando-se um certo afastamento - ao contrário do que se verifica na carta de plasticidade de Casagrande (Figura 3.18) - da zona típica de solos saprolíticos caulinítico (*KL*), com maior concentração junto da origem, ou seja, reflectindo percentagens de argila relativamente à actividade, mais baixas do que os solos classificados pelo autor. Esta tendência observada na análise destes solos da região do Porto pode indiciar a necessidade de prolongar as fronteiras da zona definida como típica de saprólitos de granito (*KL*) e deve ser objecto de futuros desenvolvimentos regionais.

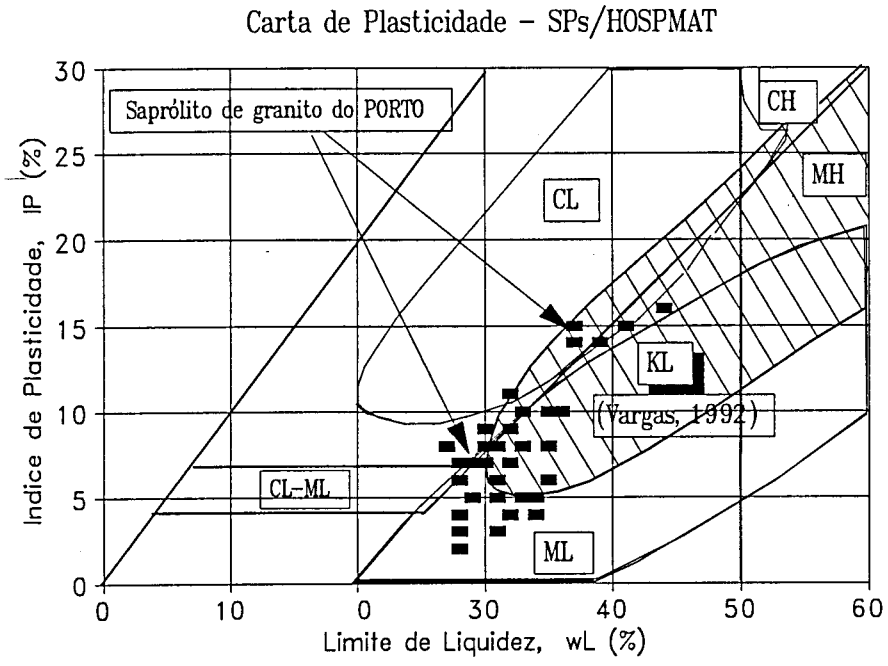


Figura 3.18 - Implantação dos valores dos limites obtidos nas amostras dos ensaios SPT na carta de plasticidade de Casagrande. Zona tracejada (*KL*) é característica de solos saprolíticos de granito com argila caulinítica (Vargas, 1992).

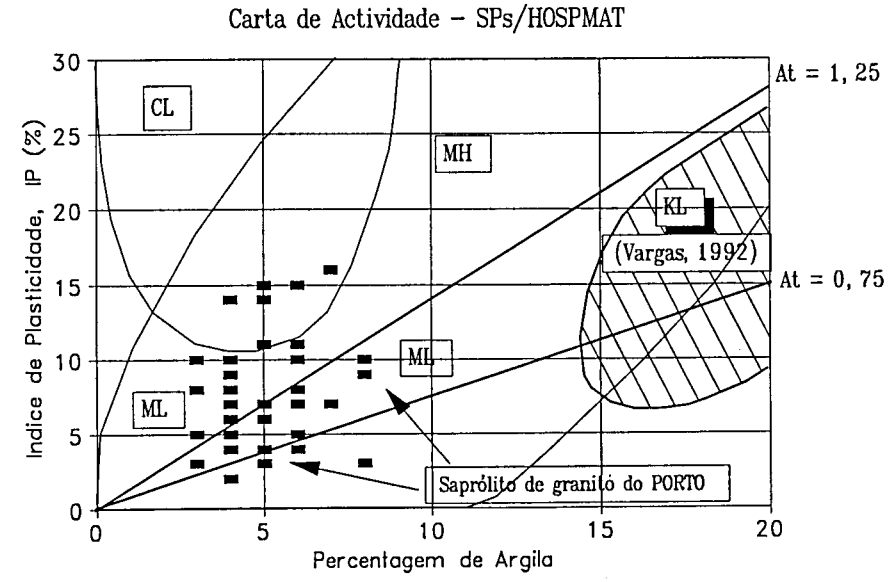


Figura 3.19 - Carta de actividade da argila. Implantação dos valores obtidos e confronto com a zona (*KL*), característica de solos residuais cauliníticos (Vargas, 1992).

3.5.3 - Densidade das partículas

No Quadro 3.8 incluem-se também os valores da densidade das partículas sólidas determinadas a partir das amostras recolhidas nos ensaios SPT.

De uma forma geral, os valores da densidade das partículas situam-se tendencialmente no extremo inferior da gama característica dos granitos sãos, o que é considerado aceitável por se tratar de uma rocha básica com pequena percentagem de minerais félsicos. Surgem, no entanto, com alguma frequência valores mais baixos que esse limite inferior (entre 2,62 e 2,65), valores esses característicos da presença de minerais argilosos caulinícticos cuja densidade é consideravelmente mais baixa; tal reflecte a alteração dos feldspatos de granito são.

Numa das sondagens (*SP4*) surgiram alguns valores mais elevados de G, resultado (confirmado pela análise visual do perfil correspondente) de uma zona mais intensamente impregnada de materiais ferruginosos (óxidos de ferro) de densidade mais elevada.

Em todo o caso, as variações que estão associadas à densidade das partículas não são suficientemente representativas para que possam ser um indicador fiável da variação dos graus de alterações e, consequentemente, servir de base à indexação das propriedades mecânicas. Até porque os valores da densidade das partículas são muito sensíveis à dimensão de amostragem, às técnicas de preparação e ensaio e à influência de minerais localizados (Gidigasu, 1975).

3.5.4 - Índices físicos

Dado o grande número de amostras disponíveis (33 amostras, das quais 19 recolhidas directamente *in situ* com tubos com 100 mm de diâmetro, 10 com tubos com diâmetro de 70 mm e 4 com tubos com diâmetro de 38 mm, retiradas dos blocos) e considerando apenas os resultados relativos aos provetes para ensaios triaxiais, os parâmetros físicos determinados oferecem algumas garantias de representatividade.

No Quadro 3.12 apresentam-se os valores obtidos do peso volúmico total natural (γ_0) e teor em água natural (w_0) deduzidos daquelas amostras.

Quadro 3.12 - Pesos volúmicos totais (γ_0) e teores em água (w_0) naturais das amostras indeformadas ensaiadas em triaxial.

γ_0	19,2	20,0	19,4	19,3	19,1	18,9	18,8	19,1	19,0	18,4	18,1	17,9	18,1	19,0	17,2	18,3	18,2
(kN/m^3)	18,2	18,8	17,9	18,0	18,4	18,4	16,7	17,7	18,0	17,3	17,2	18,0	17,7	19,3	20,8	17,9	19,0
w_0	25,4	23,4	18,4	22,0	22,8	21,7	18,0	15,2	21,1	26,5	21,9	21,8	26,8	22,9	19,9	21,7	25,5
(%)	25,5	23,3	22,9	21,5	21,9	26,3	17,9	23,6	22,5	21,5	21,7	16,4	19,2	22,9	21,3	19,9	22,5

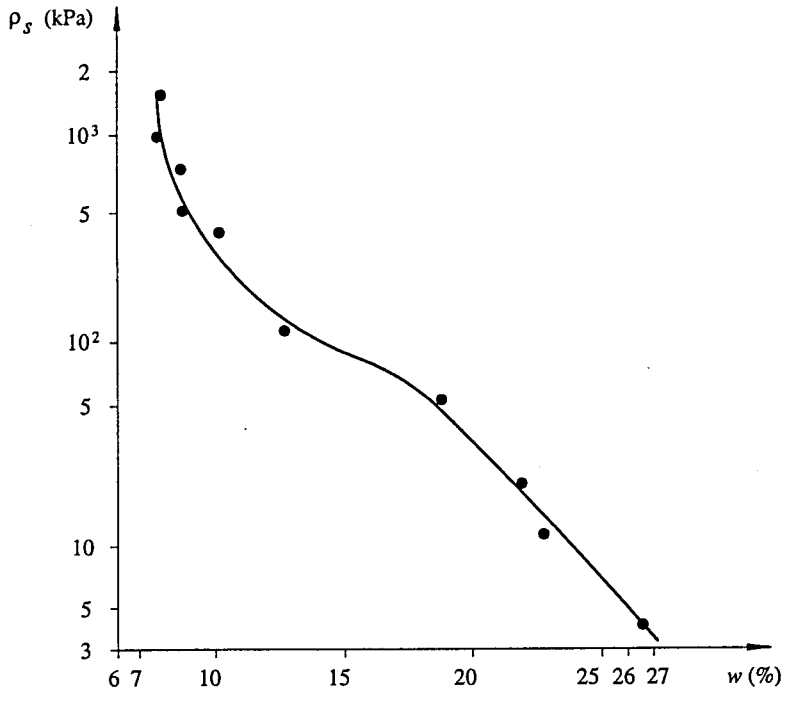


Figura 3.20 - Curva de sucção - variação das pressões neutras negativas com o teor em água de um saprólito de granito de Gaia (Viana da Fonseca, 1988).

Note-se que aos materiais em causa, com teores em água entre 15 e 27%, correspondem níveis de sucção muito baixos (ver a curva de sucção de um material semelhante - Figura 3.20). Esta questão é relevante pelas razões que se seguem:

(i) se os níveis de sucção, resultantes da perda excessiva de água, atingirem valores muito elevados, o solo pode contrair, com consequente colapso estrutural (quebra de ligações interparticulares), donde resulta, com a posterior saturação e correspondentes expansões, um novo material pouco representativo do estado natural;

(ii) dada a relativamente acentuada inclinação da curva típica do potencial de sucção destes materiais, as oscilações higrométricas devem ser pequenas e a reposição do

estado de saturação deve ser realizada de forma gradual; tal acarretou que no processo de saturação das amostras para determinação das características mecânicas se tivesse adoptado procedimentos destinados (por exemplo, pressões interna e externa dos ensaios triaxiais ajustadas de modo a evitar expansões) a assegurar a integridade da microfábrica natural.

Quanto ao grau de saturação verifica-se alguma dispersão, sendo contudo os valores mais frequentes próximos de 90-95% (Figura 3.21).

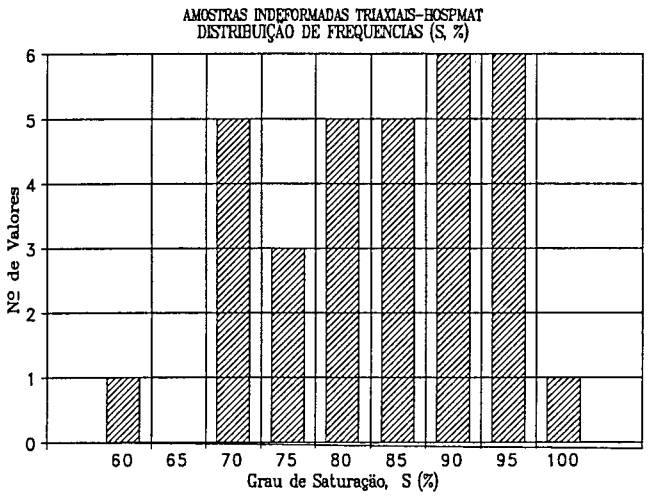


Figura 3.21 - Distribuição de frequências do grau de saturação natural.

Constata-se da análise circunstanciada dos valores obtidos que:

(i) os valores mais altos correspondem aos amostradores cravados directamente no campo, o que se explica pela imediata selagem dos mesmos antes da colocação na câmara húmida;

(ii) os valores mais baixos (oscilando entre 70 e 85%) correspondem aos provetes subamostrados dos blocos; este facto é consequência do processo de obtenção dos blocos, sempre mais moroso, o que leva a alguma perda de água, e da posterior subamostragem em laboratório.

Na Figura 3.22 apresenta-se o diagrama de frequência dos valores dos índices de vazios, $\bar{e}=0,716$. Note-se que não se detectou qualquer tendência de variação do índice de vazios com a dimensão dos amostradores. Deduz-se, assim, que as flutuações do índice de vazios se devem imputar à variabilidade do próprio material, facto confirmado por alguma variação da coloração dos provetes que foram sendo ensaiados.

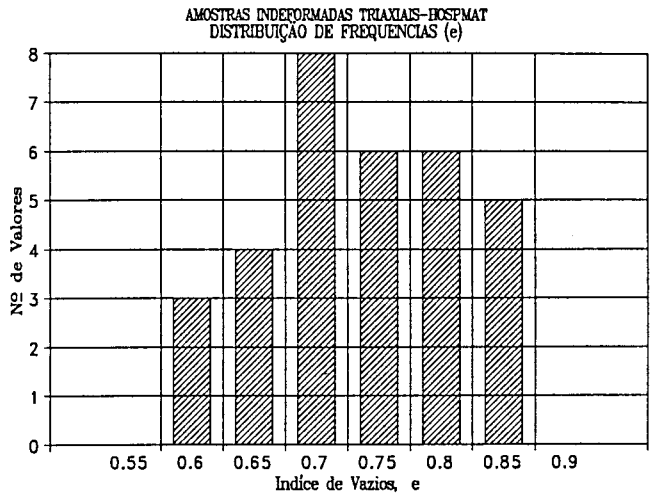


Figura 3.22 - Distribuição de frequências do índice de vazios natural.

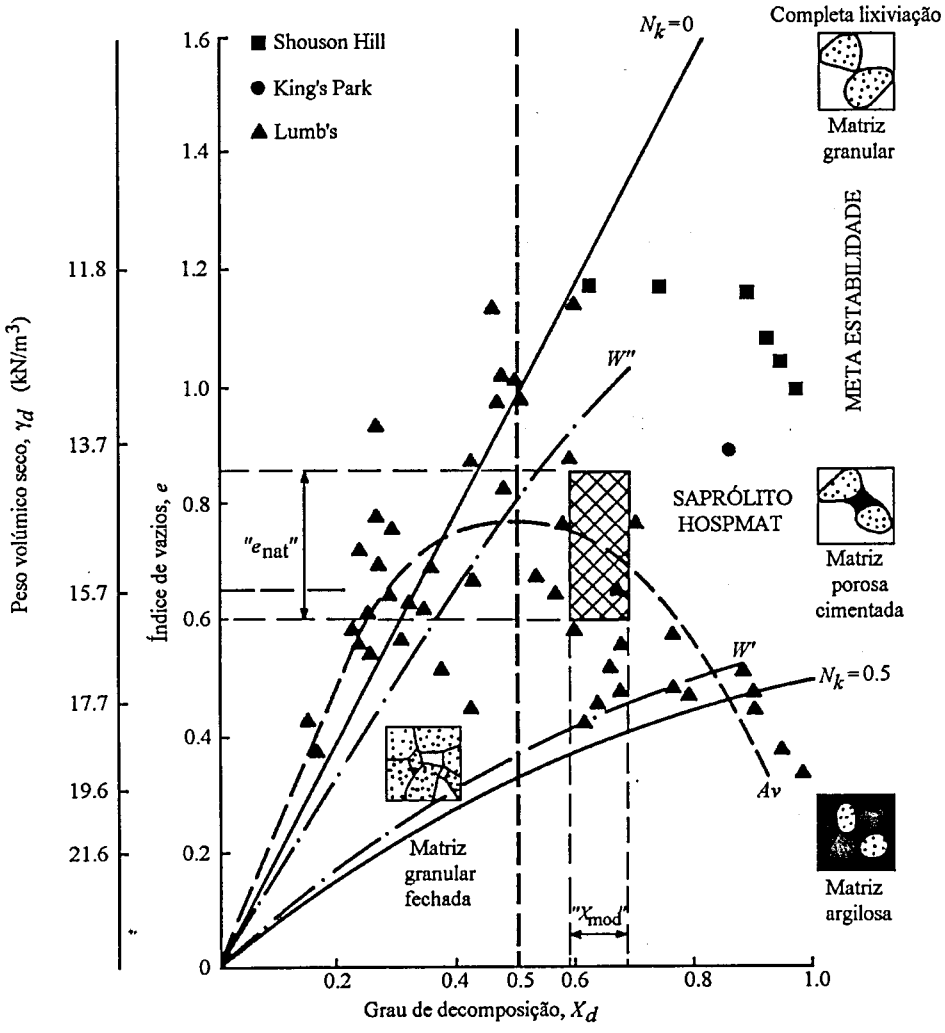


Figura 3.23 - Caracterização Microestrutural (Collins, 1985).

Refira-se ainda que dois ensaios com volumímetro de membrana de borracha, realizados numa vala aberta no campo experimental deram valores de 0,65 e 0,69, respectivamente, numa zona mais caulinizada e mais arenizada.

É interessante enquadrar este valor tendencial do índice de vazios natural com o grau de decomposição X_d (definido em 1.4.1).

No caso presente, e das análises mineralógicas atrás descritas, os valores deste índice oscila entre X_d = 0,594 - 0,634. Implantando estes valores e os mais esperados do índice de vazios (e_0 = 0,60–0,85) no ábaco de Collins (1985), representado na Figura 3.23, verifica-se que este material se situa na zona ***meta-estável*** característica de materiais "***porosos com matriz de cimentação interparticular***". Esta representação confirma as observações feitas no microscópio binocular com luz reflectida e atrás comentadas. Ou seja, está-se perante um saprólito de granito típico composto por grãos de quartzo resistentes ligados entre si por pontes de plagioclases argilosas (alteradas) e porosas, sendo estes feldspatos designados de "favos de mel" e resultantes de processos de lixiviação importantes, típicos de zonas de grande pluviosidade e maciços bem drenados.

3.5.5 - Índice de caracterização do estado

No caso dos solos residuais por causa da retirada das partículas grosseiras, das diferentes condições de saturação no campo e no laboratório e da forte irreproductibilidade da determinação de w_P, o valor do índice de plasticidade é claramente inadequado para qualquer indexação a parâmetros mecânicos, pelo que Vaughan (1988) sugeriu o recurso ao "índice de vazios relativo", e_r, assim definido:

$$e_r = \frac{e_0 - e_{opt}}{e_L - e_{opt}} \tag{3.4}$$

sendo:

- e_0 - índice de vazios natural (*in situ*); no caso em análise - $e_0 \cong 0{,}7$;
- e_{opt} - índice de vazios correspondente à baridade máxima (para o teor em água óptimo) obtida em compactação normal de Proctor;
- e_L - índice de vazios correspondente a um teor em água próximo do limite de liquidez ("w_L").

Saliente-se que este índice, e_r, definido por Vaughan se relaciona com a compacidade relativa por:

$$D_r = 1 - e_r \tag{3.5}$$

se se assimilar e_L a e_{max} e e_{opt} a e_{min}.

O autor propõe que se determine o valor de "w_L" pelo cone-penetrómetro (norma BS-1377) com o material integral (incluindo o retido no peneiro nº 40 - ASTM). A determinação desse teor em água corresponde, analogamente, a 2,0mm de penetração e o respectivo índice de vazios ("e_L") é a base da indexação destes solos residuais.

Realizaram-se três ensaios sobre uma amostra homogeneizada a partir de tomos representativos dos três blocos indeformados recolhidos em campo, tendo-se obtido os seguintes valores médios:

$$w_L = 29\%; \quad e_L = 0{,}793$$

Em relação ao índice "e_{opt}", apresenta-se no Quadro 3.13 os valores correspondentes às compactações normal e pesada.

Quadro 3.13 - Índices de vazios correspondentes ao máximo das curvas de compactação Proctor.

Compactação	w_{opt} (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m^3)	e_{opt}
Normal	15,7	17,7	0,467
Pesada	12,4	18,7	0,382

Para o saprólito do novo Hospital de Matosinhos obtém-se, então:

$$e_r = 0{,}72 \quad \Leftrightarrow \quad D_r = 1 - e_r = 0{,}28$$

Salienta-se que a opção pelo índice clássico de compacidade relativa (directamente relacionado com o índice de vazios relativo de Vaughan, 1988) é fruto do interesse em enquadrar este valor nas classificações correntes de solos arenosos.

3.6 - CONCLUSÕES

O campo experimental seleccionado para o presente trabalho situa-se nos terrenos onde se construíu o novo Hospital Distrital de Matosinhos. A sua selecção regeu-se sobretudo pela presença de níveis superficiais de solo residual (saprólito, grau de alteração W_5 da

classificação da ISRM) com possança e características mecânicas compatíveis com a possibilidade de, em estruturas correntes, serem adoptadas fundações directas. Em termos geológicos as formações existentes incluem-se no denominado granito do Porto.

A realização de um número substancial de ensaios com um penetrómetro dinâmico (ligeiro) em pontos dispostos numa malha em planta relativamente densa, permitiu definir uma zona de características mecânicas razoavelmente homogéneas e com um grau de alteração desejável, ou seja representativo das manchas saprolíticas onde muitas vezes se opera indiscriminadamente com soluções de fundações directas ou indirectas.

A análise macroestrutural do saprólito permitiu concluir que, no horizonte seleccionado, há uniformidade (boa homogeneidade da textura do maciço) numa mancha subsuperficial (até cerca de 3 m), passando a detectar-se algumas linhas de diaclasamento não preenchidas (fechadas), sem relevância para a análise em vista.

A descrição microestrutural do solo residual foi realizada em microscópio óptico, tendo-se concluído que se trata de um solo tipicamente saprolítico, com elevado grau de intemperismo e com coloração esbranquiçada pela baixa presença de biotite. Complementou-se esta análise com a observação em microscópio binocular, concluindo-se que o cimento presente é do tipo argiloso, ou seja, as pontes de cimentação são fracas. É um cimento fraco (em termos geológicos) mas poderá ter fortes implicações no comportamento mecânico do solo.

A identificação mineralógica e química realizada sobre amostras da rocha sã e do saprólito em estudo permitiram concluir que o processo de alteração se traduz num aumento percentual de quartzo, numa forte evolução dos feldspatos sódicos para mica e caulinite e em evolução moderada dos feldspatos potássicos. A evolução mineralógica é acompanhada de uma evolução química, constatando-se pequenas perdas de sílica e de elementos potássicos e substanciais nos elementos sódicos e cálcicos. O índice de lixiviação deduzido deste solo residual apresenta valores de 0,40 a 0,45, próximos dos valores obtidos em granitos alterados do Brasil.

Procedeu-se a uma determinação sistemática da composição granulométrica, dos limites de consistência e da densidade das partículas, tendo-se constatado uma boa uniformidade geral dos resultados em profundidade. As fronteiras de oscilação dos valores obtidos foram identificadas, revelando um material razoavelmente homogéneo classificado entre os grupos "SM" (areias siltosas) e "SM-SC" (areias siltosas-argilosas) da Classificação Unificada (ASTM D2487, 1979).

Saliente-se que a determinação da dimensão das partículas individuais em solos residuais, em particular em solos saprolíticos, é assaz complexa e muito sensível aos procedimentos de preparação e ensaio. As percentagens de argila são sempre inferiores a 10% (3-8%), o que pode não corresponder à realidade granulométrica pelas razões atrás expostas.

Em relação às metodologias de determinação dos limites fez-se um teste comparativo dos limites de liquidez avaliados pelas normas clássicas (ASTM D422-63;72, 1989; NP-143, 1969) e britânica (BS 1377, 1990). As amostras foram ainda preparadas por duas vias: partindo do teor em água natural ou previamente secas ao ar. Dos valores obtidos com a concha de Casagrande (ASTM), concluiu-se que há excelente concordância entre os limites determinados a partir dos dois tipos de preparação. Por outro lado, verifica-se que o método do cone-penetrómetro (BS) conduz a um valor do limite de liquidez significativamente superior ao obtido de forma convencional.

Os parâmetros físicos determinados com base num número substancial de amostras indeformadas disponíveis, permitiram concluir que aos materiais em causa, com teores em água entre 15-27% (graus de saturação mais frequentes próximos de 90-95%), correspondem níveis de sucção muito baixos. O diagrama de frequência dos valores dos índices de vazios, aponta para um valor médio de $\bar{e}=0,716$ ($e_0=0,60–0,85$). Estes valores e o índice de decomposição, X_d, que oscila entre 0,594 e 0,634, correspondem no ábaco de Collins à zona ***meta-estável***, característica de materiais "***porosos com matriz de cimentação interparticular***". Ou seja, está-se perante um saprólito de granito típico composto por grãos de quartzo resistentes ligados entre si por pontes de plagioclases argilosas e porosas, sendo estes feldspatos designados de "favos de mel" e resultantes de processos de lixiviação importantes, típicos de zonas de grande pluviosidade e maciços bem drenados.

A boa graduação das granulometrias obtidas (coeficientes de uniformidade elevados, 50-120%) não traduz a disposição natural das partículas nas condições de jazida, já que as partículas finas se aglomeram em pontes de ligação entre as partículas mais grosseiras, resultando uma fábrica relativamente porosa (floculada) e que tem reflexos no comportamento hidráulico e mecânico dos maciços de solos residuais. O valor obtido da compacidade relativa (a partir de um "índice de compacidade relativa", e_r, proposto por Vaughan, 1988) foi de:

$$D_r = 1-e_r = 0,28$$

que é um valor manifestamente baixo, mas que, como se verá nos capítulos que se seguem, está longe de corresponder mecanicamente ao comportamento de solos arenosos soltos.

Capítulo 4

ENSAIO DE CARGA DE UMA SAPATA EM ESCALA NATURAL

4.1 - PREPARAÇÃO DO ENSAIO

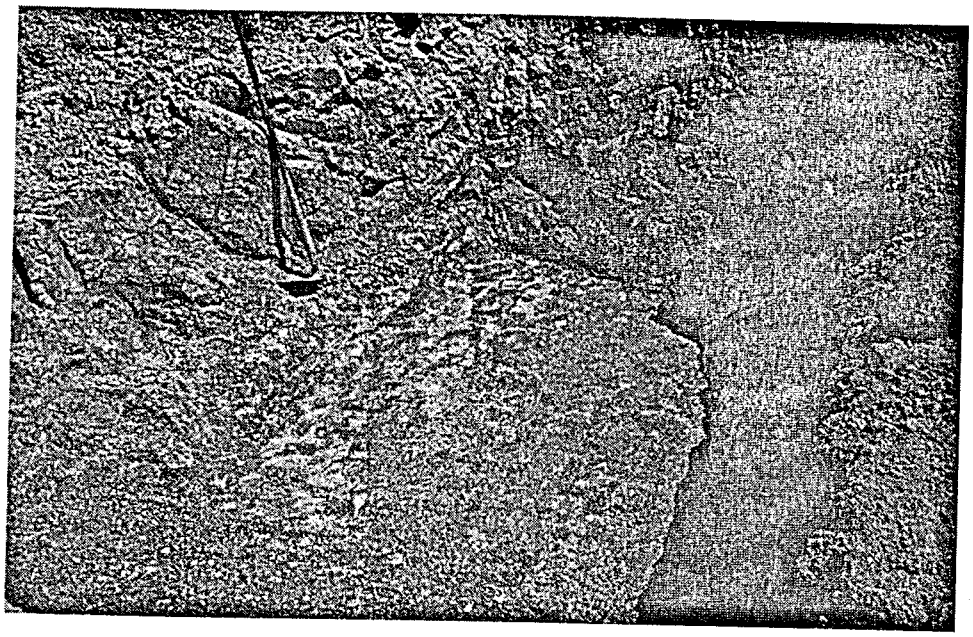
Após a selecção do local seguindo os trâmites e os critérios enunciados em 3.1 e 3.2, passou-se à preparação do terreno e dos meios necessários à execução do ensaio de carga de uma sapata à escala natural, embora de dimensões relativamente pequenas.

Optou-se por uma sapata de planta circular com 1,20 m de diâmetro, por forma a induzir ao maciço de fundação um equilíbrio axissimétrico, que se integra melhor nas formulações elásticas de distribuição de tensões e deformações, evitando assim problemas de bordo de difícil aferição. Em abono desta opção foi também considerado o facto de aos ensaios triaxiais corresponder uma situação de equilíbrio equivalente.

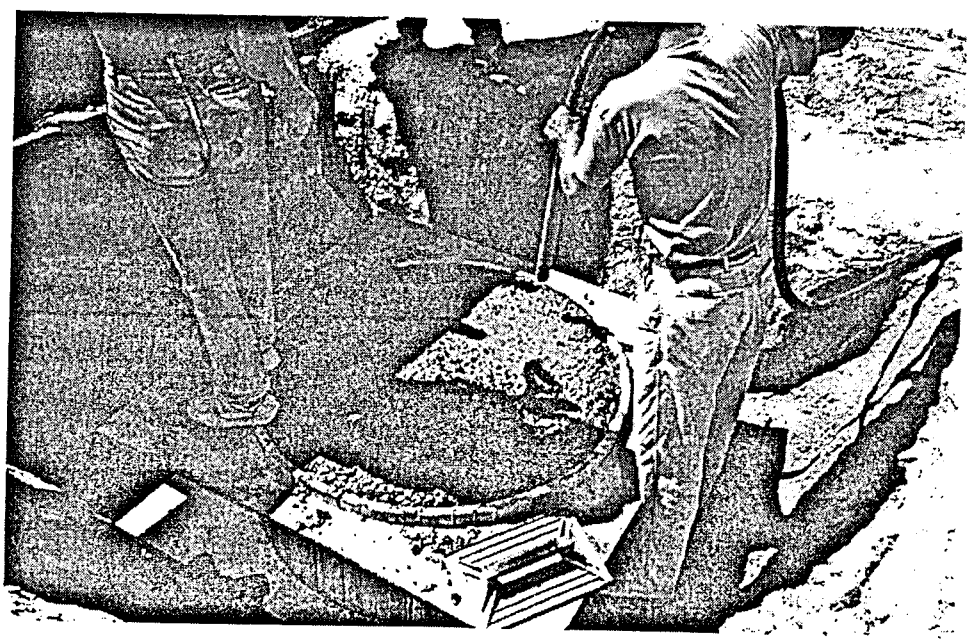
No Verão de 1990 foi preparada uma plataforma(*) para apoio da sapata, cerca de 1 metro abaixo da cota geral (à cota 66). Na Figura 4.1 apresenta-se fotografias que ilustram as fases de execução. Após a preparação da plataforma, com o máximo cuidado para evitar descompressões do maciço, a sapata foi betonada sobre o terreno. Para o efeito usou-se uma cofragem cilíndrica com diâmetro de 1,20 m e altura de 0,50 m, tendo a sapata sido armada com varões de $\phi 8$ mm em aço *A400NE* numa malha ortogonal e betonada com betão da classe *B30*.

(*) Em primeiro lugar, foi realizado o ensaio de carga da sapata com D=1,00 m, tendo-se apoiado as vigas de reacção em zonas que, pela análise visual, pareciam suficientemente homogéneas e poder assegurar o suporte da estrutura de carga (prevista para 150 tf), considerando a área de apoio dos banzos dos perfis. Infelizmente, heterogeneidades entre os 8 pontos de apoio levaram a deformações diferenciais (ainda que pequenas) suficientes para que as vigas rodassem ligeiramente, tendo-se verificado a queda da estrutura de carga, o que inviabilizou o ensaio sobre esta sapata.

Na Figura 4.2 apresenta-se uma perspectiva do trabalho de regularização da plataforma. Como é claro pela sequência fotográfica, a escavação limitou-se, de início, ao cabouco para a betonagem da sapata só sendo posteriormente escavada a área adjacente. Esta escavação foi realizada tendo em conta a necessidade de implantação dos apoios das vigas de suporte da estrutura de reacção - à frente que se descreve - a uma distância considerada suficiente para não haver interferência no maciço subjacente à sapata.



a)



b)

Figura 4.1 - Fases de execução da sapata protótipo: a) abertura dos caboucos e regularização da superfície; b) montagem de cofragem e betonagem.

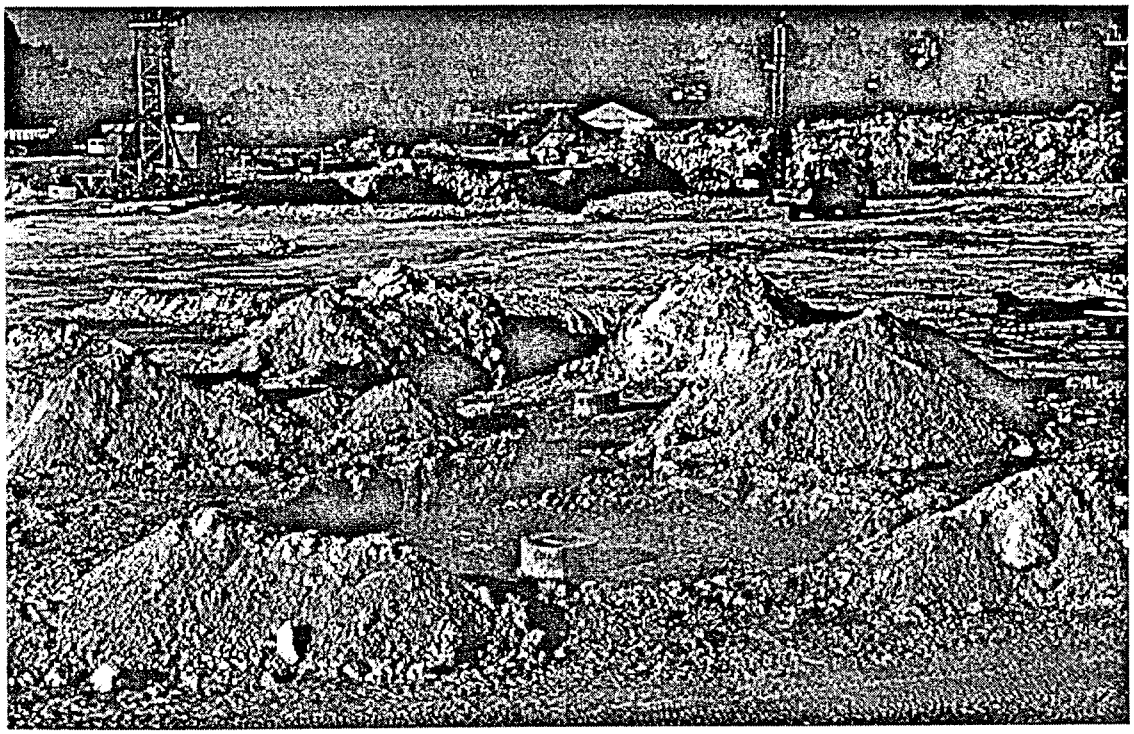


Figura 4.2 - Panorâmica da plataforma de ensaio da sapata protótipo.

Para estimativa da distância dos apoios das vigas em relação à sapata, bem como para o estabelecimento da área a escavar à cota da base desta, recorreu-se às soluções para avaliação da extensão em planta da zona plastificada (cunha de rotura) em solos não coesivos (Meyerhof, 1963), usando os valores estimados do ângulo de atrito (ver 3.2.4). Na Figura 4.3 apresenta-se um esquema da disposição dos apoios da estrutura de reacção com as dimensões finais das plataformas dos ensaios.

Para apoio das vigas de suporte da estrutura de carga da sapata de D=1,20m foram construídos uns maciços de brita compactada e betão simples, regularizados na superfície. Na cofragem dos mesmos deixou-se um rasgo para passagem em vão livre da viga de referência dos deflectómetros que seriam colocados para observação dos assentamentos da sapata. O apoio desta viga (*INP12*) fez-se em pontos situados para além da zona dos apoios das vigas de suporte e a uma distância do eixo da sapata de cerca de 6,0 m (ver Figura 4.4a). A montagem da estrutura, de que se mostram diversos aspectos na Figura 4.4, terminou em Junho de 1991, altura em que se procedeu ao ensaio de carga. Para tal, o depósito cilíndrico foi cheio com terra por forma a, em conjunto com o peso próprio da estrutura, garantir uma reacção de cerca de 130 tf. Este valor foi fixado estimando a capacidade de carga da sapata pela expressão (2.34) e usando os parâmetros de resistência avaliados pelos ensaios preliminares (c' =15 kPa; ϕ' = 33°) - Quadro 3.2.

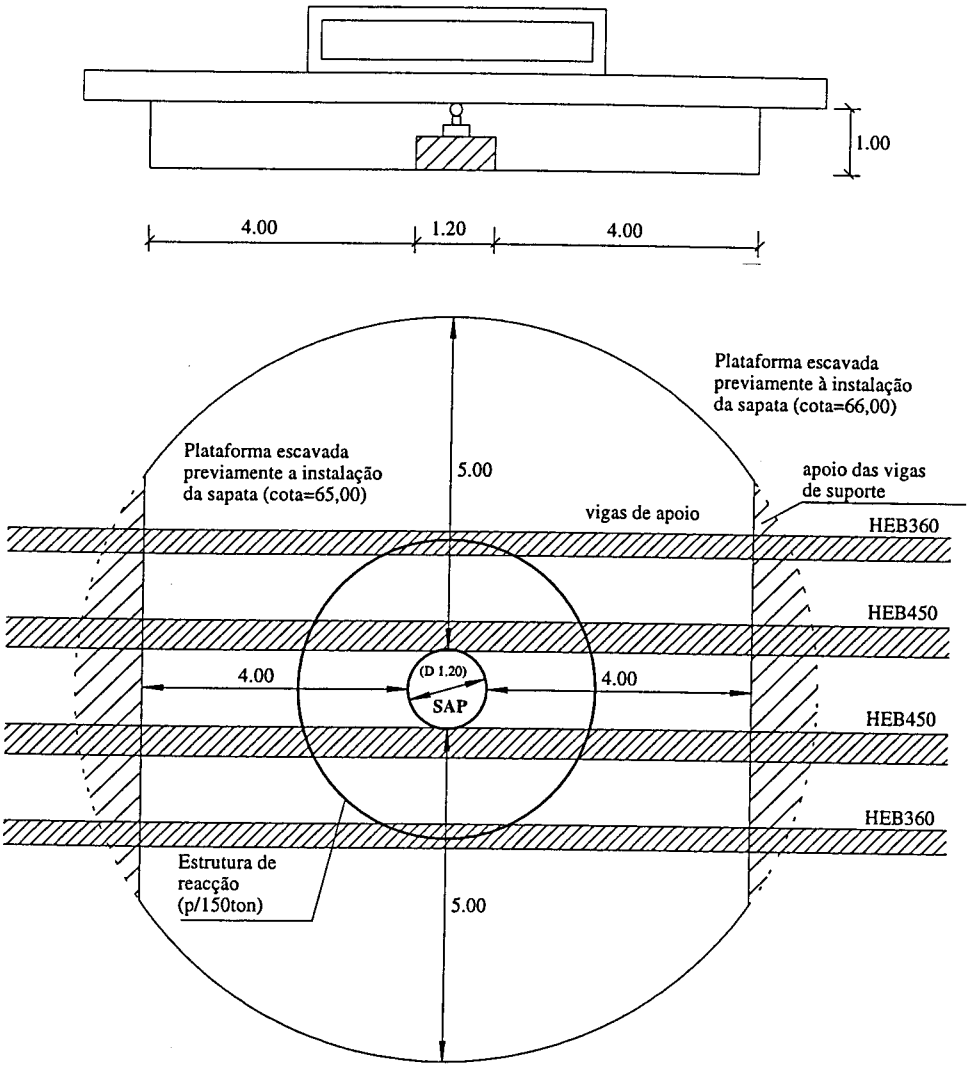
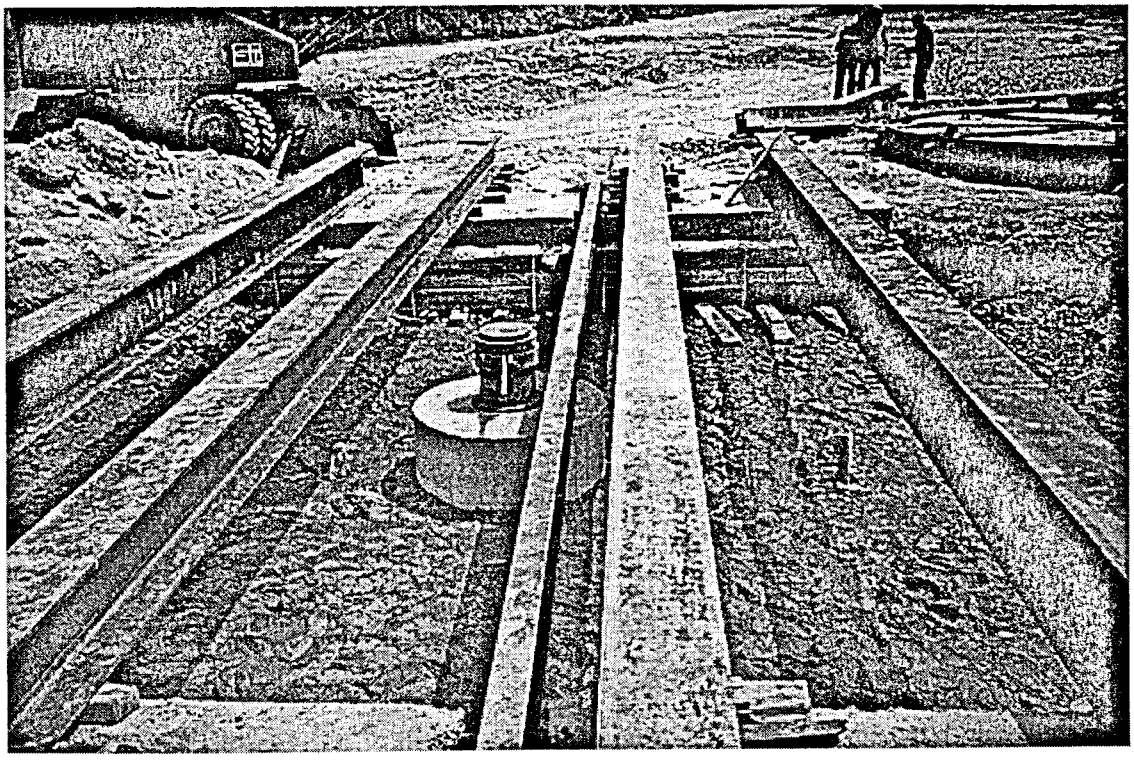


Figura 4.3 - Esquema da disposição dos pontos de apoio da estrutura de reacção, com indicação das dimensões das plataformas dos ensaios.

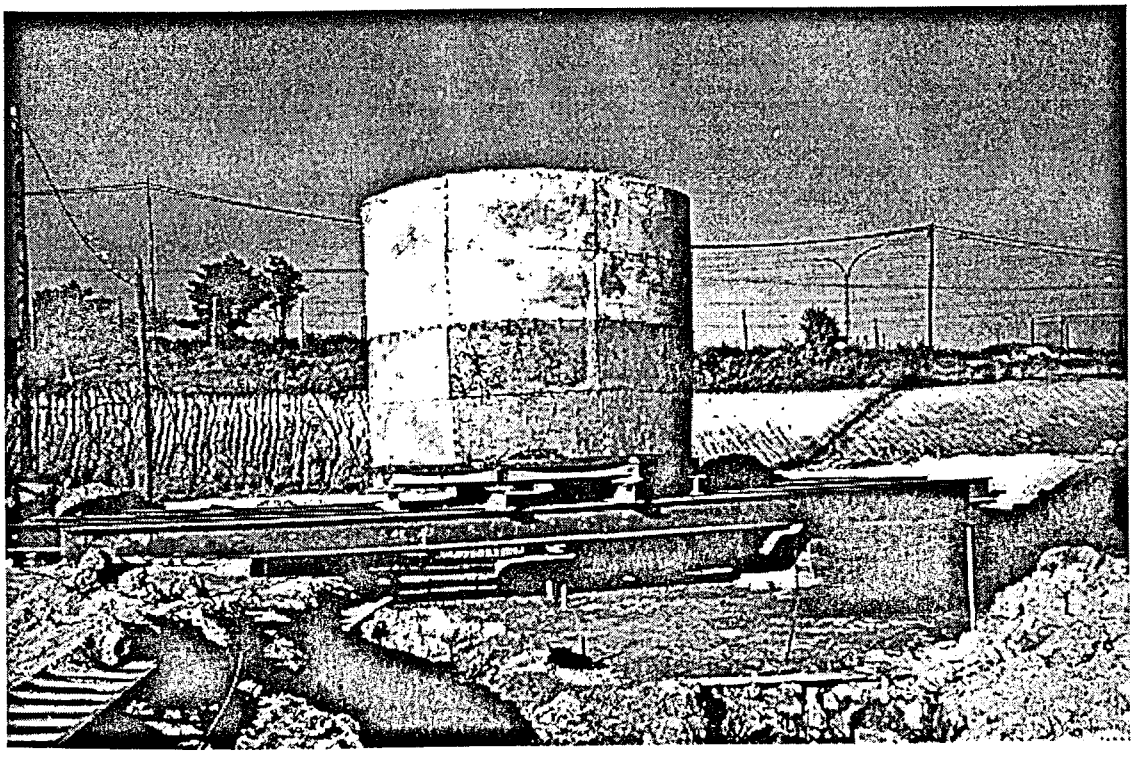
4.2 - INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação da sapata e do terreno envolvente foi feita com os seguintes elementos (ver esquema na Figura 4.5 e diversos aspectos ilustrativos na Figura 4.6):

(i) **3 deflectómetros** de 50 mm de curso e precisão de 0,01 mm apoiados na viga de referência e em placas lisas (de vidro polido) colocadas no topo da sapata; estes aparelhos permitiram observar os assentamentos da sapata bem como, em virtude da sua distribuição espacial, eventuais rotações da mesma (Figura 4.6a);

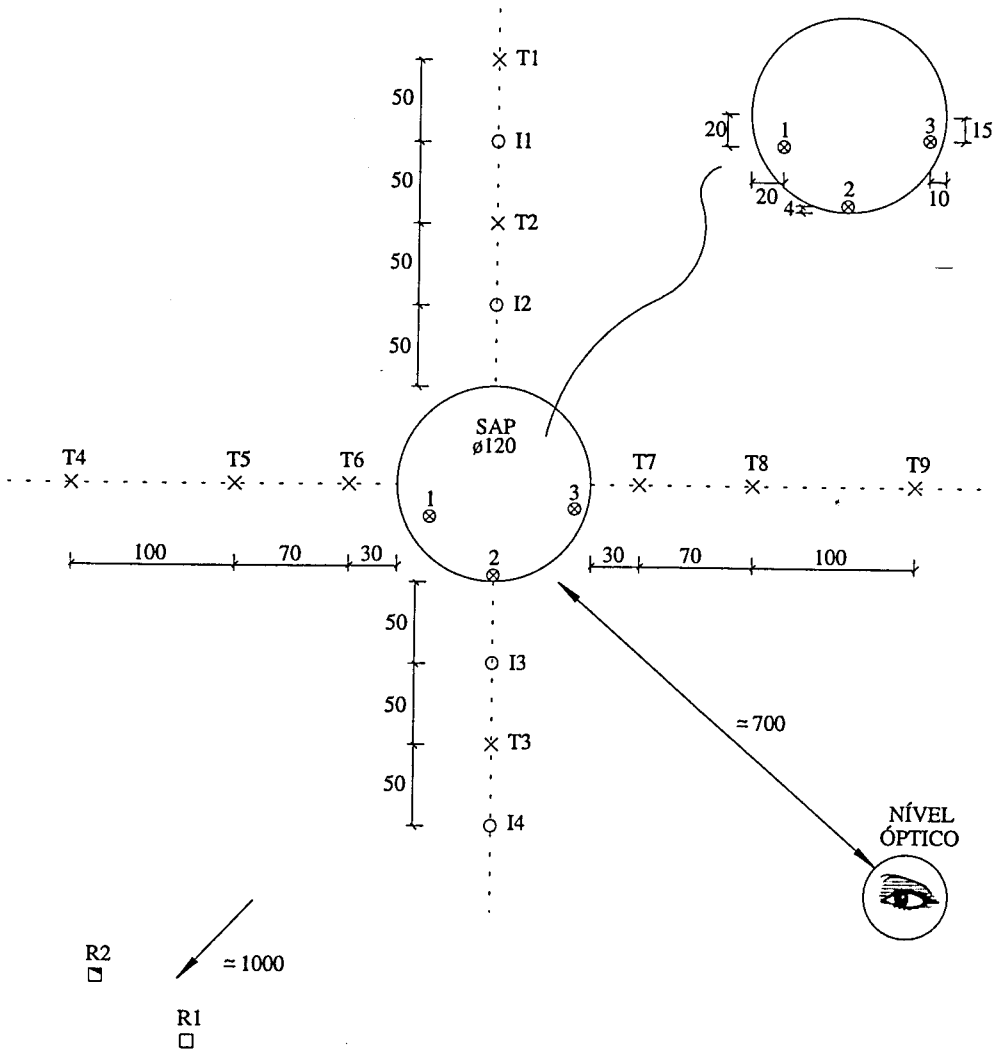


a)



b)

Figura 4.4 - Fases da montagem da estrutura de reacção: a) montagem das vigas; b) vista geral da estrutura depois de pronta.



⊗ - deflectómetros (comparadores) mecânicos (50,00 mm);

× - marcas topográficas (nível óptico);

O - inclinómetros;

□ - marcas de referência topográfica;

Nota: distâncias em cm.

Figura 4.5 - Esquema da instrumentação usada na sapata experimental.

(ii) **9 marcas de referência** para observação topográfica dos deslocamentos verticais de pontos da superfície adjacente à sapata; estas marcas consistiram em pequenos tubos verticais encastrados no terreno (por pequenos bolbos de argamassa), nos quais se rebitaram fitas metálicas graduadas em milímetros; as leituras foram feitas com um nível óptico de 0,1 mm de precisão, montado sobre uma plataforma rebaixada e afastada cerca de 7,0 m da sapata, estando o nível do óculo a cerca da meia altura dessas marcas de referência; foram ainda colocadas duas marcas a mais de 10,0 m da sapata, em pontos não influenciados pelo carregamento, que

serviram para referência das leituras de base sempre que foi necessário deslocar o aparelho (o ensaio prolongou-se durante cerca de 2 semanas pelo que houve necessidade de recolher o equipamento durante alguns períodos);

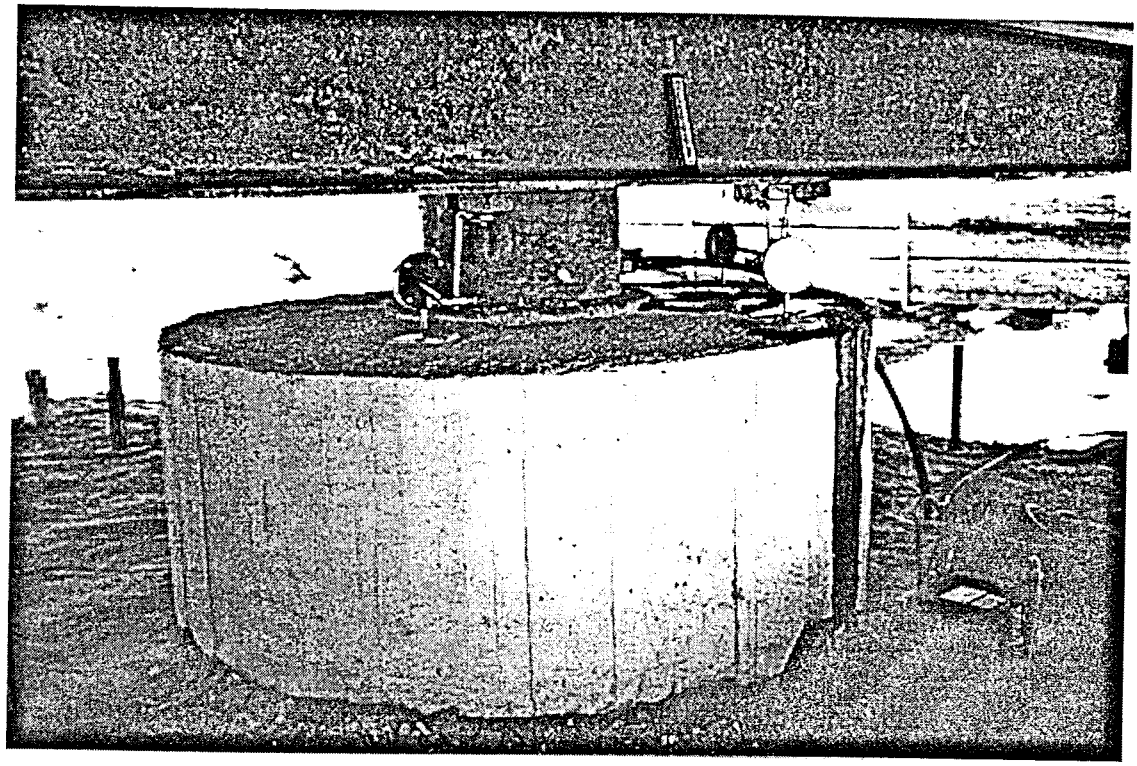
(iii) **4 tubos inclinométricos** de 6,0 m de comprimento e diâmetro interior de 56,0 mm; para a sua montagem utilizou-se um trado mecânico de diâmetro de 75,0mm (o diâmetro exterior dos tubos, com os rebordos para as rodas do torpedo, era de 67,0 mm); os tubos foram convenientemente selados às paredes do furos com uma calda de cimento e areia previamente colocada no seu interior;

(iv) os 4 tubos inclinométricos serviriam também como **piezómetros** abertos para observação da posição do nível freático.

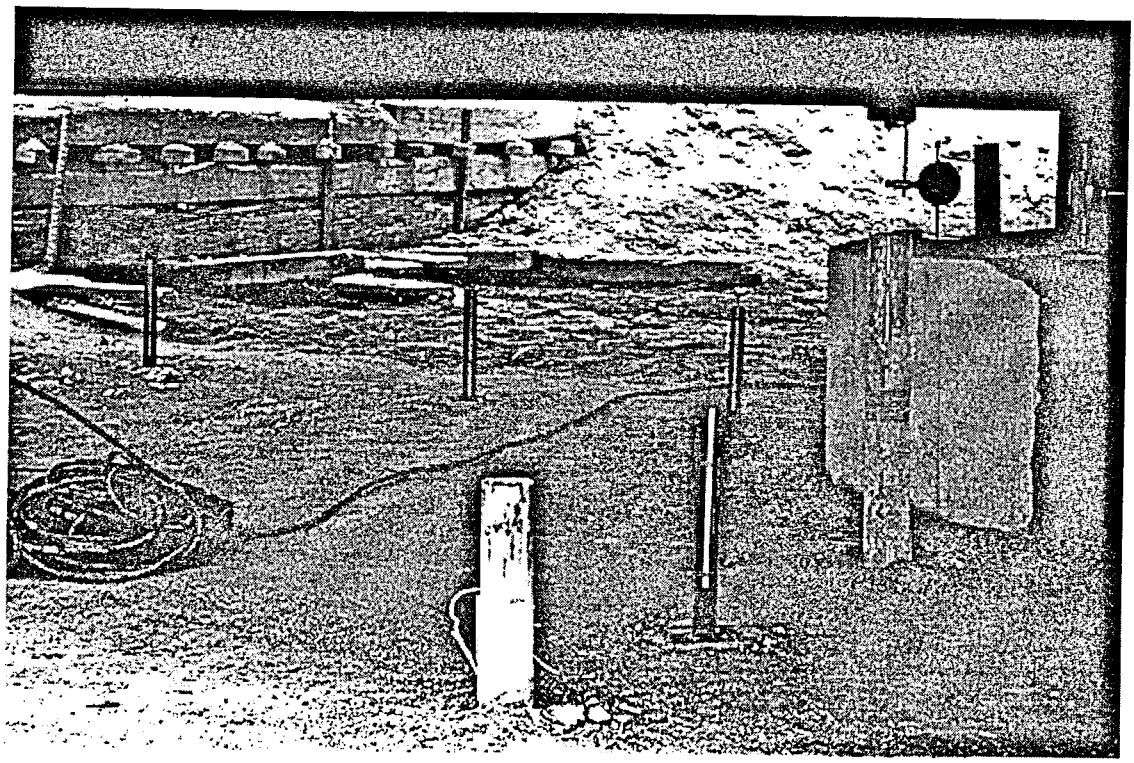
4.3 - SEQUÊNCIA DE CARREGAMENTO E CRITÉRIOS DE ESTABILIZAÇÃO DE DEFORMAÇÕES

Tendo em conta a bibliografia citada no Capítulo 2, optou-se pela sequência de carregamento identificada no Quadro 4.1, constituída por 35 escalões de carga. Esta sequência incluiu 4 ciclos de carga e descarga que se definem convenientemente no quadro. Refira-se que a tensão inicial (cerca de 13 kPa), correspondente ao peso próprio da sapata e do macaco hidráulico, não foi considerada para efeito de interpretação do ensaio.

Os valores do tempo de estabilização, que se indicam no Quadro 4.1, correspondem ao critério descrito no Capítulo 2 mais adaptado aos solos residuais saprolíticos. Esse critério baseia-se na norma soviética (Sousa Coutinho, 1990) que, pelo seu nível de exigência, pareceu ser a que melhor se ajustaria ao caso em apreço. Assim, nos escalões de carga, exigiu-se que o acréscimo de assentamento - definido como o valor médio dos registos nos três deflectómetros colocados sobre a sapata - fosse menor do que 0,1 mm num intervalo de tempo de quatro horas (valor indicado para saprólitos). Todavia, para tornar o ensaio menos demorado, em alguns casos aceitou-se que o assentamento estava estabilizado quando o acréscimo de assentamento num intervalo de duas horas fosse inferior a metade do valor indicado, ou seja, 0,05 mm. Como se pode ver no quadro, até cerca de 150 kPa o período de estabilização foi de 4 horas, entre 200 e 500 kPa foi de 6 a 8 horas, entre 550 e 650 kPa foi de 10 a 12 horas e acima dos 700 kPa foi de cerca de um dia ou superior (último escalão). Refira-se que, apesar desta simplificação, este processo é bastante exigente, em particular se for tido em consideração que a área de carregamento é sensivelmente o dobro da maior área proposta para as placas de ensaio na referida norma (5000 cm^2). Este processo, considerando ainda os ciclos de descarga e recarga intermédios, conduziu a que o ensaio tivesse uma duração de aproximadamente 15 dias.



a)



b)

Figura 4.6 - Aspectos da instrumentação da sapata e do maciço envolvente: a) deflectómetros; b) disposição das marcas topográficas e dos tubos inclinométricos.

Quadro 4.1 - Sequência do carregamento, período de estabilização e registos efectuados em cada escalão.

Ciclos Principais	Tipo de Carregamento	Tensão (kPa)	Estabilização (horas)	Número de registos efectuados			
				Deflect.*	M. Topogr.	Inclinóm.	Nível Freático
1º Ciclo	1ª Carga	0	—	1	1	1	1
		11	4	10	1	1	1
		27	4	10	1	1	1
		49	4	10	1	1	1
		76	4	10	1	1	—
		98	4	10	1	2	1
	Descarga--recarga	49	2	8	1	—	—
		0	10	5	1	1	1
2º Ciclo		49	2	8	1	—	—
		98	2	8	1	1	1
	1ª Carga	152	4	10	1	1	—
		201	6	12	1	1	1
		250	6	12	1	1	—
		300	8	14	1	1	1
		349	6	12	1	—	—
		398	6	12	1	1	1
	Descarga--recarga	201	2	8	1	—	—
		0	16	6	1	1	1
3º Ciclo		201	2	8	1	—	—
		398	2	8	1	1	1
	1ª Carga	452	8	14	1	—	—
		501	8	14	1	1	1
		550	12	18	3	1	—
		599	10	16	2	1	1
		648	10	16	2	1	—
		702	20	26	1	1	—
		751	24	30	3	1	1
		800	24	30	2	2	—
		849	24	30	1	1	1
	Descarga--recarga	0	12	18	1	1	—
		849	12	18	1	1	1
4º Ciclo	1ª Carga	904	24	30	2	2	—
		953	24	30	2	2	1
		** 1002	36	42	2	1	1
	Desc. final	501	2	8	—	—	—
		0	14	20	1	1	1

* Os registos nos 3 deflectómetros foram medianizados de cada vez, tendo-se seguido o ritmo temporal especificado no texto e de acordo com o critério de estabilização. Este critério não se aplica aos ciclos de descarga-recarga, onde se aguardou uma hora em cada escalão, tendo-se constatado que era suficiente para garantir estabilização.

** Correspondente a 116tf e definido como fim de carregamento. Ver texto.

Para a definição do fim do carregamento - especificação da rotura - foi seguida a norma ASTMD1194 (1989), a qual sugere um dos dois seguintes critérios:

(i) ultrapassagem de uma carga claramente definidora da rotura de pico;
(ii) no caso de roturas por punçoamento, um assentamento limite de 10% do diâmetro da placa.

Outros autores (Vésic, 1975) referem que em solos especialmente compressíveis a rotura global só se atingirá, muitas das vezes, para assentamentos de 25 a 50% do diâmetro referido.

No caso presente, atingiu-se praticamente a condição limite (ii) da norma ASTM, tendo-se limitado a carga a cerca de 116 tf já que a possível instabilidade do depósito cilíndrico apoiado exclusivamente no macaco hidráulico causava alguma preocupação. Considera-se contudo que, ainda que não tenha havido clara manifestação de rotura global (este ponto será analisado em pormenor mais à frente), se atingiram níveis de deformação claramente acima dos geralmente associados à rotura parcial ou localizada. Conseguiu-se, aparentemente, uma melhor definição da rotura nos ensaios de placa, como adiante se verá.

A geometria da rotura ou, pelo menos, da rotura parcial será analisada com mais pormenor no ponto seguinte (potenciada pela observação dos vários instrumentos de medição), mas foi genericamente do tipo punçoante, com acentuada deformação por compressão no solo imediatamente subjacente à sapata em contraste claro com a superfície adjacente.

Uma referência deve ser feita à posição do nível freático. Durante o carregamento e em cada passo de carga foram lidas as profundidades do nível freático nos 4 tubos inclinométricos, tendo aquelas oscilado entre 0,76 e 1,11 m, pelo que na análise dos resultados se considerará o nível freático a 1,0 m da base da sapata.

4.4 - RESULTADOS OBTIDOS

4.4.1 - Curvas tempo-assentamento

A questão da evolução dos assentamentos merece um estudo detalhado que será realizado no Capítulo 6. Logo, de momento mostra-se apenas o aspecto típico dessa evolução, apresentando a Figura 4.7 as curvas tempo-assentamento correspondentes aos escalões aí referenciados.

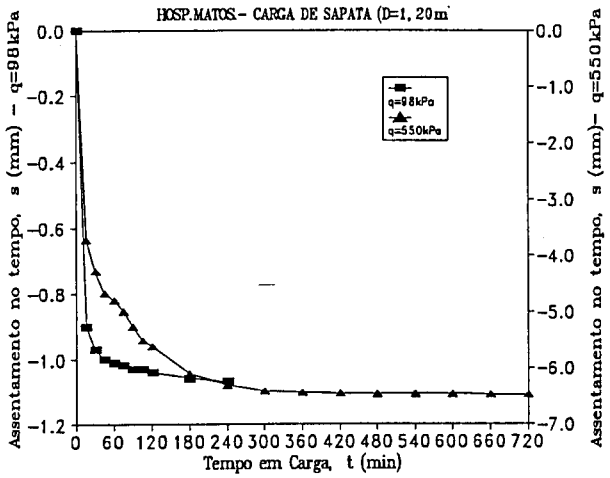


Figura 4.7 - Curvas tempo - assentamento dos escalões q = 98 e 550 kPa.

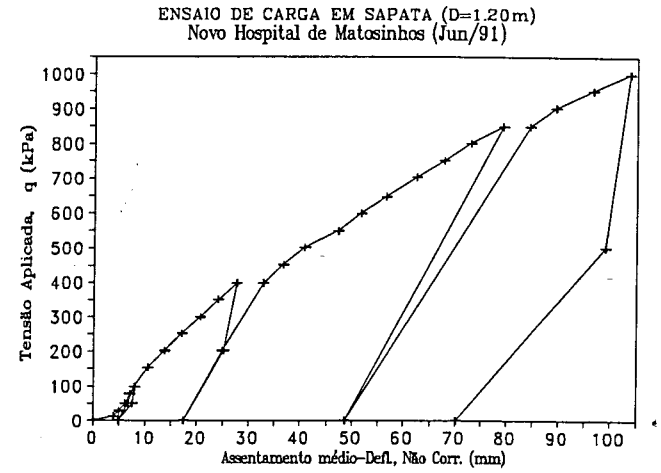
4.4.2 - Curvas carga-assentamento

Na Figura 4.8a apresenta-se a curva carga-assentamento do ensaio da sapata, correspondendo os valores de assentamento à média aritmética dos registos obtidos nos três deflectómetros colocados no topo daquela.

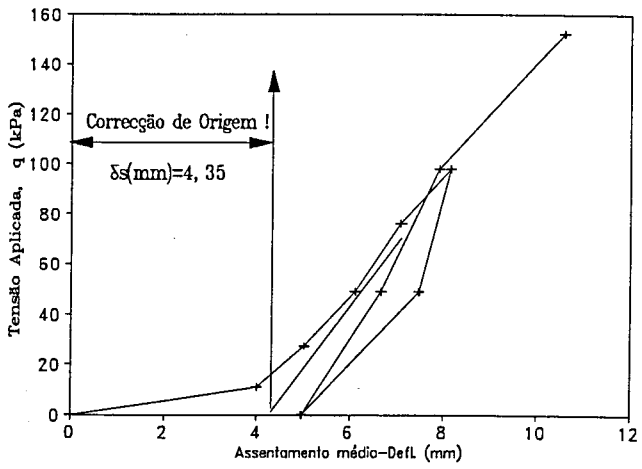
A correcção da deformação imputável à descompressão do terreno, previamente escavado, verificada nos primeiros escalões de carga, foi feita por meio da translação do eixo das ordenadas, como se representa na Figura 4.8b. Considerou-se a inclinação inicial idêntica à do escalão de carga de 49 para 76 kPa, dado se ter constatado que este era sensivelmente paralelo ao ramo de descarga e recarga levado a efeito após se atingir os 98 kPa.

Na Figura 4.8c apresenta-se a curva corrigida nos termos descritos. Nesta é perceptível uma aparente tensão de cedência, definida pelo ponto de intersecção de dois troços aproximadamente rectilíneos que, para ser mais claro, se representam na Figura 4.9, onde se incluem apenas os primeiros escalões de carga (até 398 kPa). Como se vê nesta figura, essa tensão tem um valor de cerca de 150 kPa.

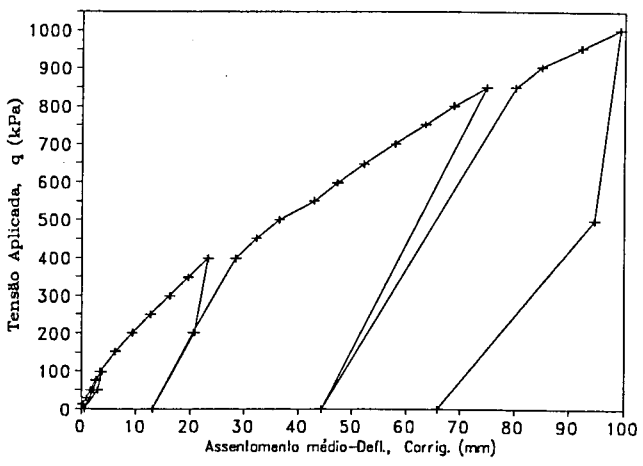
Não sendo de definição indiscutível, esse ponto de transição revela, no entanto, uma diferença de comportamentos imputável ao início da plastificação de zonas subjacentes à sapata, podendo, por isso, ser representativo da transição de um comportamento eminentemente elástico (quasi-reversível) para regiões claramente não reversíveis. Esta intuição parece ser confirmada pela pequena diferença das inclinações da curva corrigida de primeira carga e dos ramos de descarga e recarga, situação que se perde muito claramente nos ciclos de descarga-recarga realizados a partir de tensões elevadas.



a)



b)



c)

Figura 4.8 - Curva tensão - assentamento do ensaio da sapata: a) curva não corrigida; b) correcção do início da curva; c) curva corrigida.

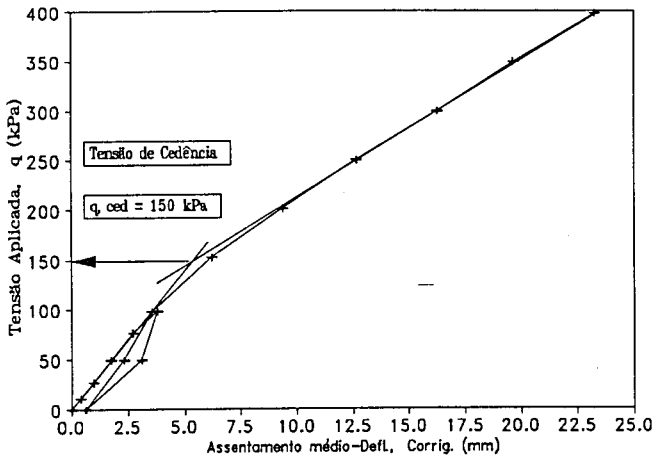


Figura 4.9 - Tensão de cedência aparente.

Refira-se, por outro lado, que a fluência se faz sentir em especial após a ultrapassagem das tensões limiares elásticas ou pseudo-elásticas, estando associada à quebra de ligações de cimentação estrutural interparticular. Tal facto é posto em evidência pelo aumento sucessivo dos tempos de estabilização após a tensão de 150 kPa (ver Quadro 4.1).

Torna-se pertinente referir o critério prático de Décourt (1992) que estipula, para tensões admissíveis de fundações superficiais sobre maciços do tipo residual, as relativas a assentamentos de 6,0 mm em placas normalizadas de 80 cm (prática corrente no Brasil). Considerando que tal corresponde a um assentamento relativo de cerca de 0,75% do diâmetro da área de carga, tem-se para o caso em análise:

$$s = 0{,}75\% \cdot \mathrm{B} \;\Rightarrow\; q_{adm} \cong 190 - 200 \text{ kPa}$$

Se se reparar na curva corrigida (Figura 4.8c), tal corresponde sensivelmente ao ponto de início do segundo troço rectilíneo, após o ramo curvilíneo de transição entre este e o primeiro troço rectilíneo. A curva carga-assentamento obtida indicia uma resposta relativamente pouco não-linear, não sendo evidenciadas zonas de curvatura acentuada que poderiam associar-se a níveis de cedência plástica do maciço e, se bem definidas, a planos de rotura em progressão.

Nas análises que se seguem, os critérios limites a adoptar terão, assim, que contemplar sobretudo condições de serviço, como seja a referida limitação do assentamento. Há, contudo, vantagem em identificar pontos singulares da curva carga-assentamento, em particular os referentes a mudanças de tendência (por exemplo, de inclinação de ramos aproximadamente lineares). Este trabalho, dado que estes últimos pontos não revelam marcada definição, será potenciado pela observação simultânea das respostas da instrumentação complementar.

4.4.3 - Deslocamentos verticais da superfície do terreno

As Figuras 4.10 a, b e c mostram os deslocamentos verticais de pontos da superfície do terreno envolvente da sapata, obtidos pela leitura com o nível topográfico no fim de cada fase (após estabilização). Em cada uma das figuras foram agrupadas as marcas diametralmente opostas, ou seja, *MT6* e *MT7*, *MT5* e *MT8* e, ainda, *MT4* e *MT9* (ver Figura 4.5) distanciadas do eixo 0,90, 1,60 e 2,60 m, respectivamente.

Verifica-se, antes de mais, uma concordância bastante boa da resposta das marcas superficiais colocadas simetricamente, o que indica mobilização razoavelmente homogénea dos deslocamentos internos do maciço, e mais reafirma a ideia da não mobilização de cunhas de rotura que, como é sabido, geralmente se desenvolvem para um dos lados da superfície de carga.

São, por outro lado, muito consistentes os valores relativos dos assentamentos das marcas superficiais conforme a distância ao eixo da sapata, decrescendo naturalmente para zonas mais afastadas desta.

Observe-se que a tendência generalizada é de ocorrerem assentamentos, sendo a sua variação relativamente linear nos primeiros níveis de carga. Para valores mais elevados da tensão transmitida, verifica-se uma estabilização desses assentamentos, notando-se uma tendência para subsequentes empolamentos. Esta inversão poderá indicar - como adiante será analisado em mais pormenor - o início da mobilização da rotura global. Esta não foi atingida pelas razões operacionais já referidas, nomeadamente, pelo facto de serem necessários grandes assentamentos da sapata para que no maciço se mobilizassem cunhas de deslizamento que levassem ao levantamento do terreno superficial adjacente.

Refira-se, ainda, que os assentamentos das marcas superficiais alinhadas com as calhas inclinométricas (ver Figura 4.5) apresentam a mesma tendência mas valores absolutos (a distâncias correspondentes do eixo da sapata) consideravelmente mais baixos. Este facto deve ser reflexo de alguma rigidificação dos movimentos laterais e, consequentemente, dos assentamentos superficiais, provocada pela presença das calhas inclinométricas que, sendo de alumínio e selados ao maciço com argamassa, podem ter algum efeito na propagação do movimento interno, aspecto tanto mais relevante quanto é certo que a grandeza dos movimentos é muito pequena. Para efeitos da presente análise, faz-se uso sómente dos movimentos livres na direcção onde se utilizou exclusivamente a instrumentação com marcas superficiais, procurando assim eliminar aquele factor marginal.

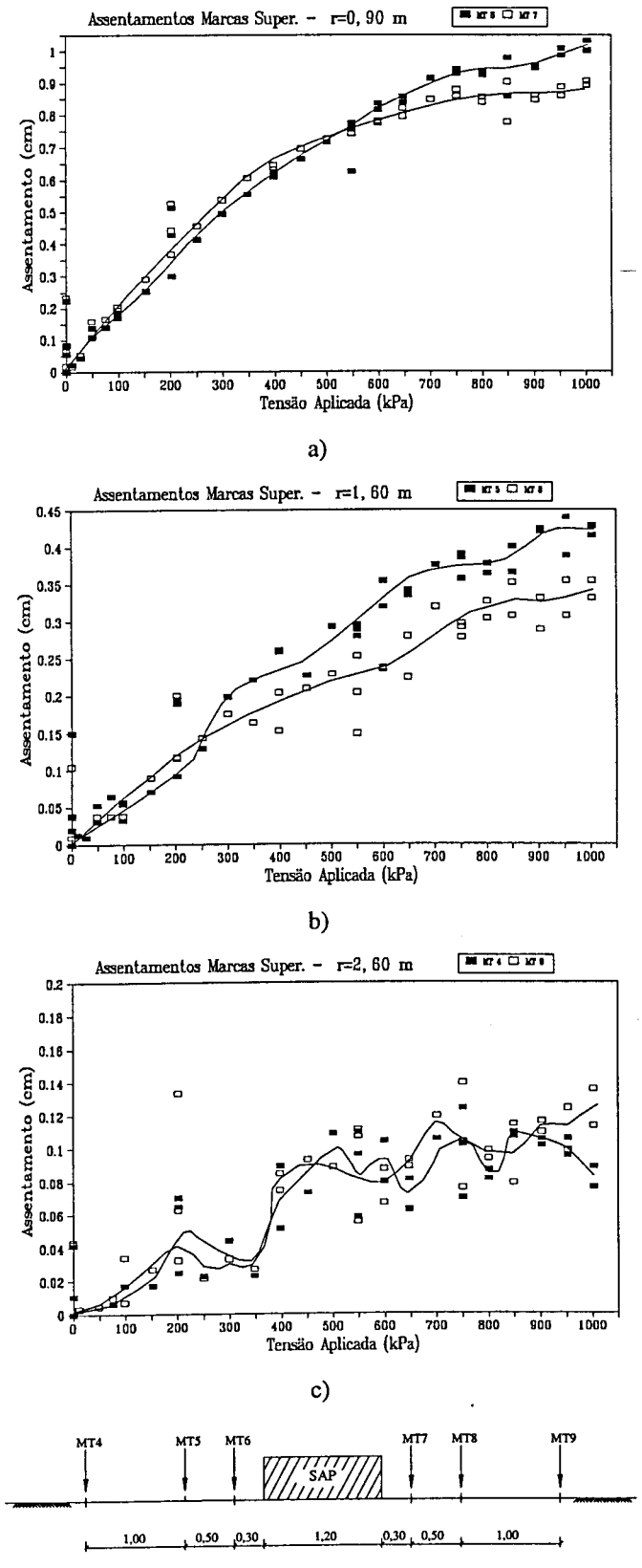


Figura 4.10 - Assentamentos (leitura topográfica) das marcas superficiais colocadas simetricamente em relação ao eixo da sapata *versus* tensão aplicada. Distância ao eixo: a) $r = 0{,}90$ m; b) $r = 1{,}60$ m; c) $r = 2{,}60$ m.

Na Figura 4.11 apresenta-se, a título comparativo, os assentamentos da sapata lidos pelo mesmo nível topográfico que serviu para observação das marcas superficiais e os obtidos a partir dos deflectómetros apoiados na viga de referência. Aparte as oscilações próprias de uma leitura óptica de menor precisão, considera-se que a concordância das leituras pelos dois sistemas é bastante razoável. Sem pretender generalizar, pode-se assim afirmar que as leituras realizadas topograficamente merecem crédito pela sua cuidadosa execução.

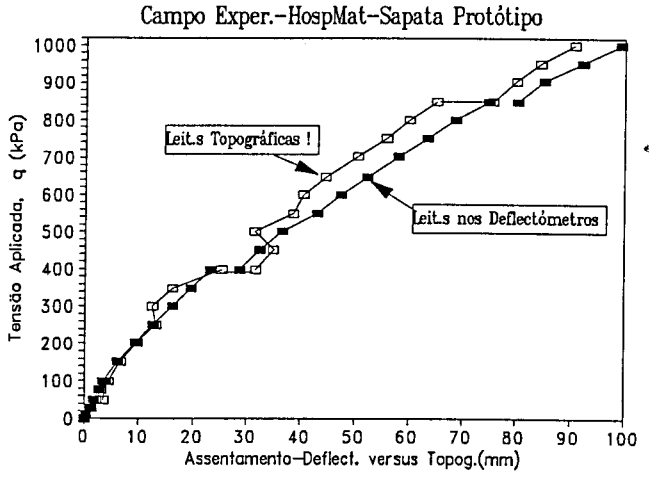


Figura 4.11 - Comparação dos assentamentos obtidos dos deflectómetros e das observações topográficas.

4.4.4 - Deslocamentos horizontais

A Figura 4.12 representa os deslocamentos horizontais de pontos à superfície e no interior do maciço obtidos pelas medições inclinométricas. Incluem-se os deslocamentos relativos aos perfis verticais simétricos colocados a 0,50 e a 1,50 m do bordo da sapata na direcção diametral, *YY* (ver Figura 4.5). Para não se sobrecarregar a disposição gráfica e melhor se visualizar as tendências, optou-se também por só apresentar alguns escalões de primeira carga.

Verifica-se que, embora com algumas flutuações, há um movimento genérico no sentido da área carregada para os primeiros escalões de carga, o que é consonante com os assentamentos das marcas superficiais, já apresentados. A partir de tensões da ordem de 650 e 700 a 800 kPa, sendo o primeiro valor relativo ao inclinómetro 1 (mais afastado da área de carga) e a segunda gama de valores relativa aos inclinómetros 2 e 3 (mais próximos da sapata), respectivamente, verifica-se uma inversão desta tendência, ou seja, os movimentos tendem para o exterior da área carregada. Não chegam, porém, para os valores das tensões atingidas (1002 kPa) a ultrapassar o leitura de "zero" (vertical).

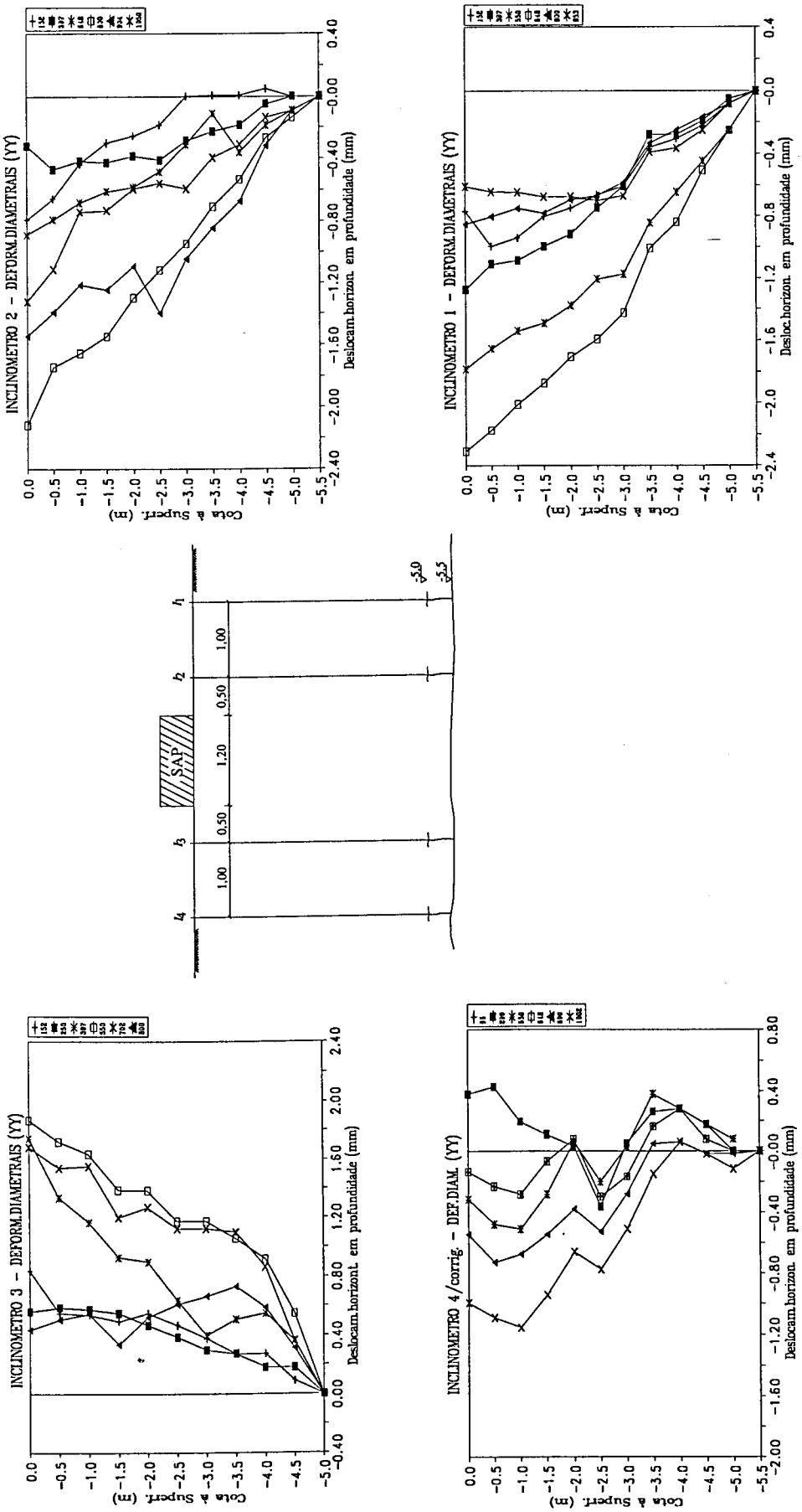


Figura 4.12 - Tendência dos movimentos horizontais internos (inclinómetros) no maciço subjacente à sapata.

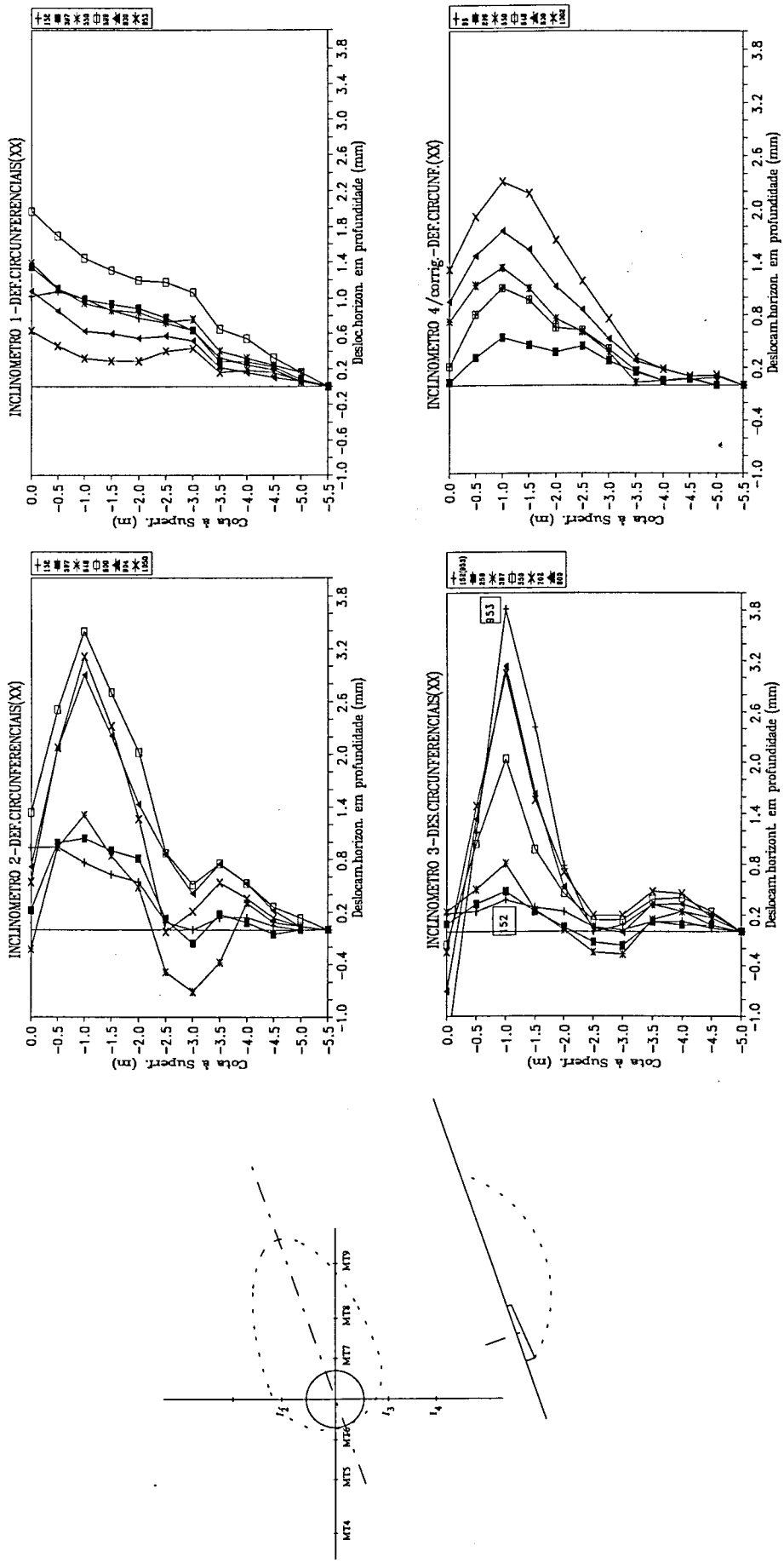


Figura 4.13 - Tendência dos deslocamentos horizontais na direcção perpendicular à diametral (*XX'*). Definição de uma zona tendencial de rotura generalizada.

Saliente-se que os deslocamentos horizontais obtidos se aproximam dos valores do erro do próprio equipamento, pelo que esta instrumentação deve ser tida meramente como definidora de tendências e nunca como indicativa de valores absolutos reais.

Esta inversão de tendência é corroborada pelas leituras dos movimentos na direcção perpendicular (em cada inclinómetro biaxial fizeram-se leituras nas duas direcções ortogonais) à diametral, ou seja a direcção *XX'* (ver Figura 4.5). Nesta direcção sente-se com alguma notoriedade uma concentração de deformações a uma profundidade de cerca de 1,0 m ($\cong 0{,}8 \cdot D_{sap}$) num dos sentidos (Figura 4.13).

No final do carregamento e após o desmonte da estrutura de carga, fez-se uma medição de nível nas duas direcções antes definidas (*XX'* e *YY'* - Figura 4.5) na superfície lisa de uma placa metálica, colocada no topo da sapata e nivelada previamente ao ensaio, recorrendo a um clinómetro de grande precisão. As rotações obtidas foram as seguintes:

$$\theta_{XX'} = -1^\circ 20'$$
$$\theta_{YY'} = -30'$$

Estes valores revelam uma incipiente tendência para rotação da sapata para tensões aplicadas mais elevadas, manifestando, assim, proximidade da rotura ou, pelo menos, de um início de plastificação mais evidente num dos sentidos, o que corrobora as tendências observadas nas leituras inclinométricas nos eixos *XX'* (ortogonais à direcção diametral). Na Figura 4.13 esquematiza-se uma hipotética cunha de desenvolvimento de rotura em profundidade, estimada a partir dos movimentos anteriormente descritos.

Os valores dos assentamentos relativos das marcas superficiais simétricas e equidistantes em relação ao eixo da sapata, são também reflexo desta geometria de rotura . De facto, como se pode verificar da observação das curvas da Figura 4.10, os assentamentos da marca *MT6* são superiores aos da marca correspondente *MT7*. A mesma tendência se verifica entre as marcas *MT5* e *MT8*. Esta diferença já não é detectável nas marcas *MT4* e *MT9* por se encontrarem muito afastadas da sapata em zonas do maciço pouco influenciadas pela rotura.

4.5 - ENSAIOS DE CARGA EM PLACA

4.5.1 - Introdução

Nos maciços residuais a capacidade de carga resulta de factores de resistência imputáveis às componentes atrítica e coesiva da massa de solo envolvida, pelo que essas

componentes só poderão ser devidamente deduzidas de ensaios de carga superficiais se forem realizados dois ou mais, com dimensões distintas, e sobre um mesmo maciço supostamente homogéneo, pelo menos na zona envolvida pelos respectivos carregamentos.

Tendo-se, além disso, constatado que a curva do ensaio da sapata em verdadeira grandeza não permitia definir claramente a rotura, mais se exigia complementá-lo com ensaios do mesmo tipo, mas sobre áreas de mais reduzida dimensão que permitissem, com recurso a meios de reacção mais modestos, atingir a rotura.

À necessidade de realização de mais do que um ensaio de carga para se poder definir a rotura, acresce a vantagem de se poder fazer uma análise integrada das curvas de tensão--deslocamento dos diferentes ensaios, de modo a estudar a importância do binómio "deformabilidade-profundidade de influência".

4.5.2 - Disposição das placas e equipamento usado

Na mesma zona do ensaio de carga da sapata protótipo, foram preparadas duas superfícies para a realização de dois ensaios de placa, uma com 30 cm de diâmetro e outra com 60 cm, à mesma cota da base da sapata e afastadas da mesma (ver Figura 4.14) de 2,0 m e 3,0 m, respectivamente. Estas distâncias foram consideradas suficientes para se garantir a independência dos maciços carregados nos sucessivos ensaios.

Para reacção foram utilizadas as vigas de suporte da estrutura cilíndrica usada no ensaio da sapata após este concluído, tal como ilustra a Figura 4.15 para a placa de 60 cm. Houve sempre o cuidado de regularizar convenientemente a plataforma de apoio da forma atrás descrita.

A instrumentação dos ensaios confinou-se à leitura do assentamento vertical resultante da carga aplicada com um macaco hidráulico, sendo essa leitura feita em relação a uma viga de referência (viga "Benkelmann"), propriedade da Universidade do Minho, disposta da forma ilustrada na fotografia da Figura 4.15.

4.5.3 - Sequência dos ensaios e resultados obtidos

Os critérios de aplicação dos incrementos de carga seguiram termos semelhantes aos descritos em pormenor em 4.3, referente ao ensaio da sapata. No Quadro 4.2 indicam-se os escalões de carga adoptados.

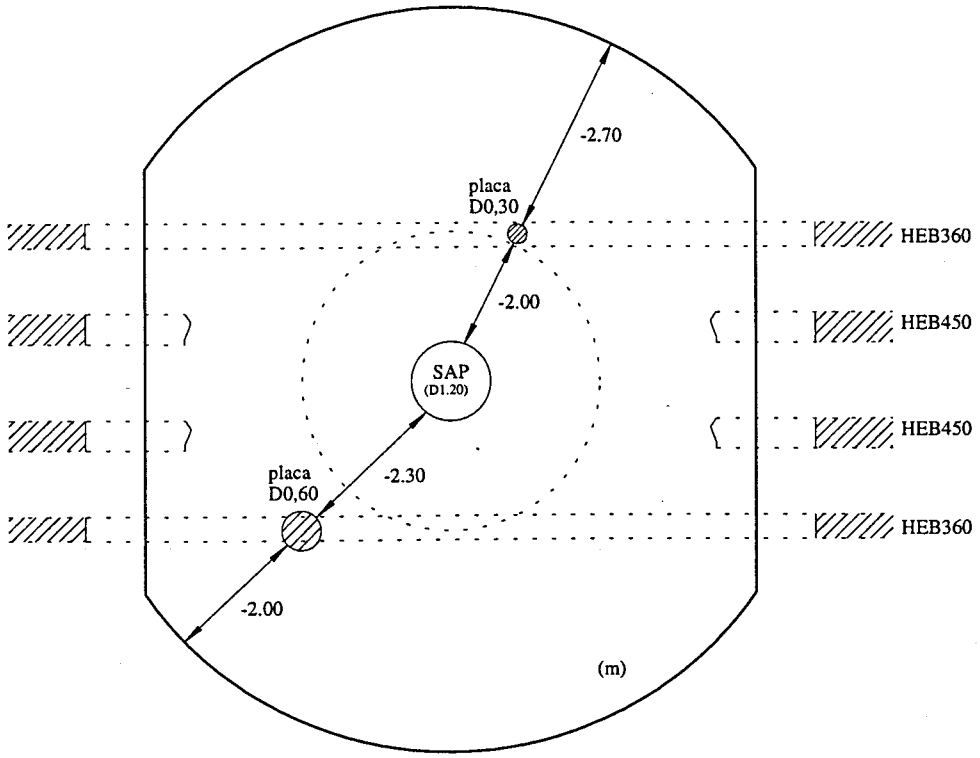


Figura 4.14 - Esquema de disposição das placas de 60 e 30 cm de diâmetro.

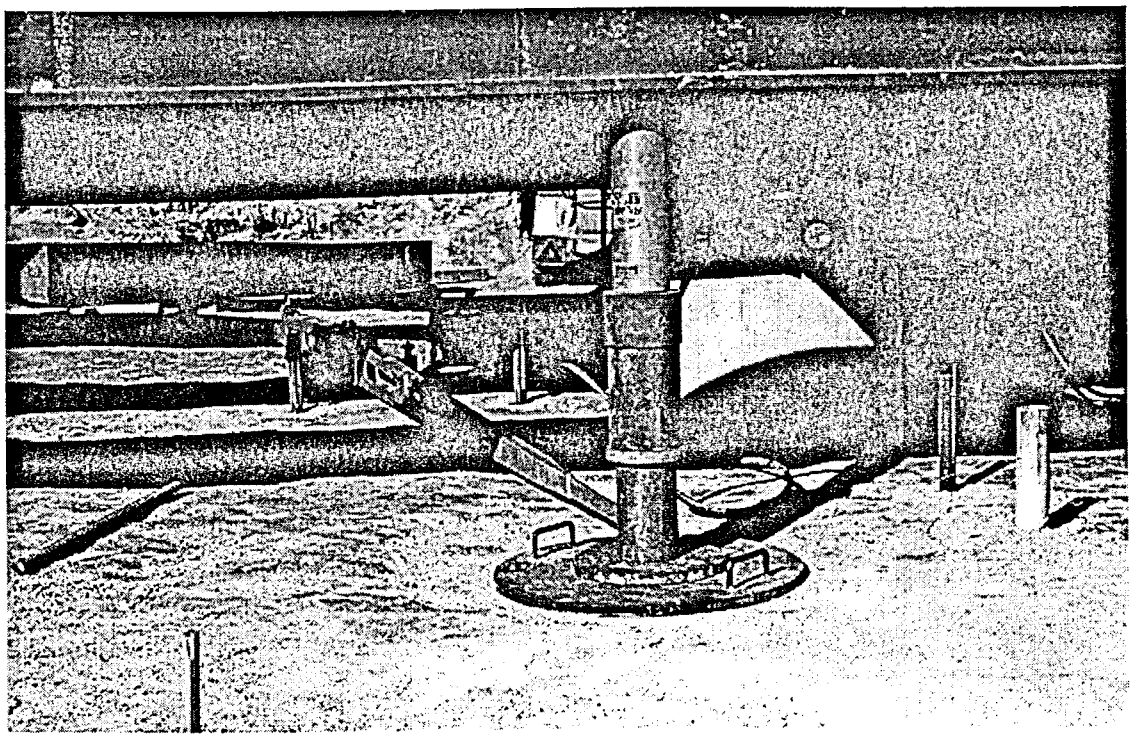


Figura 4.15 - Disposição e montagem da placa de 60 cm de diâmetro.

Quadro 4.2 - Sequência do carregamento dos ensaios de carga em placa (D = 30 e 60 cm).

Ensaio	Tensão Aplicada, q (kPa)																			
D=30 cm	3	22	30	59	110	155	208	3	208	281	315	412	3	412	510	617	715	821	591	3
D=60 cm	10	46	81	119	152	223	10	223	295	401	508	615	721	828	701	828	935	1041	1148	100

Os ciclos de descarga e recarga foram feitos sempre à carga inicial (peso próprio dos elementos de carga) não tendo havido incrementos intermédios. Os valores dos módulos assim deduzidos devem, por isso, ser assumidos como pseudo-elásticos pois incorporam factores de fluência, manifestos quando os ciclos são de grande amplitude e em condições drenadas. É prática corrente realizá-los assim, pelo que se optou por esta solução.

Na Figura 4.16 apresenta-se as curvas obtidas para os dois ensaios. Constata-se desde logo que os valores relativos dos assentamentos (s/B) da placa mais pequena (de 30 cm de diâmetro) são substancialmente maiores do que os da placa de 60 cm e da sapata. Estes valores claramente exagerados indiciam que o ensaio com a placa de 30 cm poderá ter envolvido uma zona do maciço de características mecânicas mais fracas do que as envolvidas pelos outros ensaios. Além disso, a dimensão desta placa é manifestamente insuficiente para avaliação do comportamento mecânico, em particular deformacional, de maciços deste tipo, não só com matriz granulométrica média a grossa, mas sobretudo possuidores de macroestruturação, o que exige ensaios em maior escala. Refira-se em abono desta opinião as recomendações expressas em 2.5.2, indicando áreas mínimas de placas de 1000 cm^2 (recomendando-se mesmo 2500 a 5000 cm^2) para solos arenosos (Sousa Coutinho, 1990; Décourt, 1992). Pode-se, assim, questionar a representatividade do ensaio a esta escala para estudo de um saprólito de granito, questão que será discutida mais tarde à luz dos resultados obtidos para os parâmetros de resistência e de deformabilidade.

As curvas tensão-deformação dos dois ensaios apresentam alguma linearidade na resposta deformacional, à excepção dos últimos valores de carregamento (para assentamentos pronunciados). Note-se ainda que, da observação visual do desenvolvimento das deformações na zona de carga, se constatou que as placas - como aliás se havia verificado na sapata e nos ensaios de placa englobados na campanha preliminar - não apresentaram tendência para mobilização de cunhas de rotura global, mas antes uma rotura típica de punçoamento, o que se reflecte em curvas carga-assentamento crescentes e com curvaturas muito suaves.

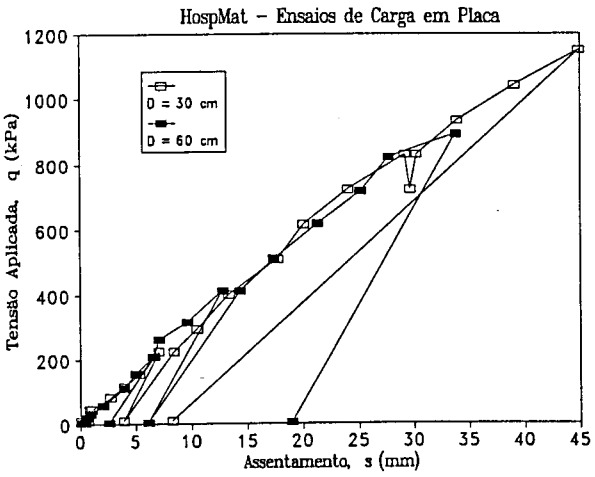


Figura 4.16 - Curvas carga-assentamento resultantes dos ensaios em placa com 30 e 60 cm de diâmetro.

4.6 - INTERPRETAÇÃO PRELIMINAR DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA EM TERMOS DE RESISTÊNCIA

4.6.1 - Nota prévia

A interpretação mais geral (em termos de resistência e de deformabilidade) dos resultados dos ensaios de carga será feita no Capítulo 7, procurando integrar a informação paramétrica obtida a partir dos ensaios *in situ*, que se descrevem na Capítulo 5, e dos ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas, descritos no Capítulo 6. Neste parágrafo (em termos de resistência) e no seguinte (em termos de deformabilidade) faz-se apenas uma referência breve à informação preliminar que se pode deduzir das curvas obtidas.

4.6.2 - Definição dos pontos de "rotura" dos ensaios de carga

Como foi várias vezes salientado e confirmado pelos ensaios experimentais, o tipo de rotura dos maciços estudados é punçoante, pelo que não há uma clara evidência de curvatura na tensão limite (ver Figuras 4.8c e 4.16).

Em 2.5.3 apresentaram-se processos alternativos para definição dos pontos que indiciam o início do processo generalizado de rotura. Na Figura 4.9 utilizou-se um desses processos, o da representação bilogarítmica, na interpretação dos ensaios preliminares de carga em placa.

Nas figura 4.17a, b e c apresenta-se em escala bilogarítmica as curvas carga-assentamento das placas com diâmetros de 0,30 e 0,60 m e da sapata, respectivamente. Como aí se mostra, obtêm-se os seguintes valores para as tensões que definem "rotura" (no sentido que vem sendo dado na presente tese):

$$B = 0{,}30 \text{ m} \Rightarrow q_{rot} = 700 \text{ kPa}$$

$$B = 0{,}60 \text{ m} \Rightarrow q_{rot} = 821 \text{ kPa}$$

$$B = 1{,}20 \text{ m} \Rightarrow q_{rot} = 950 \text{ kPa}$$

Saliente-se que se optou pela designação de q_{rot} pelo facto de se tratar de rotura por punçoamento de cariz manifestamente distinto da que formalmente se obtém pelas hipóteses que consideram o equilíbrio de três zonas de plastificação para um material rígido-plástico (expressões clássicas de determinação da capacidade de carga, q_{ult} - ver 2.5.3.3).

Por outro lado, no que diz respeito à sapata instrumentada, importa referir que possíveis indicadores tendenciais de rotura são as mudanças das respostas das marcas topográficas e das medições inclinométricas. Nesta perspectiva, verifica-se que:

(i) a inflexão do sentido do movimento das marcas superficiais (de assentamento para levantamento) ocorreu (ver Figuras 4.11a, b e c, respectivamente):

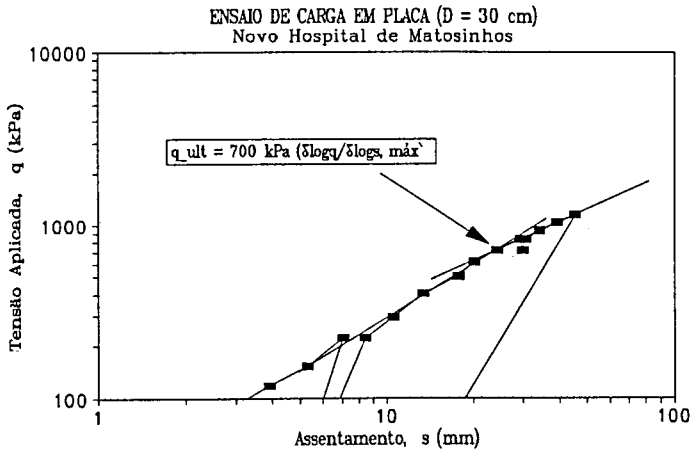
- nas marcas mais próximas ($r = 0{,}9$ m) para uma tensão de 750-800 kPa;
- nas marcas intermédias ($r = 1{,}6$ m) para uma tensão de 750-850 kPa;
- nas marcas mais afastadas ($r = 2{,}6$ m) para uma tensão de 700-800 kPa;

não se atingindo, em qualquer dos casos, valores absolutos de empolamento em relação ao nível inicial da superfície;

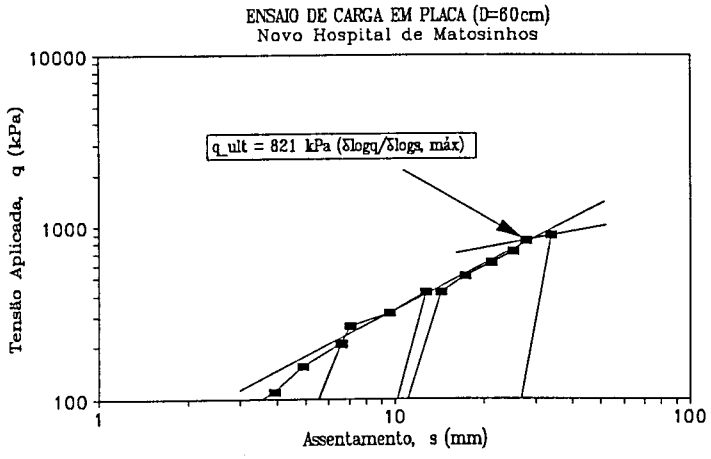
(ii) a inflexão do sentido do movimento dos inclinómetros se deu sensivelmente (ver Figura 4.12):

- no Inclinómetro 1 (a 1,5 m da periferia) para uma tensão de 650 kPa;
- no Inclinómetro 2 (a 0,5 m da periferia) para uma tensão de 800 kPa;
- no Inclinómetro 3 (a 0,5 m da periferia) para uma tensão de 700 kPa;
- no Inclinómetro 4 (a 1,5 m da periferia) não se detecta inversão.

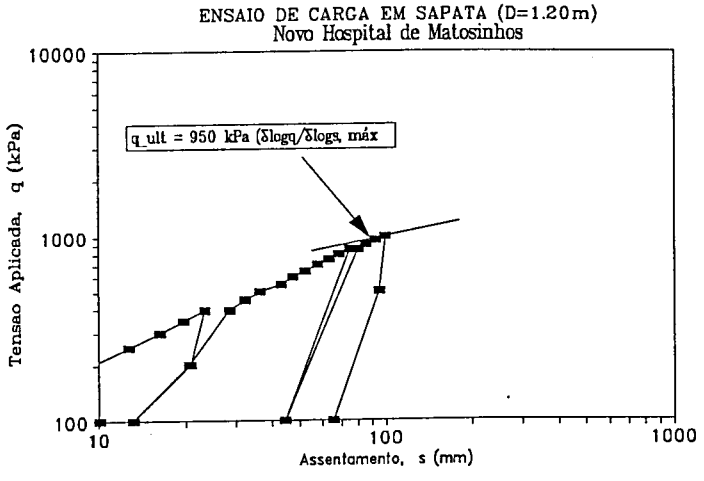
Estes valores de inflexão são sintomáticos do aparecimento de bandas de corte e, consequentemente, de importantes zonas em cedência, estando contudo aquém do início do desenvolvimento do processo de colapso global.



a)



b)



c)

Figura 4.17 - Definição da "rotura" através das curvas tensão (carga)-assentamento em escala bilogarítmica dos ensaios: a) $B = 0{,}30$ m; b) $B = 0{,}60$ m; c) $B = 1{,}20$ m.

Estes resultados das medições inclinométricas, em que se evidencia a inversão do movimento horizontal (de concêntrico passa a excêntrico), traduzem um típico desenvolvimento de bandas de corte deslizantes subjacentes à sapata e são consistentes com resultados experimentais apresentados por Tatsuoka *et al.* (1991) e detalhados no Capítulo 3.

Em resumo, há uma consistência geral entre os indicadores apontados pelas medições topográficas e inclinométricas e o valor retirado da curva carga-assentamento da sapata. Por isso, o que segue baseia-se nos valores da "rotura" acima indicados para os três ensaios de carga em análise.

Não obstante o acima discutido, é importante salientar que os pontos assim definidos não são nunca produto de mobilização uniforme de parâmetros de resistência.

4.6.3 - Avaliação dos parâmetros de resistência a partir da "rotura" dos ensaios de carga

A expressão da capacidade de carga de uma sapata colocada à superfície do terreno e carregada por uma força vertical foi apresentada em 2.5.3.3 (equação 2.39). Os factores de capacidade de carga e os factores correctivos para atender à forma da fundação que entram naquela expressão são, de acordo com o Eurocódigo 7 (1994), definidos pelas seguintes equações:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{cotg} \phi' \tag{4.1}$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \phi'} \cdot \operatorname{tg}^2 (45^o + \phi'/2) \tag{4.2}$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \phi' \text{ (base rugosa)} \tag{4.3}$$

$$s_c = (s_q \cdot N_q - 1) / (N_q - 1) \tag{4.4}$$

$$s_q = 1 + (B/L) \cdot \operatorname{sen} \phi' = 1 + \operatorname{sen} \phi' \text{ (para sapatas circulares)} \tag{4.5}$$

$$s_\gamma = 1 - 0{,}3 \cdot (B/L) = 0{,}7 \text{ (para sapatas circulares)} \tag{4.6}$$

sendo c' e ϕ' os parâmetros de resistência, γ o peso volúmico do terreno subjacente à sapata atendendo à posição do nível freático, B a dimensão transversal da fundação e L a dimensão longitudinal da mesma, sendo B e L coincidentes com o diâmetro da fundação em sapatas de planta circular.

Sendo z_w a posição do nível freático em relação à superfície, o peso volúmico a considerar na expressão da capacidade de carga pode ser avaliado do seguinte modo:

$$\gamma = \begin{cases} 19 \text{ kN/m}^3 & (z_w > 1{,}5 \cdot B) \\ \dfrac{19 \cdot z_w + 9{,}2 \cdot (1{,}5 \cdot B - z_w)}{1{,}5 \cdot B} \text{ kN/m}^3 & (z_w < 1{,}5 \cdot B) \end{cases} \tag{4.7}$$

Aplicando a expressão da capacidade de carga (2.34) a cada um dos três ensaios de carga em apreço, tomando para q_{ult} o valor da carga de "rotura" (q_{rot}) definido a partir de cada curva de ensaio de acordo com o discutido em 4.6.2, tomando ainda o diâmetro da área carregada e o peso volúmico de acordo com a equação (4.7), obtem-se as seguintes três expressões, uma para cada caso em análise:

$$B = 0{,}30 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad c' = \frac{700 - 2{,}85 \cdot s_\gamma \cdot N_\gamma}{s_c \cdot N_c} \tag{4.8}$$

$$B = 0{,}60 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad c' = \frac{821 - 5{,}70 \cdot s_\gamma \cdot N_\gamma}{s_c \cdot N_c} \tag{4.9}$$

$$B = 1{,}20 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad c' = \frac{950 - 8{,}79 \cdot s_\gamma \cdot N_\gamma}{s_c \cdot N_c} \tag{4.10}$$

Partindo destas expressões e admitindo sucessivos valores para o ângulo de atrito, procurou-se aquele a que corresponderia um valor único para a coesão. O processo é ilustrado no Quadro 4.3 para os quatro valores de ϕ' mais próximos da convergência dos valores de c'. Importa realçar que a associação da rotura em cada um destes ensaios, que como foi referido é do tipo punçoante, às hipóteses clássicas que enformam a expressão (2.34), é discutível. No entanto, esta opção conduz a valores dos parâmetros de resistência pelo lado da segurança, facto que legitimou este tipo de abordagem.

Quadro 4.3 - Determinação de c' e ϕ' a partir das cargas de rotura dos ensaios de carga em placa e na sapata protótipo, admitindo a validade da expressão clássica da capacidade de carga.

ϕ'	$s_\gamma \cdot N_\gamma$	$s_c \cdot N_c$	c' (kPa)		
			B = 0,30 m	*B = 0,60 m*	*B = 1,20 m*
36°*	37,38	81,13	7,3	7,5	7,7
36,5°	40,65	85,38	6,8	6,9	6,9
37°	44,22	89,91	6,4	6,3	6,3
37,5°	48,14	94,74	5,9	5,8	5,6

Conclui-se, então, que a interpretação global dos resultados em termos de rotura conduz aos seguintes valores dos parâmetros de resistência do solo envolvido pelos ensaios de carga realizados:

$$c' = 6{,}3 - 6{,}9 \text{ kPa}$$

$$\phi' = 36{,}5° - 37°$$

Note-se que a boa concordância dos valores obtidos pelos três ensaios aponta no sentido de que as interpretações feitas anteriormente são consistentes e, muito provavelmente, captam os aspectos mais relevantes da questão em apreço. Esta conclusão terá naturalmente que ser devidamente ponderada à luz dos resultados de todos os ensaios realizados, o que, como já se referiu, será feito no Capítulo 7.

4.7 - INTERPRETAÇÃO PRELIMINAR DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARGA EM TERMOS DE DEFORMABILIDADE

4.7.1 - Módulos de deformabilidade constantes em profundidade

Supondo o módulo de deformabilidade do maciço constante em profundidade, a expressão da Teoria de Elasticidade, apresentada no Capítulo 2 (expressão 2.37), permite calcular o seu valor para cada nível de carregamento:

$$E = \frac{q}{s} \cdot (1 - \upsilon^2) \cdot B \cdot I_s \qquad (4.11)$$

sendo q e s o acréscimo de carga à superfície e o assentamento correspondente, respectivamente, obtidos nos ensaios para o nível de carregamento em consideração, υ o coeficiente de Poisson (considera-se o valor 0,26 que resulta da análise dos ensaios triaxiais), B (=D) o diâmetro da superfície de carga e I_s o coeficiente de forma que para o caso em análise vale 0,79.

Na Figura 4.18 apresenta-se os módulos assim obtidos em função da razão entre a tensão aplicada, q, e a tensão estimada de início da rotura (ver 4.6), q_{rot}, para os três ensaios realizados.

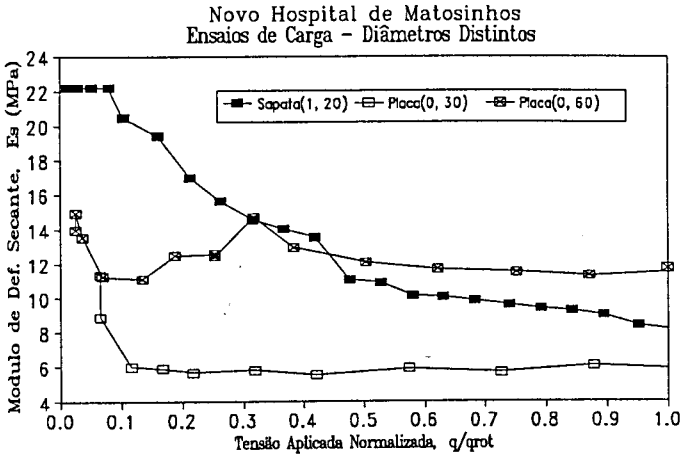


Figura 4.18 - Módulos de deformabilidade dos três ensaios em função do nível de carregamento (q / q_{rot}), supondo-os constantes em profundidade.

Como complemento à Figura 4.18, o Quadro 4.4 inclui os valores dos módulos de deformabilidade correspondentes aos critérios de tensão de serviço que foram discutidos no Capítulo 2. O Quadro 4.5, por sua vez, mostra os valores dos módulos de deformabilidade de descarga-recarga realizados, incluindo, para cada módulo os valores limites das tensões aplicadas no respectivo ciclo.

Quadro 4.4 - Módulos de deformabilidade secantes (E_s, MPa) dos ensaios de carga

ENSAIO	CRITÉRIO DE SERVIÇO			
	q ($s / B = 0{,}75\%$)	$q / q_{rot} = 0{,}1$ ($FS = 10$)	$q / q_{rot} = 0{,}25$ ($FS = 4$)	$q / q_{rot} = 0{,}5$ ($FS = 2$)
Sapata (D=1,20m)	17,3	20,7	16,0	11,0
Placa (D=0,60m)	11,9	11,2	12,5	12,7
Placa (D=0,30m)	6,7	6,9	5,9	5,7

Quadro 4.5 - Módulos de descarga e recarga obtidos nos ensaios de carga

ENSAIO	Tensões limites de descarga-recarga (kPa) / E_{dr} (MPa)		
Sapata (D=120 cm)	49-98 / 34,5	201-397 / 24,9	0-850 / 20,9
Placa (D=60 cm)	—	3-208 / 22,0	3-412 / 21,9
Placa (D=30 cm)	—	10-224 / 10,5	—

Da observação do Quadro 4.4, constata-se que os valores dos módulos de deformabilidade, para cada critério de serviço, crescem manifestamente com a dimensão da área carregada. Assim, a primeira conclusão destes resultados parece apontar no sentido de haver um crescimento do módulo de deformabilidade em profundidade. No parágrafo seguinte analisa-se em pormenor essa variação.

Do Quadro 4.5, constata-se, por sua vez, que, em geral, há um decréscimo do módulo de deformabilidade de descarga-recarga com a tensão de início do ciclo respectivo, o que reflecte perda de rigidez constitutiva com a aplicação das cargas. Este fenómeno deve-se à perda de estrutura relicar entre partículas (cimentação) com a aplicação de tensões ao maciço. Ou seja, o comportamento elástico estrutural destes materiais tem que ser avaliado por ensaios não destrutivos (por exemplo, ensaios sísmicos entre furos) ou por ensaios com controlo muito rigoroso nas primeiras cargas (ensaios SBPT, por exemplo, com ciclos de descarga-recarga muito incipientes).

4.7.2 - Módulos de deformabilidade variáveis em profundidade

4.7.2.1 - Preâmbulo

Se o módulo de deformabilidade, E, e mesmo o coeficiente de Poisson, υ, forem variáveis em profundidade, o modo mais geral de avaliar a relação entre a carga aplicada e o assentamento produzido consiste em calcular através da integração (que usualmente se transforma num somatório) das extensões verticais segundo o eixo da área de carga. Em regra, supõe-se que os acréscimos de tensão produzidos às distintas profundidades podem ser razoavelmente previstos através das soluções da Teoria da Elasticidade que admitem E e υ constantes em profundidade. Este tipo de metodologia aproximada permite considerar qualquer tipo de variação do E e do υ.

Porém, em maciços resultantes da alteração do granito, embora possa existir um variação algo aleatória do E e do υ, a qual é praticamente impossível de caracterizar, é, no sentido de procurar chegar a conclusões com interesse prático, preferível estipular leis de variação em profundidade bem definidas. Deste modo, no Capítulo 7, após a análise dos resultados dos ensaios triaxiais, admitir-se-á uma lei hiperbólica para a variação do módulo de deformabilidade em profundidade.

Todavia, a hipótese mais comum (por ser a mais simples) e que agora se vai aceitar, consiste em admitir o coeficiente de Poisson constante e o módulo de deformabilidade linearmente crescente em profundidade (expressão 2.38).

Como se referiu em 2.5.4.2, Carrier e Christian (1973), usando o método dos elementos finitos, estabeleceram os valores do factor de influência I em função de E_0/kD que permite calcular o assentamento de sapatas circulares rígidas assentes em meios com as características referidas então. Na expressão que se apresentou (2.38), os valores de E_0 e de k podem ser determinados através de resultados de ensaios de carga seguindo a proposta dos autores. Para as duas situações aí referenciadas:

(i) dispõe-se dos resultados de dois ensaios de carga;

(ii) dispõe-se de um ensaio de carga complementado por medições dos assentamentos de pontos adjacentes da superfície.

Nos parágrafos seguintes aplicam-se estas duas metodologias aos resultados dos ensaios de carga realizados: no primeiro caso usam-se duas análises, uma referente aos resultados da sapata e da placa de 60 cm de diâmetro e outra referente aos da sapata e da placa de 30 cm; no segundo, deita-se mão dos relativos à sapata e das medições topográficas em pontos afastados 0,30 m desta.

4.7.2.2 - E_0 e k avaliados através dos resultados referentes à sapata e à placa com 0,60m de diâmetro e à sapata e à placa com 0,30m de diâmetro

É interessante proceder a uma análise dos valores relativos do módulo de deformabilidade e sua variação (hipoteticamente linear) em profundidade considerando a resposta dos dois ensaios de carga. Para o efeito, optou-se por duas associações de resultados: do ensaio da sapata e da placa de 60 cm de diâmetro e daquela com a placa de 30 cm de diâmetro.

Os factores de influência I (Carrier e Christian, 1973) foram apresentados para determinados valores do grau de não-homogeneidade linear, E_0/kD, e do coeficiente de Poisson, υ, pelo que a definição dos valores intermédios daquele factor deve ser feita por uma lei de aproximação que melhor traduza a evolução do mesmo com os dois parâmetros referidos.

Assim, dado que o valor considerado para o coeficiente de Poisson ($\upsilon = 0{,}26$) se situa entre os apresentados pelos autores, optou-se por uma lei de interpolação de terceira ordem,

considerando os valores de I propostos pelos autores (no Quadro 4.6 estão representados em itálico), que se exprime como se segue:

$$I_i = I_{oi} + a_i \cdot \upsilon_i + b_i \cdot \upsilon_i^2 + c_i \cdot \upsilon_i^3 \tag{4.12}$$

sendo I_i o valor correspondente ao coeficiente de Poisson indicado (Quadro 4.6) e para cada valor de referência de E_0/kD, I_{0i} o valor de I para $\upsilon = 0$ e para cada valor de E_0/kD, υ_i o valor do coeficiente de Poisson de referência *(0,1, 0,2, 0,3)* e a_i , b_i e c_i os coeficientes de interpolação; estes são, por sua vez, determinados aplicando a equação (4.12) para valores do coeficiente de Poisson *(0,1, 0,2, 0,3)* aos quais correspondem valores de I conhecidos.

Os resultados dos cálculos para $\upsilon = 0{,}26$ incluem-se na quinta coluna do Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Valores do factor de influência I para $\upsilon = 0{,}26$

E_0/kD	Coeficiente de Poisson, υ					
	0	0,1	0,2	**0,26**	0,3	0,4
∞	*0,691*	*0,683*	*0,658*	**0,636**	*0,619*	*0,566*
10	*0,662*			**0,603**	*0,585*	*0,520*
1	*0,478*			**0,422**	*0,405*	*0,353*
0,1	*0,184*			**0,155**	*0,146*	*0,120*
0,01	*0,037*			**0,030**	*0,028*	*0,0218*
0,001	*0,0045*			**0,0037**	*0,0034*	*0,0026*

$I = (E_0/q)\cdot(s/D)$.

Partindo dos valores do quadro, é desta feita necessária uma lei de interpolação para aproximar os resultados de Carrier e Christian (1973) considerando qualquer valor de E_0/kD. A lei usada foi do tipo logarítmico, dada a tendência identificada pelos autores (ver Figura 2.18), e exprime-se por:

$$I = a + b \cdot \log_{10}\left(\frac{E_0}{k \cdot D}\right) + c \cdot \left[\log_{10}\left(\frac{E_0}{k \cdot D}\right)\right]^2 \tag{4.13}$$

No intervalo de valores de $0{,}1 \leq E_0/kD \leq 10$ os coeficientes *a, b* e *c* são iguais a:

$$a = I_1 \tag{4.14}$$

$$b = \frac{I_{10} - I_{0,1}}{2} \tag{4.15}$$

$$c = \frac{I_{10} - 2 \cdot I_1 + I_{0,1}}{2} \tag{4.16}$$

Substituindo estes valores em (4.13) obtém-se a expressão:

$$I = \alpha + \beta \cdot \log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right) + c \cdot \left[\log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right)\right]^2 \tag{4.17}$$

sendo

$$\alpha = a - b \cdot \log_{10} D + c \cdot (\log_{10} D)^2 \tag{4.18}$$

$$\beta = b - 2 \cdot c \cdot \log_{10} D \tag{4.19}$$

Considerando a expressão (2.39), obtém-se:

$$E_0 = \frac{q_1}{s_1} \cdot D_1 \cdot I_1 \qquad \text{e} \qquad E_0 = \frac{q_2}{s_2} \cdot D_2 \cdot I_2$$

pelo que, considerando $\eta_1 = q_1 \cdot D_1 / s_1$ e $\eta_2 = q_2 \cdot D_2 / s_2$, resulta a seguinte relação:

$$\eta_1 \cdot I_1 = \eta_2 \cdot I_2 \tag{4.20}$$

Substituindo (4.17) em (4.20) resulta:

$$\eta_1 \left\{ \alpha_1 + \beta_1 \cdot \log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right) + c \cdot \left[\log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right)\right]^2 \right\} = \eta_2 \left\{ \alpha_2 + \beta_2 \cdot \log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right) + c \cdot \left[\log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right)\right]^2 \right\} \tag{4.21}$$

que pode ser simplificada para:

$$A \cdot \left[\log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right)\right]^2 + B \cdot \log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right) + C = 0 \tag{4.22}$$

sendo:

$$A = c \cdot (\eta_2 - \eta_1) \tag{4.23}$$

$$B = \beta_2 \cdot \eta_2 - \beta_1 \cdot \eta_1 \tag{4.24}$$

$$C = \alpha_2 \cdot \eta_2 - \alpha_1 \cdot \eta_1 \tag{4.25}$$

Definidos os valores de E_0/k , obtêm-se os valores de I para cada nível de tensão considerado (que é o mesmo que para cada coeficiente de segurança global), podendo-se, então, calcular o valor do factor do centro de assentamento ($\alpha = z_I / D$) pela expressão (2.41):

$$\alpha_i = \frac{E_0}{k \cdot D_i} \cdot \left[\frac{\pi}{4 \cdot I_i} \cdot \left(1 - \upsilon^2\right) - 1 \right] \tag{4.26}$$

Finalmente, obtêm-se os valores de E_0 e k (ver expressões 2.43 e 2.44) a partir de:

$$k = \frac{\lambda}{\alpha_2 \cdot D_2 - \alpha_1 \cdot D_1} \cdot (\eta_2 - \eta_1) \tag{4.27}$$

$$E_0 = \frac{\lambda}{\alpha_2 \cdot D_2 - \alpha_1 \cdot D_1} \cdot (\alpha_2 \cdot D_2 \cdot \eta_1 - \alpha_1 \cdot D_1 \cdot \eta_2) \tag{4.28}$$

com:

$$\lambda = \frac{\pi}{4} \cdot (1 - \upsilon^2) \tag{4.29}$$

$$\lambda \eta_i = E_0 + k \cdot \alpha_i \cdot D_i \tag{4.30}$$

A análise realizada foi feita, como referido, a partir dos dois conjuntos de resultados do ensaio da sapata e da placa de 60 cm de diâmetro e daquela com a placa de 30 cm de diâmetro, para o mesmo nível de tensão (q / q_{rot}). Nos Quadros 4.7 e 4.8 são apresentados os valores deduzidos de E_0 e k e dos assentamentos observados e calculados pela mesma formulação para a placa de 30 cm e para a placa de 60 cm de diâmetro, para a primeira e segunda associação de resultados, respectivamente.

Refira-se que, quando o valor deduzido de E_0/k ultrapassou a gama de cálculo das aproximações logarítmicas de segunda ordem (entre 0,01 e 10 ou entre 0,1 e 10), se optou por uma aproximação do tipo hiperbólico, como a que se segue:

$$I = \frac{E_0 / kD}{a + b \cdot (E_0 / kD)} \tag{4.31}$$

sendo os valores de a e b determinados a partir dos valores de I_∞ e I_{10} com os valores de 0,8605 e 1,5723, respectivamente. Foi verificado o bom ajuste desta lei para I_1 pelo que a lei é válida para gamas de valores de $E_0 / kD \geq 1$.

Nas Figuras 4.19 e 4.20 apresentam-se as variações de E_0 e k com o nível de tensão, bem como a comparação dos assentamentos observados do terceiro ensaio e os calculados, com base nos outros dois e segundo a metodologia agora exposta, respectivamente, para a associação da sapata e da placa de 60 cm e da sapata com a placa de 30 cm.

Quadro 4.7 - Variação de E_0 e de k, calculados pela formulação adaptada de Carrier e Christian (1973), considerando os resultados dos ensaios da sapata e da placa de 60 cm de diâmetro, com o nível de tensão (q / q_{rot}). Estimativa dos assentamentos do ensaio da placa de 30 cm de diâmetro.

q / q_{rot} (%)	Sapata (D=120cm)			Placa (D=60cm)			Valores deduzidos			Placa (D=30cm)		
	q (kPa)	s (mm)	$q/s{\cdot}D$ (kPa)	q (kPa)	s (mm)	$q/s{\cdot}D$ (kPa)	E_0 (MPa)	k kPa/m	E_0 / k	q (kPa)	s_{cal} (mm) *(1)(2)*	s_{obs} (mm)
5	47,5	1,69	33675	41,1	1,34	18364	3,8	42964	0,09	35	0,81	0,71
10	95	3,64	31329	82,1	2,91	16910	3,4	39799	0,09	70	1,77	2,15
15	142,5	5,77	29623	123,1	4,21	17558	3,9	38598	0,10	105	2,46	3,49
20	190	8,65	26347	164,2	5,21	18921	5,7	29873	0,19	140	2,79	4,82
25	237,5	11,82	24117	205,3	6,51	18924	6,9	20562	0,33	175	3,31	6,29
30	285	15,21	22484	246,3	6,91	21373	12,9	2152	5,99	210	3,03	7,80
35	332,5	18,55	21505	287,3	8,30	20782	12,9	1402	9,10	245	3,60	9,03
40	380	21,99	20738	328,4	10,2	19395	11,5	2603	4,41	280	4,49	10,1
45	427,5	23,26	18156	369,5	11,8	18764	12,6	5	2508	315	4,72	11,1
50	475	34,25	16641	410,5	13,5	18288	9,5	0,29	4E5	350	5,09	12,0

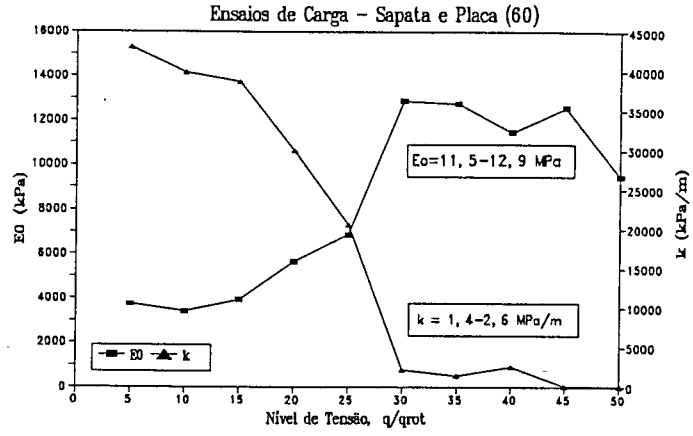
(1) $x = E_0 / k / 0{,}3$ $(E_0 / k \le 1) \Rightarrow I = a + b \cdot \log_{10} x + c \cdot (\log_{10} x)^2 \Rightarrow s_{cal} = I \cdot q \cdot 0{,}3 / E_0$

(2) $x = E_0 / k / 0{,}3$ $(E_0 / k \ge 1) \Rightarrow I = (E_0 / kD) / (a + b \cdot (E_0 / kD)) \Rightarrow s_{cal} = I \cdot q \cdot 0{,}3 / E_0$

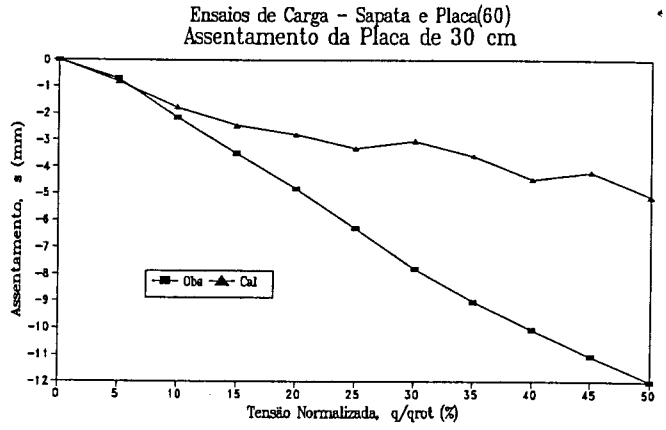
Quadro 4.8 - Variação de E_0 e de k, calculados pela formulação adaptada de Carrier e Christian (1973), considerando os resultados dos ensaios da sapata e da placa de 30 cm de diâmetro, com o nível de tensão (q / q_{rot}). Estimativa dos assentamentos do ensaio da placa de 60 cm de diâmetro.

q / q_{rot} (%)	Sapata (D=120cm)			Placa (D=30cm)			Valores deduzidos			Placa (D=60cm)		
	q (kPa)	s (mm)	$q/s{\cdot}D$ (kPa)	q (kPa)	s (mm)	$q/s{\cdot}D$ (kPa)	E_0 (MPa)	k kPa/m	E_0 / k	q (kPa)	s_{cal} (mm) *(1)*	s_{obs} (mm)
5	47,5	1,69	33675	35	0,71	14748	7,2	29488	0,07	41,1	0,59	1,34
10	95	3,64	31329	70	2,15	9755	4,6	21616	0,05	82,1	1,52	2,91
15	142,5	5,77	29623	105	3,49	9016	4,3	20066	0,05	123,1	2,46	4,21
20	190	8,65	26347	140	4,82	8705	4,1	19053	0,06	164,2	3,49	5,21
25	237,5	11,82	24117	175	6,29	8344	4,0	18066	0,06	205,3	4,64	6,51
30	285	15,21	22484	210	7,80	8079	3,9	17322	0,06	246,3	5,84	6,91
35	332,5	18,55	21505	245	9,03	8142	3,9	17197	0,06	287,3	6,91	8,30
40	380	21,99	20738	280	10,1	8333	4,0	17255	0,06	328,4	7,94	10,2
45	427,5	23,26	18156	315	11,1	8539	4,2	16464	0,07	369,5	9,52	11,8
50	475	34,25	16641	350	12,0	8747	4,4	15628	0,08	410,5	11,16	13,5

(1) $x = E_0 / k / 0{,}6 \Rightarrow I = a + b \cdot \log_{10} x + c \cdot (\log_{10} x)^2 \Rightarrow s_{cal} = I \cdot q \cdot 0{,}6 / E_0$



a)



b)

Figura 4.19 - Análise conjunta dos assentamentos da sapata e da placa de 30 cm: a) variações de E_0 e k com o nível de tensão; b) assentamentos observados *versus* calculados na placa de 60 cm .

A análise dos quadros permite concluir que:

(i) os valores deduzidos de E_0 / k são fortemente variáveis na análise do conjunto de resultados dos ensaios da sapata e da placa de 60 cm de diâmetro, o que traduz a diferenciação de comportamentos das duas unidades de carga, já identificada na análise realizada anteriormente, considerando constante o valor do módulo de deformabilidade em profundidade; só na gama de q / q_{rot} de 30 a 40% se detectam valores de E_0 / k consonantes (mesmo assim muito variáveis) com os obtidos nos ensaios de penetração (CPT e SPT), cuja análise será feita no Capítulo 5, o que também concorda com as tendências de estabilização, definidas na Figura 4.18; isto conduz a:

(i-1) o ensaio na placa de 60 cm reflecte uma excessiva deformabilidade inicial que se atenua para níveis de carga superiores, podendo reflectir o envolvimento inicial da zona mais superficial do maciço, aliviada pela remoção de solos na preparação da plataforma de ensaio;

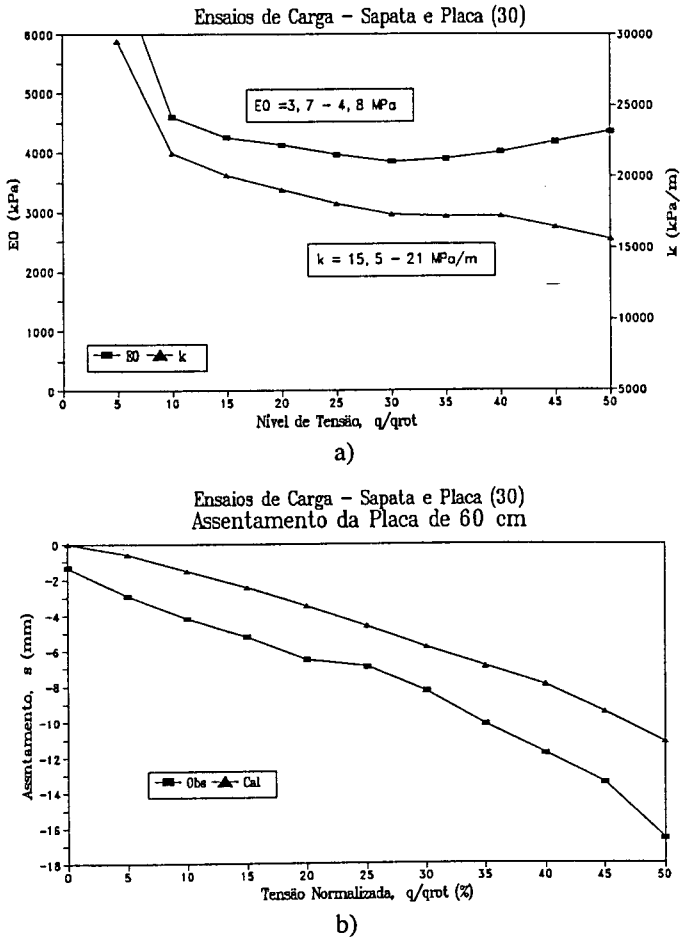


Figura 4.20 - Análise conjunta dos assentamentos da sapata e da placa de 60 cm: a) variações de E_0 e k com o nível de tensão; b) assentamentos observados *versus* calculados na placa de 30 cm.

(i-2) o facto de, para tensões normalizadas mais elevadas, esta análise conjunta se traduzir valores excessivamente altos de E_0 / k poderá ser fruto de uma densificação do maciço pela gama elevada de ajuste inicial, conjugando-se efeitos do carácter evolutivo do material com o seu estado natural; estes valores não devem ser, e acrescentando o facto de se enquadrarem em zonas pouco indexáveis às formulações da Teoria da Elasticidade, validados;

(i-3) a claríssima subestimação dos valores observados do ensaio de placa com 30 cm de diâmetro pelo cálculo com base em E_0 e k assim obtidos, poderá ser fruto deste alívio superficial do maciço e reflecte-se nos resultados da segunda análise e que se comentam como segue;

(ii) os valores de E_0 / k da análise do conjunto de resultados dos ensaios da sapata e da placa de 30 cm de diâmetro são muito razoavelmente uniformes, o que revela uma boa correspondência do andamento das curvas destes dois ensaios; são, no

entanto, valores absolutos muito baixos, tendo como referência os deduzidos dos ensaios de penetração, reflectindo-se em valores de E_0 excessivamente baixos, ou valores muito elevados de k, o que sugere que o ensaio na placa de 30cm envolveu uma zona de deformabilidade elevada, reflectindo muito provavelmente o efeito do alívio superficial do maciço, que para estas reduzidas dimensões se faz sentir de sobremaneira, corroborando a ideia, antes expressa, da pouca representatividade de ensaios de carga nesta escala; em consequência do exposto, os assentamentos da placa com 60 cm de diâmetro são fortemente sobrestimados pelo cálculo sustentado nos valores de E_0 e k obtidos da análise com base nesta associação dos resultados da sapata e da placa de 30 cm.

4.7.2.3 - E_0 e k avaliados através dos resultados da sapata e da medição dos assentamentos à superfície a 0,30 m desta

A sensibilidade dos ensaios de mais reduzida dimensão aos efeitos do alívio superficial das tensões na preparação das plataformas de ensaio, e a escala adoptada para a superfície de carga em maciços de estrutura e fábrica naturais não negligenciáveis, como os solos residuais, resultam frequentemente em respostas em deformabilidade pouco representativas, facto, aliás, traduzido nas análises conjuntas apresentadas no parágrafo anterior. É, por isso, muitas vezes preferível fazer uma avaliação de um só ensaio em escala mais elevada e potenciá-lo com medições de assentamentos na superfície adjacente à unidade de carga.

Como foi referido em 2.5.4.2, esta variação dos assentamentos verticais de pontos à superfície, fora da área carregada, reflecte directamente a variação dos assentamentos em profundidade que, por sua vez, são dependentes da evolução do módulo de deformabilidade do maciço. As profundidades dos centros de assentamento ($\alpha_p = z_I / D$), foram então definidas e apresentadas as soluções para: $2 \cdot r/D \leq 1{,}0$; $2 \cdot r/D = 1{,}5$ e $2 \cdot r/D = 2{,}0$. Também os valores do factor de influência (I_p) que integra, à semelhança da expressão (2.39) para os assentamentos da base da unidade de carga, a relação do assentamento de uma marca superficial à distância r do centro *versus* tensão aplicada, foram então apresentados (Romanel, 1981). A expressão é do seguinte tipo:

$$s_p = I_p \cdot q \cdot \frac{E_0}{D} \tag{4.32}$$

sendo I_p função do coeficiente de Poisson e de E_0/kD.

Seguindo termos semelhantes aos apresentados no parágrafo anterior, a definição dos valores de I_p ou de $\alpha_p = z_I / D$ correspondentes à marca superficial colocada a $2 \cdot r/D = 1{,}5$ do centro da sapata mas considerando o valor do coeficiente de Poisson antes definido ($\upsilon = 0{,}26$) e a dependência logarítmica com E_0/kD, pode ser feita pelas expressões seguintes:

$$I_p = a_p + b_p \cdot \log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right) + c_p \cdot \left[\log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right)\right]^2 \tag{4.33}$$

$$\alpha_p = \bar{a}_p + \bar{b}_p \cdot \log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right) + \bar{c}_p \cdot \left[\log_{10}\left(\frac{E_0}{k}\right)\right]^2 \tag{4.34}$$

sendo os parâmetros a_p, b_p e c_p, por um lado, e $\bar{a}_p$, $\bar{b}_p$ e $\bar{c}_p$, por outro, definidos a partir dos valores fornecidos por Romanel. No Quadro 4.9 apresentam-se os dados relativos ao caso em apreço, considerando os valores de $a_p = 0{,}138$, $b_p = -0{,}119$ e $c_p = 0{,}006$, e, ainda, $\bar{a}_p = 1{,}46$, $\bar{b}_p = 0{,}82$ e $\bar{c}_p = 0{,}61$.

A análise que se fez consistiu na determinação de E_0 e k a partir de s ($r \leq 0{,}6m$) e s_p ($r = 0{,}9m$) no ensaio de carga da sapata e cuja formulação é a que se apresentou em 2.5.4.2 (expressões 2.47 e 2.48) que, em alternativa, pode assumir a seguinte forma:

$$E_0 = (1-\upsilon^2) \cdot \frac{\alpha_p \cdot I \cdot q/s - \alpha \cdot I_p \cdot q/s_p}{\alpha_p - \alpha} \cdot D \tag{4.35}$$

$$k = (1-\upsilon^2) \cdot \frac{\alpha_p \cdot I \cdot q/s - \alpha \cdot I_p \cdot q/s_p}{\alpha_p - \alpha} \tag{4.36}$$

No Quadro 4.10 apresenta-se os resultados assim deduzidos, sendo q a tensão aplicada correspondente aos mesmos níveis de carga aí definidos (q/q_{rot}). Apresenta-se, ainda, os valores observados dos assentamentos das marcas superficiais colocadas a 1,0 m da borda da sapata ($r=1{,}60m$) e calculados seguindo a mesma metodologia, e os valores de I_p, expressos no Quadro 4.9. Refira-se que para a estimativa de I_p se utilizou uma expressão deste em função de E_0/kD equivalente a (4.33), com os coeficientes adaptados ($\bar{a}_p = 0{,}053$, $\bar{b}_p = 0{,}061$ e $\bar{c}_p = 0{,}015$).

Quadro 4.9 - Valores do factor de influência I_p para $\upsilon = 0{,}26$

$2 \cdot r/D$	E_0/kD	α_p (*)			I_p (*)		
		υ =0,2	υ =0,26	υ =0,3	υ =0,2	υ =0,26	υ =0,3
1,5	10	2,80	2,89	2,95	0,274	0,263	0,256
	1	1,38	1,46	1,51	0,147	0,138	0,132
	0,5	1,27	1,34	1,38	0,099	0,093	0,088
	0,1	1,16	1,25	1,31	0,028	0,025	0,024
2,0	10	3,19	3,42	3,58	0,191	0,181	0,175
	1	1,79	1,90	1,98	0,090	0,084	0,080
	0,5	1,70	1,80	1,87	0,057	0,053	0,050
	0,1	1,64	1,76	1,84	0,014	0,013	0,012
2,67 (**)	10	—	—	—	0,137	0,119	0,124
	1	—	—	—	0,057	0,053	0,051
	0,5	—	—	—	0,034	0,031	0,029
	0,1	—	—	—	0,007	0,007	0,006

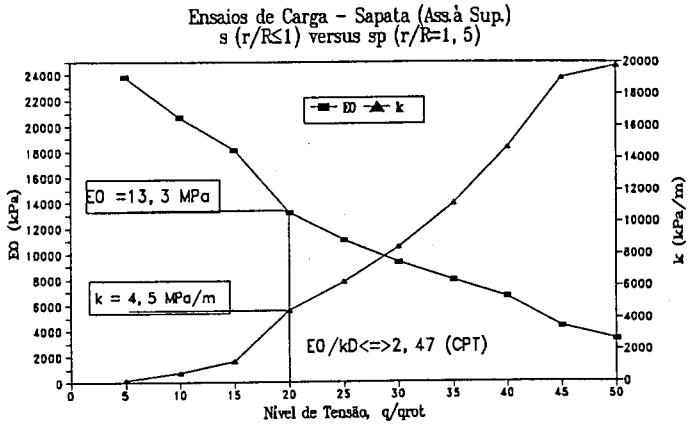
(*) $I_p = \dfrac{1/2 \cdot arcsen(D/(2 \cdot r)) \cdot (1-\upsilon^2)}{1+\alpha_p / (E_0/(k \cdot D))}$; (**) $I_{p\,(2 \cdot r/D=2{,}6)} = arcsen\left[D/(2 \cdot r)\right] \cdot \left[a + b \cdot D/(2 \cdot r)\right]$,

com a e b a partir de $2 \cdot r/R$ = 1,5 e 2,0 para cada valor de E_0/kD

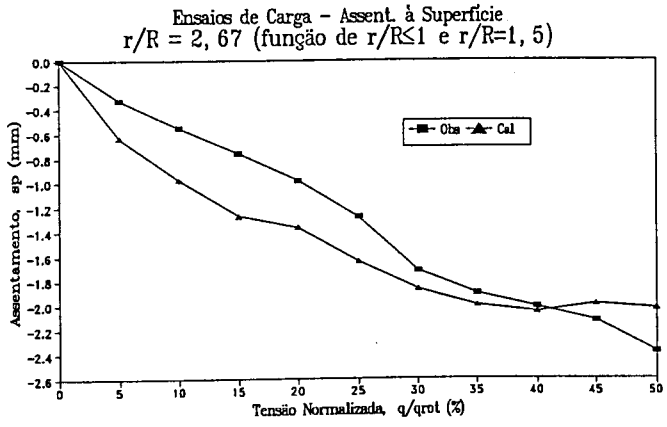
Quadro 4.10 - Variação de E_0 e de k com o nível de tensão (q / q_{rot}), calculados pela formulação adaptada de Romanel (1981), considerando os assentamentos superficiais a $2 \cdot r/D \leq 1$ e $2 \cdot r/D$ = 1,5 no ensaio da sapata. Comparação dos assentamentos observados e calculados para $2 \cdot r/D$ = 2,67.

q / q_{rot}	Sapata (D=120cm)					Valores deduzidos			Marca situada a $2 \cdot r / R$ = 2,67		
(%)	q (kPa)	s (mm)	s_p (mm)	I	I_p	E_0 (MPa)	k (kPa/m)	E_0/kD	I_p	s_{cal} (mm)(1)	s_{obs} (mm)
5	47,5	1,69	1,04	0,708	0,436	23,9	111	179	0,267	0,33	0,64
10	95	3,64	1,81	0,660	0,328	20,7	563	30,6	0,177	0,55	0,97
15	142,5	5,77	2,56	0,612	0,272	18,1	1300	11,6	0,135	0,76	1,27
20	190	8,65	3,19	0,503	0,186	13,3	4479	2,47	0,079	0,98	1,36
25	237,5	11,82	4,08	0,459	0,158	11,1	6247	1,48	0,064	1,28	1,64
30	285	15,21	4,92	0,414	0,134	9,3	8410	0,923	0,051	1,72	1,87
35	332,5	18,55	5,59	0,369	0,111	7,9	11180	0,591	0,040	1,90	2,01
40	380	21,99	6,10	0,319	0,089	6,6	14661	0,376	0,030	2,01	2,05
45	427,5	23,26	6,55	0,238	0,055	4,3	18988	0,189	0,017	2,13	1,99
50	475	34,25	6,99	0,199	0,041	3,3	19783	0,139	0,012	2,38	2,03

Na Figura 4.21 apresenta-se as variações de E_0 e k com o nível de tensão, bem como a comparação dos assentamentos observados nas marcas mais afastadas ($2 \cdot r/R$=2,67) e os calculados com base na análise conjunta dos assentamentos da própria sapata e da marca mais próxima ($2 \cdot r/R$=1,5).



a)



b)

Figura 4.21 -Análise conjunta dos assentamentos da sapata e da marca mais próxima ($2 \cdot r/D = r/R$=1,5): a) variações de E_0 e k com o nível de tensão; b) assentamentos observados *versus* calculados (marca a $2 \cdot r/D = r/R$=2,67).

A análise dos resultados expressos no quadro permite concluir que:

(i) os valores deduzidos de E_0 / kD decrescem com o nível de tensão (q / q_{rot}), o que traduz de forma eloquente a importância da não linearidade constitutiva do solo; ou seja, para os primeiros valores de tensão aplicada parece haver uma elevada homogeneidade das características de deformabilidade do maciço em profundidade mas, à medida que se dão plastificações nos horizontes mais superficiais e mais solicitados, manifesta-se um crescimento do módulo de deformabilidade com a profundidade, fruto da mobilização crescente das zonas

mais profundas e de maior rigidez inicial; este facto tem directo reflexo em baixos valores de assentamentos das marcas adjacentes à sapata já que, nestes materiais punçoantes (ver considerações sobre o tipo de rotura), desde cedo o maciço subjacente à área carregada tende a "separar-se" do envolvente, em particular à superfície (voltar-se-á a esta questão aquando da análise numérica deste ensaio, no Capítulo 8); como complemento pode-se afirmar que, para os mais baixos níveis de carga, o centro dos assentamentos se situa mais em profundidade, o que reflecte mobilização de distorções relativas mais profundas para o cômputo dos assentamentos à superfície, facto justificável pela baixa plastificação nestes níveis para solos com rigidez estrutural;

(ii) referindo aos valores de E_0 / kD deduzidos dos ensaios de penetração (2,65 e 1,32 para os ensaios CPT e SPT, respectivamente, ver Capítulo 5) constata-se que os mesmos convergem para os deduzidos por esta formulação para q / q_{rot} de 20 a 30%, correspondente a condições de serviço correntes; poder-se-á, assim, admitir como consistentes as hipóteses de não homogeneidade (heterogeneidade linear) definidas pelos resultados dos ensaios de penetração (em particular do CPT), se os níveis de tensão de serviço adoptados corresponderem a coeficientes de segurança relativamente elevados;

(iii) a boa consistência dos valores dos assentamentos observados e calculados pela mesma formulação para $r / R = 2,67$, reflecte o bom desempenho desta formulação para as distância consideradas e traduz a mesma tendência referida em (i) para esta marca situada em pontos mais afastados da área de carga.

Este processo de interpretação poderá dar informação valiosa sobre o grau de homogeneidade de um maciço carregado superficialmente, se for implementada nos ensaios de carga instrumentação com precisão elevada (esta é, aliás, identificada como a maior limitação do método) e se se integrar critérios definidores do limiar de comportamento elástico compatíveis com as hipóteses de base.

Na Figura 4.21 definem-se valores para E_0 e k que correspondem a um grau de heterogeneidade próximo do avaliado por via dos ensaios de penetração ($E_0 / kD \cong 2,47$, perto do valor de 2,65 do CPT - ver 5.3) e que serão:

$$E_0 = 13,3 \text{ MPa} \quad \text{e} \quad k = 4,5 \text{ MPa/m}$$

pelo que, reportando a relação de q_c *versus* z:

$$E(\text{MPa}) = \alpha \cdot (4,7 + 1,5 \cdot z, \text{ m}) = E_0 + k \cdot z \qquad (4.37)$$

se pode deduzir a relação entre o módulo de deformabilidade e o valor de q_c(CPT), para o horizonte em profundidade que se considera envolvido neste carregamento ($z \leq 5 \cdot D = 6{,}0\,\text{m}$):

$$\alpha = 2{,}83 - 2{,}98$$

valor muito convergente com algumas propostas de bibliografia (Schmertmann, 1978, ,por exemplo, reporta $\alpha = 3$). Saliente-se que este α se refere a um nível de carga em relação à rotura de 20 %, a que corresponde um de segurança global de 5.

4.8 - NOTAS CONCLUSIVAS

Do exposto pode-se verificar que o ensaio de carga da sapata protótipo envolveu um período de tempo significativo, dado ter-se cumprido com rigor os critérios de estabilização das deformações para estes solos do tipo residual, tendo-se concluído que:

(i) os tempos de estabilização crescem com o nível de tensão aplicada, denotando evidentes acréscimos a partir de um determinado valor da tensão (cerca de 150 kPa), a que corresponderá uma cedência aparente que se detecta como uma singularidade na curva de tensão *versus* assentamento;

(ii) não houve clara manifestação de rotura global, e a geometria de deformação é do tipo punçoante, tendo-se atingido níveis de deformação claramente acima dos geralmente associados à rotura parcial ou localizada;

(iii) a instrumentação complementar utilizada (marcas topográficas na superfície adjacente e tubos inclinométricos encastrados a cerca de 6 m da base da sapata) traduziu muito consistentemente a aproximação da rotura.

(iv) detectou-se, no final do carregamento e após o desmonte da estrutura de carga, recorrendo a um clinómetro de grande precisão, que a sapata sofreu uma rotação, o que foi corroborado pelas leituras inclinométricas bem como pelos valores dos assentamentos relativos das marcas superficiais simétricas e equidistantes em relação ao eixo da sapata.

A definição de rotura, a partir de pontos singulares da curva carga-assentamento, foi facilitada por meio de representação bilogarítmica. Esta metodologia foi utilizada para os resultados do ensaio da sapata e das placas de 30 e 60 cm de diâmetro que complementaram o estudo da resposta do maciço carregado por fundações superficiais. Obtiveram-se os valores para as tensões que de "rotura" de q_{rot} = 700 kPa, 821 kPa e 950 kPa para, respectivamente, B = 0,30 m, 0,60 m e 1,20 m. Utilizando estes valores em conjunto com a expressão clássica da capacidade de carga, obtiveram-se os seguintes parâmetros de resistência do solo:

$$c' = 6{,}3 - 6{,}9 \text{ kPa}$$
$$\phi' = 36{,}5° - 37°$$

A interpretação conjunta das respostas de carga-assentamento dos ensaios de carga da sapata e das placas foi feita a dois níveis: considerando os módulos de deformabilidade constantes ou variáveis em profundidade. Nesta última hipótese considerou-se a opção mais comum (por ser a mais simples), que consiste em admitir o coeficiente de Poisson constante e o módulo de deformabilidade linearmente crescente em profundidade.

Pela primeira hipótese obtiveram-se valores claramente distintos dos módulos de deformabilidade a partir dos três ensaios (valores de 11 a 21 MPa para o ensaio da sapata e 11 a 13 MPa e 6 a 7 MPa para os ensaios com as placas de 60 e 30 cm, respectivamente), sendo notória a falta de representatividade dos ensaios sobre menores dimensões de área de carregamento (em particular o da placa de menor diâmetro) para representar convenientememte o comportamento deste maciço residual em termos de deformabilidade. Constatou-se que os valores dos módulos de deformabilidade, para cada critério de serviço, crescem manifestamente com a dimensão da área carregada, facto que aponta no sentido de haver um crescimento do módulo de deformabilidade em profundidade.

Constata-se que, em geral, há um decréscimo do módulo de deformabilidade de descarga-recarga com a tensão de início do ciclo respectivo, o que reflecte perda de rigidez constitutiva com a aplicação das cargas. Este fenómeno deve-se à perda de estrutura relicar entre partículas (cimentação) com a aplicação de tensões ao maciço. Ou seja, o comportamento elástico estrutural destes materiais tem que ser avaliado por ensaios não destrutivos (por exemplo, ensaios sísmicos entre furos) ou por ensaios com controlo muito rigoroso nas primeiras cargas (ensaios SBPT, por exemplo, com ciclos de descarga-recarga muito incipientes).

Considerando a variação linear do módulo de deformabilidade em profundidade, e recorrendo aos resultados de análises numéricas de Carrier e Christian (1973) e Romanel (1981), adaptando estas soluções por leis matemáticas mais apropriadas aos valores do presente caso, foi possível estimar valores de E_0/kD e do factor de influência I, e, por sua vez, de E_0 e de k, utilizando conjuntamente os resultados de dois ensaios de carga ou de um ensaio de carga complementado por medições dos assentamentos de pontos adjacentes da superfície.

A análise por esta segunda via conduziu a resultados mais consistentes, obtendo-se valores de E_0 e k correspondentes ao grau de heterogeneidade próximo do avaliado pelo CPT ($E_0 / kD \cong 2{,}47$ e 2,65, para a análise referida e para o CPT, respectivamente) e que permite obter uma relação entre E e q_c muito convergente com algumas propostas de bibliografia:

$$\alpha = E / q_c = 3$$

Capítulo 5

APRESENTAÇÃO, DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS *IN SITU*

5.1 - ENSAIOS SPT ("*STANDARD PENETRATION TESTING*")

5.1.1 - Resultados obtidos

O ensaio SPT reúne as condições para ser tomado como o procedimento mais geral para avaliação indicial do material atravessado, por razões de simplicidade, de profícua documentação bibliográfica, de possibilidade de classificação directa dos horizontes atravessados a partir das amostras recolhidas e da viabilidade de ultrapassagem de "máscaras" mais resistentes que se intensificam em profundidade. A identificação física do material recolhido no amostrador de Terzaghi dos 46 ensaios realizados (ver Quadro 3.11) foi considerada na caracterização feita no Capítulo 3, pelo que aqui se tratará exclusivamente da informação mecânica obtida em termos do número de pancadas do ensaio SPT (N_{SPT}).

Para este trabalho usou-se um equipamento da marca *DANDO*, propriedade da Universidade do Minho (ver ilustração na Figura 5.1), que possui um sistema de disparo automático ("trip", segundo Skempton, 1986) para o qual se pode considerar:

$$N_{60} = N_{SPT}$$

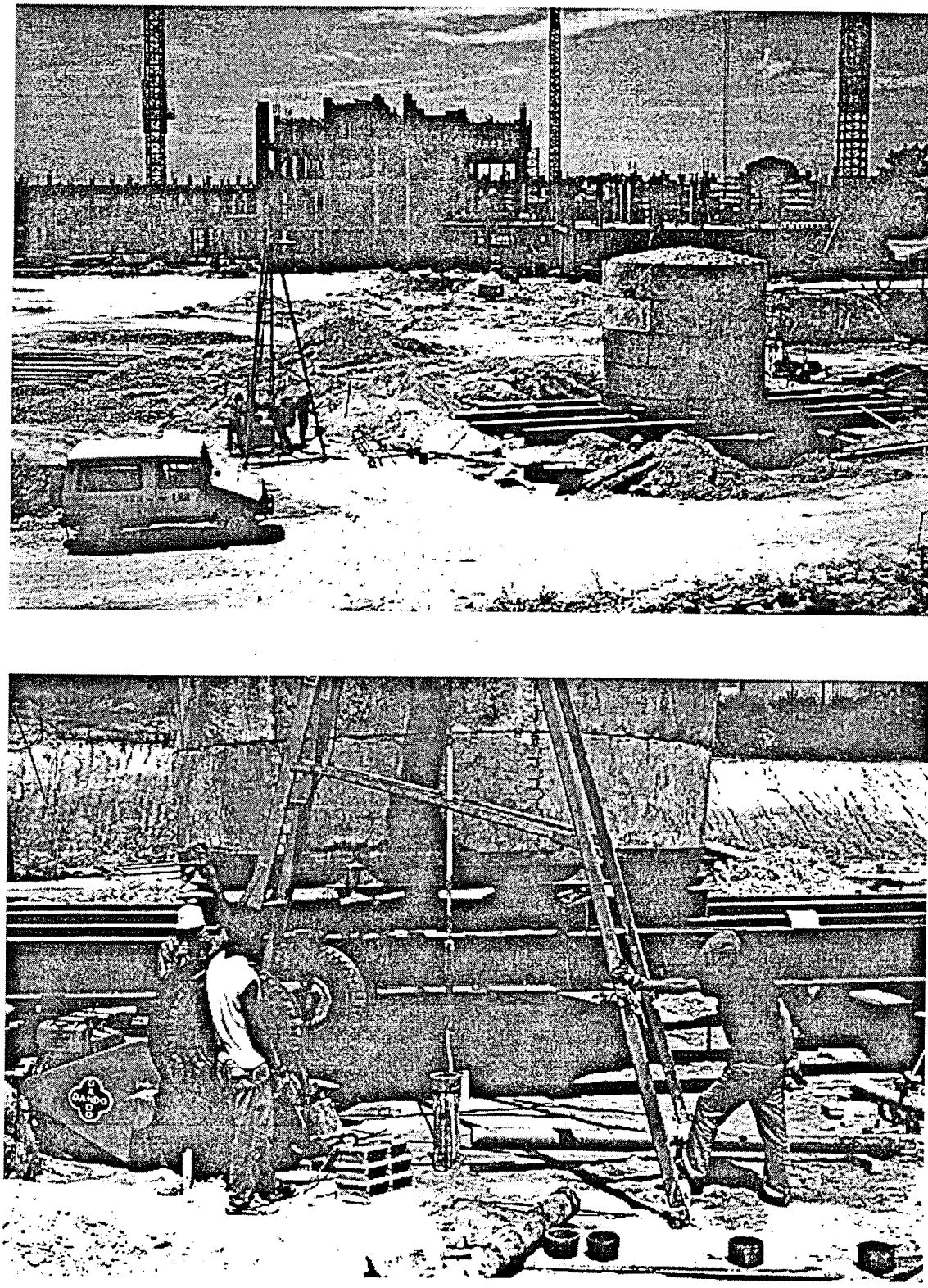


Figura 5.1 - Execução dos ensaios SPT - área adjacente à sapata protótipo.

Quadro 5.1 - Resultados dos ensaios SPT .

Sondagem Prof. (m) em relação à base da sapata Prof. do NF (m) da superfície	Resultados dos ensaios SPT			
	Prof. (m)	Nº de pancadas		
		1ª fase	2ª fase	
		(15 cm)	(15 cm)	(15 cm)
SP1 +1,05 2,60	0,97 - 1,31	4	5	7
	1,42 - 1,87	3	6	6
	1,87 - 2,32	4	5	6
	2,32 - 2,77	3	6	6
	2,81 - 3,26	3	7	8
	3,32 - 3,77	4	8	9
	3,85 - 4,30	4	8	8
	4,39 - 4,84	5	10	11
	4,98 - 5,43	26	17	20
	5,43 - 5,88	9	14	13
	6,01 - 6,46	9	8	8
	6,60 - 7,05	4	6	7
SP2 +0,80 2,00	1,17 - 1,62	3	4	4
	1,78 - 2,23	2	4	5
	2,23 - 2,68	3	4	5
	2,74 - 3,19	3	7	8
	3,21 - 3,66	4	7	8
	3,66 - 4,11	5	8	8
	4,29 - 4,74	3	7	7
	4,85 - 5,30	5	5	6
	5,30 - 5,75	9	10	10
	5,75 - 6,20	7	10	12
	6,20 - 6,65	6	10	11
	6,80 - 7,25	7	11	11
SP3 "0,0" 1,40	0,89 - 1,34	4	5	5
	1,34 - 1,79	3	5	7
	1,79 - 2,24	4	7	8
	2,36 - 2,81	3	8	8
	3,20 - 3,65	4	8	9
	3,70 - 4,15	4	10	9
	4,40 - 4,85	4	9	9
	4,85 - 5,30	6	11	13
	5,32 - 5,77	6	12	13
	5,77 - 6,22	9	13	14
SP4 "0,0" 1,50	0,46 - 0,91	4	5	7
	0,91 - 1,36	3	4	6
	1,36 - 1,81	4	7	7
	1,81 - 2,26	6	9	9
	2,26 - 2,71	4	8	8
	2,72 - 3,17	5	10	12
	3,17 - 3,62	9	14	14
	3,69 - 4,14	7	12	12
	4,23 - 4,68	10	13	13
	4,69 - 5,14	11	10	9
	5,23 - 5,68	10	14	15
	5,68 - 6,13	10	17	18

O trépano de pré-furação usado tinha um diâmetro de 150 mm, o que poderá implicar, em particular para materiais arenosos, correcção ao valor de N_{60} (De Mello, 1993). Note-se, todavia, que essa correcção parece ser mais relevante para solos não coesivos (areias limpas), para grandes profundidades e muito particularmente para diâmetros de furação superiores a 150 mm (que se considera o limite razoável de diâmetro do pré-furo).

Para avaliar a importância deste factor, teve-se o cuidado de registar o número de pancadas para os primeiros e para os últimos 15 cm de penetração na 2ª fase do ensaio, tendo-se constatado não haver uma diferença consistente entre estas medições consecutivas. No Quadro 5.1 representa-se, para todos os ensaios, o número de pancadas registado em cada 15cm penetrados. Foi, no entanto, decidido, para uniformização de critério, aplicar as correcções respectivas de acordo com os factores adaptados ao caso presente e que se identificam no Quadro 5.2. São correcções sugeridas por Skempton (1986) relativas ao comprimento do trem de varas e ao diâmetro do pré-furo. Só as primeiras parecem ser de considerável substancialidade nas condições de execução destes ensaios, realizados a pequenas profundidades, assumindo valores não negligenciáveis, como se pode ver no quadro.

Refira-se, ainda, que não houve a preocupação de prolongar os furos até se obter "negas" nos ensaios SPT, mas antes de estabelecer o mais continuamente possível a resposta do maciço subjacente à sapata experimental até camadas incipientemente envolvidas no processo deformacional em análise ($7m = 6 \cdot D_{sapata}$). A nega dos ensaios SPT havia sido definida nas sondagens preliminares (Capítulo 3) a profundidades próximas de uma dezena de metros, o que seria confirmado nos ensaios com o DPSH (ver 5.2).

Quadro 5.2 - Factores correctivos aplicados aos ensaios SPT realizados (Skempton, 1986).

Comprimento do trem de varas:	
0-4 m	0,75
4-6 m	0,85
6-10 m	0,95
Diâmetro do pré-furo: 150mm	1,05
Energia efectiva: $ER = 60\%$	1,00

Na Figura 5.2 apresenta-se o andamento dos valores de N_{SPT} (corrigidos - N_{60}) com a profundidade em relação à cota de referência da base da sapata experimental. Constata-se uma boa consistência entre os resultados correspondentes às quatro sondagens, bem como da sua variação em profundidade.

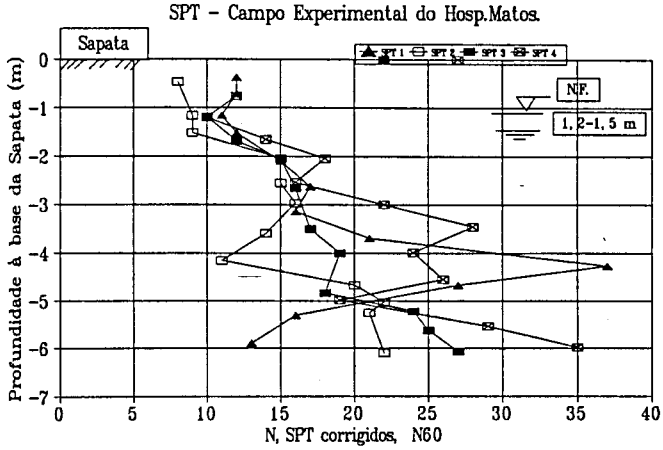


Figura 5.2 - Variação dos valores de N_{60} com a profundidade em relação à cota da base da sapata experimental.

5.1.2 - Variação de N_{60} com a tensão efectiva vertical de repouso

Na Figura 5.3 apresenta-se os gráficos dos valores corrigidos do ensaio SPT em função da tensão vertical efectiva de repouso (σ'_{v0}, kPa). Nelas se explicitam as expressões obtidas e que serão a base da interpretação paramétrica que se desenvolve mais adiante.

A posição do nível freático experimentou ligeiras oscilações, considerando-se, assim, preferível apresentar as correlações obtidas de N_{60} das quatro sondagens com a tensão vertical efectiva de repouso avaliada para cada ponto de ensaio. O peso volúmico usado resultou dos valores obtidos das amostras indeformadas e consideradas representativas do horizonte em análise (Capítulo 6). O valor médio estimado é de 20 kN/m^3.

Os resultados obtidos foram agrupados do modo seguinte:

(a) considerando os resultados de todas as sondagens realizadas (Figura 5.3a);

(b) considerando os resultados dos ensaios nas sondagens 3 e 4, realizadas adjacentemente à sapata experimental e placas de carga; dentro destes ainda se distinguem dois horizontes de variação:

  (b1) todos os pontos (Figura 5.3b)

  (b2) só até à tensão vertical efectiva à profundidade de 5 vezes o diâmetro da sapata (Figura 5.3c);

(c) considerando os resultados dos ensaios realizados na sondagem 2, ponto central da campanha alargada de ensaios *in situ* para correlacionamento paramétrico - CPT, DP, PMT e SBPT (Figura 5.3d).

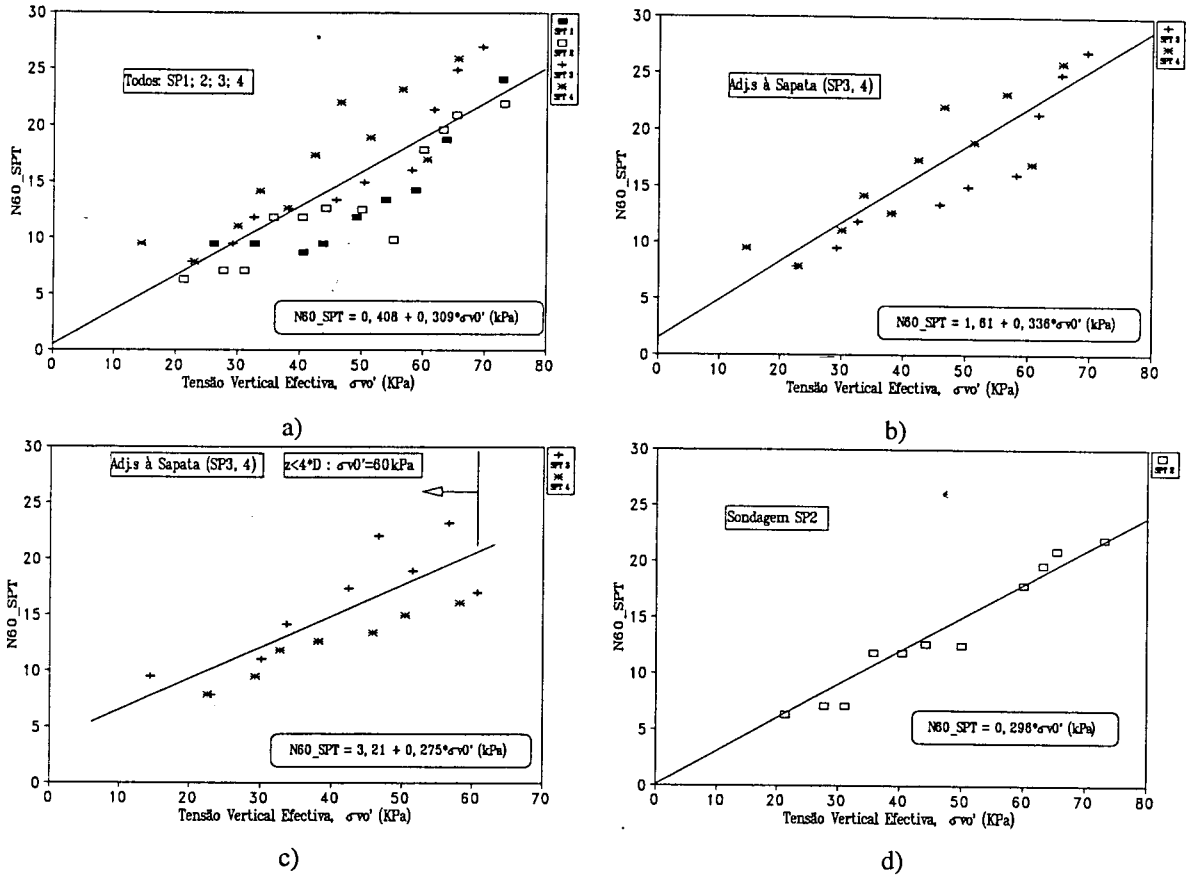


Figura 5.3- Variação dos valores de N_{60} com tensão efectiva vertical de repouso (σ'_{v0}): a) todos os ensaios (*SP1;2;3;4*); b) todos os ensaios nas sondagens *SP3;4*; c) SP3;4 para $z \leq 5 \cdot B$; d) *SP2*.

As expressões obtidas em função de σ'_{v0} são resumidas no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 - Expressões da variação de N_{60} *versus* σ'_{v0} (kPa)

Sondagens		Nº de registos	Relação $N_{60} - \sigma'_{v0}$ (kPa)	Coef. de correlação (r)
1, 2, 3 e 4 (Fig 5.3a)		42	$N_{60} = 0,41 + 0,31 \cdot \sigma'_{v0}$	0,70
3,4	Todos (Fig. 5.3b)	21	$N_{60} = 1,16 + 0,34 \cdot \sigma'_{v0}$	0,80
	$z<5 \cdot D_{sap}$ (Fig.5.3c)	17	$N_{60} = 3,21 + 0,27 \cdot \sigma'_{v0}$	0,66
2 (Fig. 5.3d)		11	$N_{60} = 0,30 \cdot \sigma'_{v0}$	0,95

5.1.3 - Interpretação da resposta de N_{60} para avaliação de parâmetros de dimensionamento

5.1.3.1 - Expressões de cálculo adoptadas

Adiante desenvolver-se-ão metodologias de normalização com vista à definição dos parâmetros de resistência e de deformabilidade. A definição deste andamento (acréscimo linear de N_{SPT} com z ou com σ'_{v0}) será a base da modelação das características do maciço, particularmente quando carregado pelo protótipo de ensaio.

Das regressões para os conjuntos de ensaios que foram definidos no ponto anterior, optou-se, para fins de correlacionamento, pelas expressões seguintes:

- estudo paramétrico da sapata protótipo - *SP3/4* (com $\sigma'_{v0} < \sigma'_{v0(z=5\cdot B)} \cong 70kPa$):

$$N_{60} = 3{,}21 + 0{,}27 \cdot \sigma'_{v0} \quad (\sigma'_{v0}, \text{kPa}) \tag{5.1}$$

- estudo de correlacionamento de parâmetros de vários ensaios - *SP2*:

$$N_{60} = 0{,}30 \cdot \sigma'_{v0} \quad (\sigma'_{v0}, \text{kPa}) \tag{5.2}$$

5.1.3.2 - Avaliação do ângulo de atrito

Uma das metodologias mais consagradas para ultrapassar alguma dispersão dos valores pontuais de N_{SPT} (N_{60}) - "filtrante" de pequenas heterogeneidades naturais e dos factores marginais induzidos por particularidades operacionais do ensaio - consiste nos dois critérios seguintes (De Mello, 1972):

(i) cálculo de ϕ' a partir de $\Delta N_{60} / \Delta\sigma'_{v0}$ da camada à qual correspondem os resultados em análise;

(ii) cálculo de ϕ' a partir do valor de $(N_{60})_i$ na origem das tensões efectivas dessa camada.

Nestas análises supõe-se homogeneidade do maciço, o que se enquadra bem com o horizonte em estudo. Apresenta-se na Figura 5.4 as correlações atrás indicadas com a tensão vertical efectiva. Nessa figura constam os valores deduzidos do ângulo de atrito do solo ensaiado de acordo com as propostas de De Mello (1972), apresentadas em 2.2.1 - ver Figura 2.6.

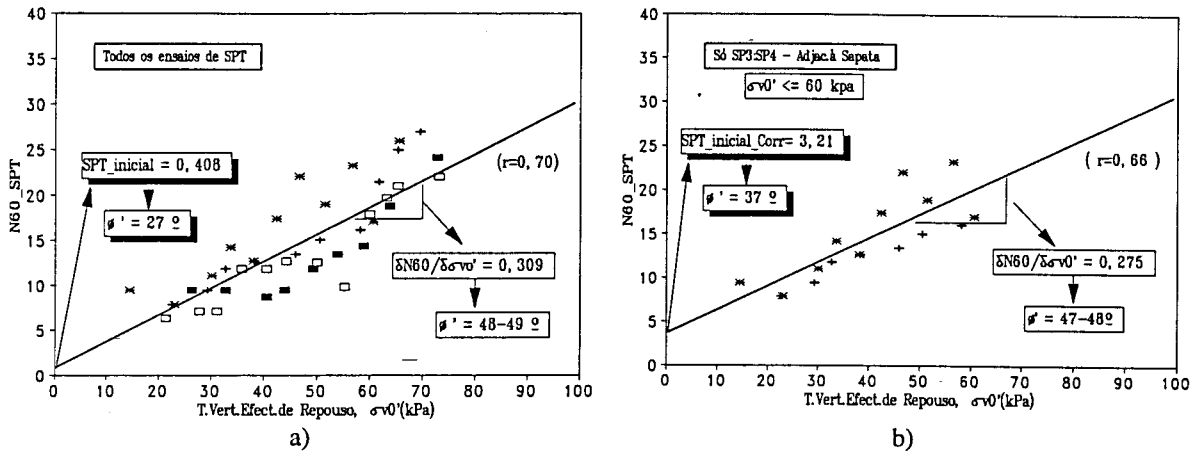


Figura 5.4 - Avaliação de ϕ' a partir de $\Delta N_{60} / \Delta\sigma'_{v0}$ e $(N_{60})_i$ (De Mello, 1972): a) todos os ensaios realizados; b) ensaios adjacentes à sapata.

Verifica-se que a aplicação do primeiro critério então referido (que recorre à razão $\Delta N_{60} / \Delta\sigma'_{v0}$), tanto para o conjunto de todos os ensaios como para os adjacentes à sapata experimental ($\phi'_{(a)} = 48-49°$; $\phi'_{(b)} = 47-48°$), resulta em valores muito elevados quando comparados com os deduzidos nos Capítulos 3 e 4.

Este facto parece estranho pois, embora as propostas tenham sido deduzidas para materiais sedimentares arenosos nos quais o crescimento dos valores de N_{SPT} com a tensão efectiva vertical é geralmente pronunciado e exclusivamente imputável ao ângulo de atrito, o valor obtido a partir da razão $\Delta N_{60} / \Delta\sigma'_{v0}$ deveria ser fruto exclusivamente da componente atrítica, independentemente do tipo de material. Deve-se reconhecer, contudo, que, para estes valores tão baixos de tensões efectivas de repouso, relativos aos presentes pontos de ensaio, assumem grande importância os aspectos estruturais - cimentação interparticular e outras ligações relicares - que poderão sobrepor-se aos factores de estado de tensão geostática.

Já o segundo critério parece desajustar-se fortemente dos valores expectáveis deste solo e é claramente dispersivo, já que, para o conjunto de todos os ensaios disponíveis apresenta um ângulo de atrito excessivamente baixo enquanto para o conjunto dos ensaios envolventes da sapata o valor parece muito consistente com os observados por outras vias (ver Capítulo 6). Por isso, e considerando ainda que aquele critério carece de fundamentação teórica, não mais será desenvolvida.

Como foi referido em 2.2.1 (Décourt, 1989), uma das formas mais envolventes de avaliação do ângulo de atrito de maciços granulares, consiste na adopção do parâmetro normalizado $(N_1)_{60}$ em relação à tensão octaédrica efectiva de repouso (ver expressão 2.1), cuja formulação reflecte a dependência destes valores da resistência à penetração do estado de

tensão efectiva (à semelhança dos propostas de De Mello) e fundamenta consistentemente a noção de resistência atrítica.

Para o caso em análise, fez-se a representação dos valores dos ensaios disponíveis na zona experimental para todos os pontos de ensaio (Figura 5.3a) e para os pontos das sondagens *SP3* e *SP4* adjacentes à sapata até à profundidade $5 \cdot B$, (Figura 5.3c).

Os valores das tensões efectivas octaédricas que integram a expressão (2.1) foram, para os caso em análise, determinados considerando os seguintes valores para o coeficiente de impulso em repouso:

– K_0 (real) = 0,35 (estimado pelo SBPT e confirmado em triaxial - ver 5.5.4.1);

– $K_{0\text{-}NC}$ = 1-sen 37° = 0,40 (arbítrio de ϕ').

Obtém-se, assim, para cada valor de N_{SPT} (σ'_{v0i}, kPa):

$$(N_1)_{60} = \left[\frac{(1+2\cdot 0{,}40)\cdot 98{,}1/3}{(1+2\cdot 0{,}35)\cdot \sigma'_{v0_i}/3}\right]^{0,5} \cdot N_{60_i}$$

Verifica-se, pela Figura 5.5, que os pontos de $(N_1)_{60}$ estão longe de representar um único valor de ϕ' o que é compreensível dada a diminuição, ainda que suave, do grau de alteração do maciço em profundidade.

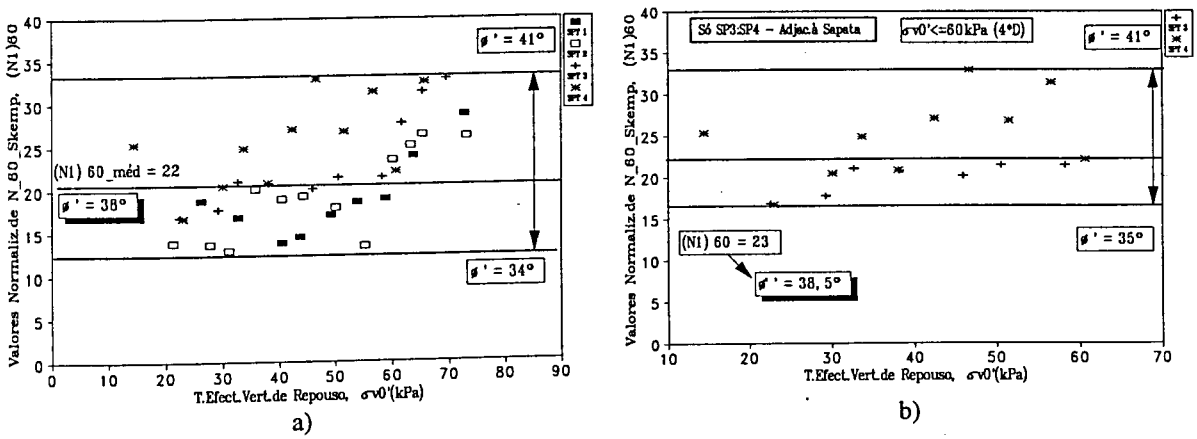


Figura 5.5 - Relação de $(N_1)_{60}$ com σ'_{v0} - avaliação de ϕ' (Décourt, 1989): a) todos os ensaios realizados; b) ensaios adjacentes à sapata experimental.

Constata-se, contudo, que a variação de $(N_1)_{60}$ não é substancial, reflectindo uma banda de valores entre 34° e 41° para o conjunto de todos os ensaios e 36° a 40° para os

adjacentes à sapata e num horizonte mais superficial ($\sigma'_{v0} <= 5 \cdot B$), com um valor médio semelhante a 38°, correspondente a cerca de $(N_1)_{60} = 23$.

O ligeiro crescimento de ϕ' em profundidade é fruto, como foi referido, do decréscimo do grau de alteração do horizonte estudado com aquela, como é típico de materiais de natureza residual (ver índices geológicos e físicos no Capítulo 3). Esta tendência é, no entanto, menos acentuada do que as oscilações pontuais que se sentem devido a pequenas heterogeneidades do maciço, também elas fruto das irregularidades de bolsas de alteração descontínuas.

Quanto ao valor médio obtido, verifica-se que o mesmo é muito próximo dos conseguidos por retroanálise dos ensaios de carga (Capítulo 4) e converge claramente como os valores deduzidos de outros ensaios *in situ* (por exemplo, por via do SBPT - ver 5.5.4.3.2) e de laboratório sobre amostras indeformadas (Capítulo 6).

Pode-se considerar, dado que a parcela coesiva que foi estimada na retroanálise referida e nos ensaios de caracterização mecânica laboratorial não é de desprezar, que a resistência definida exclusivamente por este valor de ϕ' é conservativa em relação ao verdadeiro valor da resistência deste solo residual.

De facto, o próprio Décourt num artigo interessante sobre a aplicabilidade do conceito de $(N_1)_{60}$ ao estudo de materiais estruturados (Décourt, 1992) afirma:

> *"...pela experiência do autor, a determinação com base nos valores do ensaio SPT e nas correlações conhecidas para solos sedimentares, de parâmetros definidores da envolvente de Mohr-Coulomb, como a coesão e o ângulo de atrito, é geralmente conservativa."*

O estabelecimento dos parâmetros de resistência a partir de N_{SPT} pressupõe que os mesmos são constituídos por uma parcela atrítica - que é função de $(N_1)_{60}$ - e por uma parcela acrescida que será função dos factores de estrutura: grau de sobreconsolidação, idade, compacidade relativa, tipo de grão e, em particular, da cimentação interparticular. Enquanto que o factor de compacidade pode ser indexado à dilatância em alguns materiais (solos sedimentares densos), dificilmente o pode ser no caso de solos residuais jovens, cimentados mas muitas vezes com índices de vazios elevados. Parece, no entanto, ser indispensável a complementaridade de ensaios mais envolventes como os triaxiais sobre amostras indeformadas ou, então, recorrer a muito mais extensivas formulações de correlacionamento.

Qualquer dos critérios indicados perde substância por si só, dada a inexistência de univocidade entre D_r e os factores de resistência e rigidez destes materiais.

A completa avaliação dos factores de resistência força o interesse pela análise laboratorial (descrita no Capítulo 6), determinando independentemente as relações entre $(N_1)_{60}$, ϕ'_{cv} e ψ (ângulo de dilatância).

No Capítulo 6 e no ponto relativo à determinação da linha dos estados estáveis (críticos) foi estudado o valor de ϕ'_{cv} para este tipo de saprólito de granito do Porto, tendo-se obtido:

$$\phi'_{cv} = 31{,}6°; \quad M_{cv} = 1{,}27$$

A dilatância depende, por sua vez, do nível de tensão de confinamento e nesse mesmo capítulo analisa-se a variação de ψ com $\sigma'_{c0}(=\sigma'_{h0})$ e com p'_0 $((1+2\cdot K_0)/3\cdot\sigma'_{v0})$, para as condições dos ensaios triaxiais de compressão clássica (*CID* e CK_0D), considerando $K_0 = 0{,}35$. A partir das expressões de variação do ângulo de dilatância, que são pormenorizadas no Capítulo 6, considerando a instrumentação interna das deformações nos ensaios triaxiais (ver Anexo A.6.2) e a expressão de variação de N_{60} com as tensões de repouso correspondentes aos pontos de execução de todos os ensaios SPT (no intervalo de tensões que importa ao horizonte de ensaio - cerca de 10 a 192 kPa - Quadro 5.3), obtém-se:

$$\begin{aligned}\psi^{(°)} &= 79{,}5 - 34{,}8\cdot\log_{10}\left(\frac{N_{60}-0{,}41}{0{,}55}\right) \\ &= 70{,}5 - 34{,}8\cdot\log_{10}\left(N_{60}-0{,}4\right)\end{aligned} \tag{5.3}$$

Na Figura 5.6 compara-se a relação de ψ com p'_0 obtida dos ensaios triaxiais com os definidos para o mesmo parâmetro considerando os valores de N_{60}, a partir da equação (5.3).

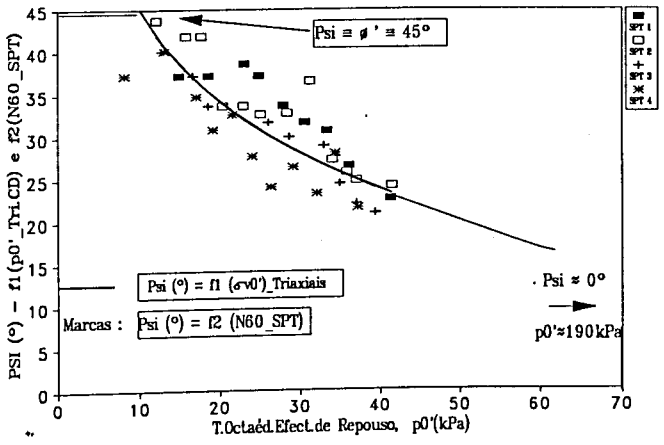


Figura 5.6 - Ângulo de dilatância deduzido N_{60} (SPT).

Com esta metodologia torna-se possível avaliar a resistência de um ponto do maciço em que estão envolvidas componentes atríticas puras e dilatantes pela expressão (Atkinson. 1993):

$$\tau/\sigma' = tg\left(\phi'_{cv} + \psi\right); \quad q/p' = M_{cv} + tg\ \psi \tag{5.4}$$

cuja utilização em soluções analíticas e numéricas é de grande praticidade.

Devem, contudo, ressalvar-se as seguintes observações:

(i) as correlações de $\psi = f_1(p'_0)$ com $\psi = f_2(N_{60})$, bem como os limites detectados para variação de ψ (de ϕ'_p ao valor nulo, na posição de estado crítico), são naturalmente específicos deste saprólito de granito;

(ii) a reserva da resistência destes solos naturais cimentados não é só condicionada por este factor volumétrico (dilatância) mas, muito especialmente, por orientações e ligações estruturais interparticulares numa matriz que nos solos saprolíticos é relativamente floculada; as análises que se regem por aquele factor são assim conservativas e fenomenologicamente viciadas; no Capítulo 6 ilustra-se, a partir da análise da resistência dos ensaios triaxiais realizados, a razão desta afirmação sobre a conservatividade da teoria dilatante nos solos residuais.

Viu-se atrás que a correlação dos valores corrigidos do N_{SPT} é uma ferramenta preciosa para avaliação da resistência de solos sedimentares ou estruturados, do tipo residual, se vista nos termos exclusivamente atríticos, mas que se desajusta para estes últimos solos em baixos níveis de tensão de confinamento, dada a importância da parcela coesiva que esta formulação não detecta. Como complemento a esta particularidade, procurou-se enquadrar os valores de $(N_1)_{60}$ no gráfico de Skempton (1986) - Figura 2.4, onde se integra também a proposta de Terzaghi e Peck (1948) - em que se representam algumas relações do binómio $(N_1)_{60}$ e da compacidade relativa, D_r (=1- e_r), do material ensaiado.

A Figura 5.7 enquadra esses dados, constatando-se que os valores de $(N_1)_{60}$, particularmente os médios, se indexados à propostas dos autores citados, correspondem aos grupos de materiais de compacidades relativas médias a densas . Ora, o valor determinado (Capítulo 2) de D_r é de 0,28 (areias "soltas"), como se representa na mesma figura, o que põe em causa a compatibilidade daqueles índices em materiais deste tipo. Ou seja, nos termos das propostas de indexação desenvolvidas para materiais sedimentares, não há correspondência entre a compacidade natural e os valores de $(N_1)_{60}$.

De facto, se se tomar o valor médio de $(N_1)_{60}$ na proposta de Skempton (1986) - Figura 2.4 - e considerando o solo normalmente consolidado (proposta original de Peck *et al.*, 1953, e menos conservativa), obtém-se os valores de:

$$\phi' \cong 35^\circ \quad \text{e} \quad D_r = 60\%$$

Enquanto o ângulo de atrito assim obtido, embora ligeiramente conservativo, não se dissocia claramente dos valores deduzidos por outras vias (note-se que se se admitisse o solo sobreconsolidado este valor vinha claramente decrescido), a compacidade relativa assim estimada é fortemente sobreavaliada.

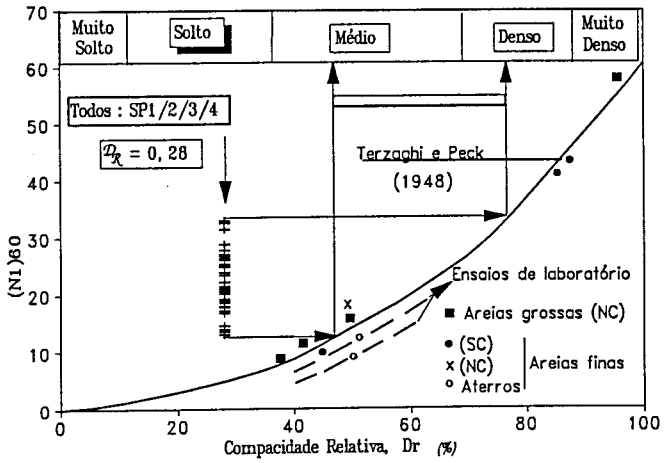


Figura 5.7 - Ábaco de correlacionamento de $(N_1)_{60}$ com D_r (Skempton, 1986).

Duas conclusões se retiram desta análise:

(i) as correlações correntes (estabelecidas para solos sedimentares) que indexam os valores de N_{SPT} às respectivas compacidades relativas, não são aplicáveis aos solos residuais;

(ii) a associação de valores de *OCR* maiores do que um, nos critérios de estimativa das características mecânicas dos solos residuais a partir destes ensaios SPT, desvia os resultados para valores extremamente conservativos.

Esta subavaliação é um indicador da falta de univocidade referida atrás, no que respeita aos elevados valores de ϕ' em condições de compacidades relativas baixas (materiais estruturados e floculados), sendo imputáveis a factores distintos dos classicamente envolvidos nestas correlações, ou seja, às cimentações estruturais interparticulares.

Assim, se nas condições físicas naturais se está perante materiais de compacidade solta a média, as correlações que melhor se ajustam à determinação de ϕ' a partir do $(N_1)_{60}$ devem ser, em contrapartida, as que se usam para solos sedimentares normalmente consolidados ou até deslocados para hipotéticas linhas típicas de solos subconsolidados (em oposição a condições de sobreconsolidação). Das regressões obtidas não devem ser adoptadas correspondências com compacidades relativas expectáveis. Das clássicas adaptações para condições sobreconsolidadas resultam valores muito conservativos de ϕ'.

5.1.3.3 - Tensão admissível avaliada a partir do N_{SPT}

São correntes as soluções práticas que correlacionam directamente a tensão admissível em fundações superficiais com o valor de N_{SPT}. As soluções empíricas de limitação da tensão em função de valores ponderados de N_{SPT} (Terzaghi e Peck, 1948; Pech, Hanson e Thornburn, 1974; Meyerhof, 1974; Bowles, 1988) correspondem a um assentamento admissível de 25mm. Os conceitos que estão subjacentes a estes propostas foram discutidos em 2.2.2.

Estes critérios pecam por:

(i) os coeficientes de segurança em relação à capacidade de carga que resultam da sua aplicação não são, em geral, uniformes, nem têm garantia de o ser, já que a dimensão estimada pelo critério de serviço traduz-se em valores de q_{adm} / q_{ult} distintos entre fundações;

(ii) estes critérios não reflectem sobre o efeito distinto da dimensão das sapatas nos valores dos assentamentos e na própria estimativa da capacidade de carga.

Décourt (1992) sugere, nessa perspectiva, um critério limite (baseado no Código de Boston) que será o mínimo dos valores seguintes:

(i) para a placa padrão (brasileira) de D (=B) = 80 cm a pressão não deve ultrapassar o valor correspondente a 6 mm de assentamento; extrapolando linearmente tem-se o critério de:

$$q_{adm} = q_{(s=0{,}75\%\cdot B)}$$

(ii) considerando o valor de SPT como um indicador de estado de rotura do solo, sugere limitar a tensão de serviço a:

$$q_{adm} = N/3 \text{ para areias } (q \text{ em kgf/cm}^2) \quad (5.5)$$

$$q_{adm} = N/4 \text{ para argilas } (q \text{ em kgf/cm}^2) \quad (5.6)$$

sendo N obtido pela média do N_{60} até uma profundidade de cerca de B(=D) abaixo da sapata ou placa.

Ver-se-á adiante (na análise conjunta dos ensaios da sapata experimental e das placas) como enquadrar estes critérios.

Na perspectiva do critério (i), o limite atrás indicado de 25 mm - base das correlações referidas - corresponderia a uma sapata standard de cerca de 3 m de diâmetro, o que aliás é considerado usualmente como base das análises de fundações superficiais.

A proposta de Bowles (1988) é do mesmo teor da referida em (ii). Assim, sugere que se considere um índice de SPT correspondente à média dos valores corrigidos (N_{60}) numa zona de influência da área de carga entre 0,5·B acima e 2·B abaixo da superfície de carga. Para o caso presente, em que a base da sapata coincide com a superfície do terreno:

$$\overline{N}_{60} = \frac{\int_0^{2B} N_{60}\left(\sigma'_{v0}(z)\right)dz}{\int_0^{2B} \sigma'_{v0}(z)dz} = 7{,}3$$

Para considerar o ábaco do autor deve-se fazer a correcção energética para o tipo de SPT usado nos EUA:

$$\overline{N}_{55} = \overline{N}_{60} \times \left(\frac{60}{55}\right) = 8{,}0$$

No Quadro 5.4 apresenta-se os valores deduzidos das tensões admissíveis de alguns destes critérios mais divulgados.

Quadro 5.4 - Tensões admissíveis deduzidas de critérios semi-empíricos com base em $\overline{N}_{60}$.

Referência	q_{adm} (kPa) (1)	s (mm) (2)	s/B (%) (3)	FS (4)
Terzaghi e Peck (1974)	100	3,8	0,32	9,5
Peck *et al.* (1974)	100	3,8	0,32	9,5
Bowles (1988) - adapt. Meyerhof (1974)	160	6,7	0,56	5,9
Décourt (1992)	260	13,7	1,37	3,7

(1) - Para o B, necessário na proposta de Bowles, bem como para o cálculo do valor ponderado de $\overline{N}_{60}$ *ou* $\overline{N}_{55}$ considera-se a dimensão de referência da sapata experimental.
(2) - Assentamento observado na sapata experimental para as tensões calculadas pelos critérios apresentados.
(3) - Assentamento em relação à dimensão da sapata experimental.
(4) - Coeficiente de segurança global tomando o valor estimado para q_{rot} em 4.6.3.

Verifica-se que os critérios diminuem o grau de conservatividade cronologicamente. De facto, os coeficientes de segurança das primeiras propostas resultam, para a sapata experimental, muito elevados e, correspondentemente, a valores baixos de assentamentos relativos.

Saliente-se que todos os valores do assentamento relativo são inferiores ao critério definido por Décourt (1992) - que estipula 0,75% para *s/B* como padrão de estado de serviço, de acordo com a experiência de fundações sobre solos residuais brasileiros, ver 2.5.5 -, à excepção da sua própria proposta para solos arenosos. Assim, nos termos dos valores que se apresentam no quadro anterior e admitindo que a excepção referida não é aplicável a solos residuais, considera-se que a proposta de Bowles-Meyerhof parece adaptar-se bem ao caso em análise.

Estas e outras hipóteses de dimensionamento serão avaliadas no parágrafo relativo aos critérios de limitação de assentamentos à luz dos resultados dos ensaios de carga.

5.1.3.4 - Parâmetros de rigidez avaliados a partir do SPT

Em 2.2.2 foram descritos alguns métodos empíricos de correlacionamento dos valores de N_{SPT} com os módulos de deformabilidade, que importam à avaliação dos assentamentos, em particular na vertente das fundações superficiais. Esses métodos têm sido estabelecidos em solos sedimentares não tendo sido desenvolvidos ainda métodos específicos para solos residuais. Décourt (1992) apresenta um resumo dos métodos clássicos, referentes aos solos sedimentares, e confronta-os com alguns resultados em materiais residuais. Tratando-se de um problema enquadrável directamente com os ensaios de carga da sapata e das placas, a análise criteriosa das várias propostas disponíveis será feita no ponto relativo a este tipo de ensaios.

Sendo os solos residuais do granito de constituição granulométrica - vista à luz das metodologias clássicas - típica de areias siltosas e siltes arenosos, há tendência para aplicar métodos originariamente desenvolvidos para areias. Na análise dos ensaios de carga as metodologias testadas serão as relativas a estes critérios e de lá se extrairão algumas conclusões sobre a sua adaptabilidade a estes materiais. Em pontos seguintes serão também testadas as correlações propostas, para este tipo de solo, entre módulos de deformabilidade deduzidos de outros ensaios (como os pressiómetros e o DMT).

É pertinente relembrar a afirmação contida em 2.3.2 de que a relação entre os valores do módulo de distorção máximo (G_0) e os parâmetros de ensaios de penetração, é a que melhor garante alguma independência de factores marginais como os efeitos de escala, a não linearidade da rigidez com o nível de tensões aplicadas, etc..

Os valores do módulo distorcional máximo determinados na campanha experimental complementar - ver 5.6.3 - permitem determinar a variação de G_0 com a tensão efectiva vertical de repouso que pode ser comparada com a expressão atrás deduzida de N_{60} *versus* σ'_{v0}

(faz-se a opção por todos os pontos determinados para maior generalização do correlacionamento - ver Quadro 5.3), obtendo-se uma relação aproximada de:

$$G_0(\text{MPa}) = 98 + 0{,}42 \cdot N_{60} \tag{5.7}$$

Esta variação será adiante (ver 5.6.3) confrontada com algumas das mais conhecidas propostas, apresentadas em 2.2.3 (Imai e Tonouchi, 1982; Stroud, 1988; Ohsaki e Iwasaki, 1983) ressalvando-se, desde já, que a variação de G_0 com a tensão efectiva de repouso é muito menos acentuada neste solo do que sugerem as propostas citadas. As correlações obtidas neste trabalho baseiam-se em parâmetros calculados para muito baixos valores da tensão efectiva de repouso onde a componente elástica se manifesta muito estável em relação a essas tensões, o mesmo não acontecendo com a relação de N_{SPT} com σ'_{v0}.

Parece, assim, pode concluir-se que para a gama de tensões efectivas de relevância para fundações superficiais, as propostas correntes de G_0 *versus* N_{SPT} subestimam fortemente a componente elástica destes solos.

5.2 - ENSAIOS COM PENETRÓMETROS DINÂMICOS (DP-"*DYNAMIC PROBING*")

No âmbito dos ensaios com penetrómetros dinâmicos, optou-se, numa primeira fase da campanha definitiva, pela energia de penetração mais elevada, ou seja, pelo denominado "Penetrómetro Dinâmico Super Pesado" (DPSH) cuja energia específica de penetração pode ser assimilada à do SPT, desde que admitidas certas hipóteses da área de ponteira (ver 2.4.1).

Em 2.4 foram apresentadas as características técnicas desse equipamento e na Figura 5.12, ilustra-se um destes ensaios.

A Figura 5.8a mostra os perfis obtidos em dois ensaios realizados adjacentemente à sondagem *SP2* (ver Figura 3.11). Na Figura 5.8b são apresentados os gráficos correspondentes da resistência de ponta (também denominada "Resistência Dinâmica") determinada a partir da "fórmula dos holandeses" - equação (2.34). Destas figuras depreende-se que a variação de N_{20_DPSH} é menos acentuada em profundidade do que a dos valores de N_{SPT} ou de q_c (CPT), esta última a ser discutida no parágrafo que se segue. Esta diferença de sensibilidade entre ensaios poderá problematizar, de alguma forma, o estabelecimento de relações constantes entre os seus parâmetros. De facto, das metodologias interpretativas para comparar os resultados obtidos com distintos equipamentos de penetração, correlacionando os parâmetros dos vários métodos de ensaio, duas foram salientadas pelos seus fundamentos em 2.4.2.

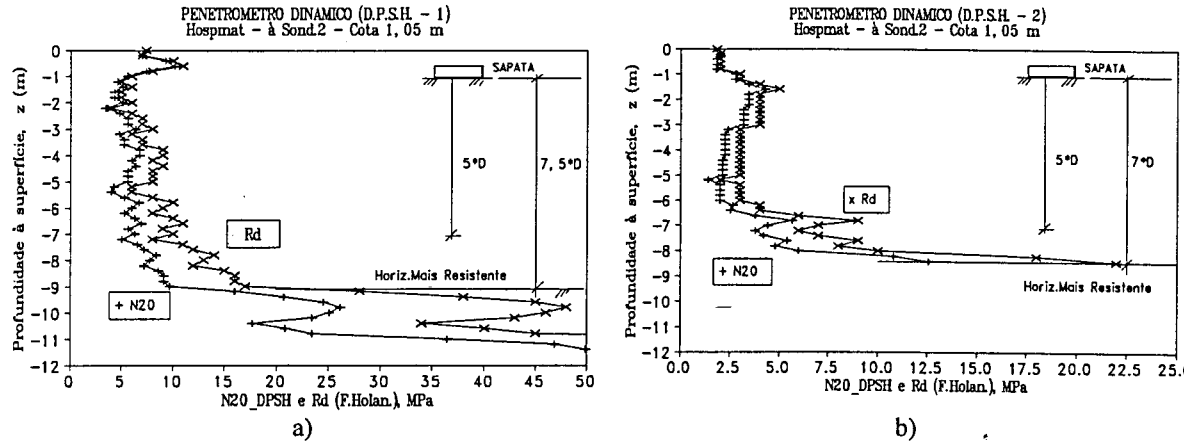


Figura 5.8 - a) N_{20_DPSH}; b) R_d - "fórmula dos holandeses" *versus* profundidade.

A primeira (Castro, 1988; Nixon, 1989; Novais ferreira e Mendonça Nunes, 1990) baseia-se, como então foi explanado, na noção da energia específica da penetração, pelo que a relação entre o número de pancadas dos ensaios do SPT e DPSH pode ser expressa pela expressão (2.33). A única dúvida será, como foi então salientado, definir qual a energia específica que deve ser tomada para o SPT, já que ambas as áreas da secção do amostrado de Terzaghi - (A) e (B) - podem ser legítimas, consoante o tipo de solo e condições desenvolvidas na penetração, ou seja:

$N_{SPT} / N_{DPSH} = 1{,}5$, considerando a área total da secção do amostrador de Terzaghi;

$N_{SPT} / N_{DPSH} = 0{,}8$, considerando exclusivamente a área da secção do anel cortante.

Foram relacionados os valores de (N_{SPT}=N_{60}) e de (N_{20_DPSH}) à mesma profundidade, tendo-se chegado a um gráfico do tipo do da Figura 5.9.

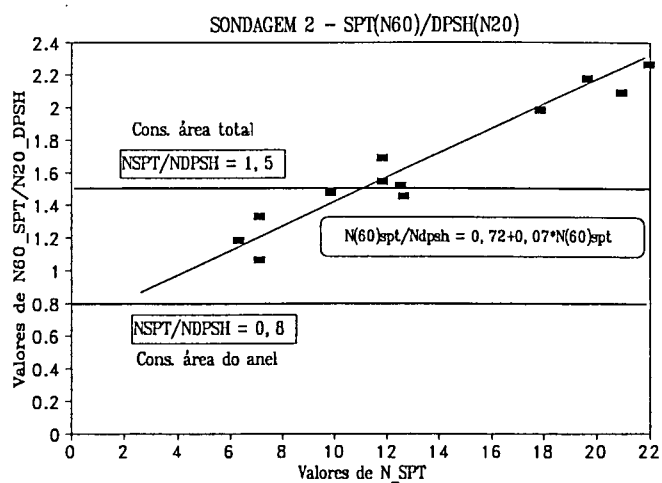


Figura 5.9 - Relação entre N_{60_SPT} e N_{20_DPSH} com referência às duas áreas do amostrador de Terzaghi.

Embora não se disponha de um volume de informação considerado suficiente, a tendência encontrada causa alguma apreensão na aplicação das correlações energéticas que atrás se identificaram.

A evolução que se verifica dos valores representados na figura e da expressão de correlacionamento dos valores de N_{60_SPT} e N_{20_DPSH} denuncia que:

(i) para valores mais pequenos de N_{SPT} - correspondentes a mais baixos níveis de confinamento e, portanto, a resistências mais baixas - a relação energética correspondente à área da secção do anel do amostrador de Terzaghi parece ser mais adequada; ou seja, para valores moderados de N_{60} (<12) o amostrador SPT poderá funcionar como um anel cortante; no entanto, para N_{60} de grandeza mais corrente em solos deste tipo, a relação energética que mais tende a convergir as soluções - ainda que para valores mais elevados seja conservativa - parece ser a que corresponde à área total da secção do amostrador de Terzaghi (facto já constatado com resultados de outras campanhas - Viana da Fonseca, 1993);

(ii) dado que a relação deduzida entre N_{60_SPT} e N_{20_DPSH} não é constante e cresce com o próprio valor de N_{60}, a simples relação energética comandada por hipóteses de áreas equivalentes do amostrador de Terzaghi parece altamente questionável.

Ressalve-se, porém, e de acordo com o andamento da resistência de ponta do ensaio CPT que se apresentará no ponto que se segue, que a diferença das razões de acréscimo das resistências à penetração deste ensaio e do DPSH se mantém, em termos semelhantes aos identificados para o SPT (ver Figura 5.10). Por isso, considera-se que a elevada energia associada ao DPSH parece não identificar convenientemente o crescimento natural dos valores em profundidade. Para que se generalize uma relação como a que se apresentou acima, este estudo deveria ser alargado a horizontes mais resistentes. A alternativa, que aliás foi abordada nos ensaios complementares que se descrevem em 5.6, será utilizar energias mais baixas (DPL, por hipótese) e confrontar o crescimento dos seus parâmetros com os ensaios mais universais (CPT e SPT).

De facto, aquando da realização desta campanha complementar houve o cuidado de se executarem dois ensaios com o DPL e com o CPT afastados de um metro (ver Figura 3.11), tendo-se obtido as respostas que se ilustram na Figura 5.11.

Como se pode constatar da análise da Figura 5.11, a convergência de valores da resistência dinâmica do DPL (obtida pela "fórmula dos holandeses" - 2.34) e da resistência de ponta do CPT (q_c) é praticamente perfeita, à excepção de algumas singularidades relacionadas com pequenas "máscaras" de heterogeneidade natural, tão típicas de solos residuais.

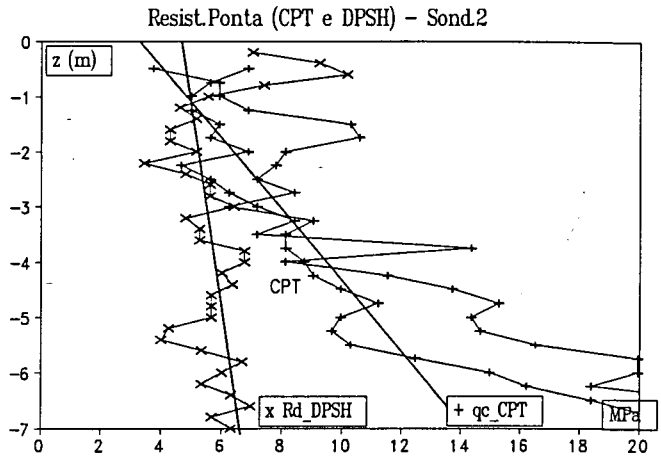


Figura 5.10 - Comparação do crescimento de R_{D_DPSH} e q_{c_CPT} em profundidade.

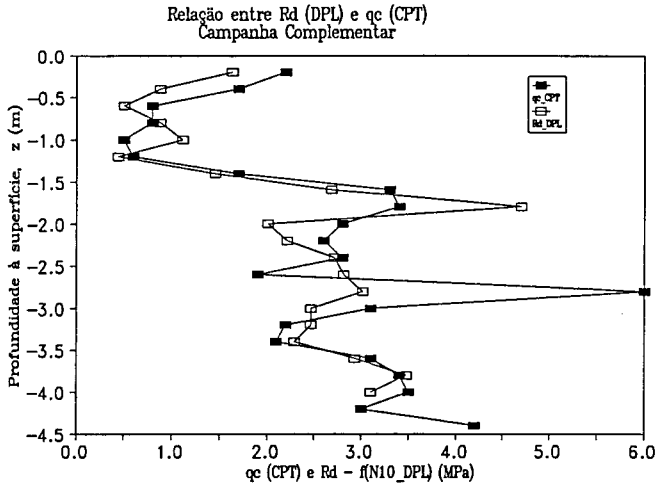


Figura 5.11 - Comparação do crescimento de R_{D_DPL} e q_{c_CPT} em profundidade. Campanha complementar.

Embora se deva ressalvar a baixa representatividade de uma análise limitada à comparação de dois ensaios (embora cuidadosamente realizados e praticamente contíguos), a hipótese, correntemente admitida, de correspondência directa de R_{D_DPL} e q_{c_CPT} em maciços sedimentares parece poder aceitar-se como válida em solos residuais como o analisado. Esta corresponde, aliás, à experiência regional acumulada neste tipo de ensaios, se considerados os saprólitos medianamente a fortemente arenizados, como o que foi objecto do presente trabalho.

Uma referência deve ser feita ao atrito lateral das varas do penetrómetro. Constatou-se que, apesar de o nível freático se encontrar relativamente próximo da superfície (2,0-2,5m), os furos executados por via dos penetrómetros dinâmicos (mesmo o que atingiu a profundidade de 11,5 m) se mantiveram estáveis, ou seja, não houve colapso das paredes dos mesmos sobre as varas, pelo que o efeito do atrito lateral praticamente não se fez sentir para estes casos.

5.3 - ENSAIOS DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA (CPT)

5.3.1 - Equipamento usado

Realizaram-se dois ensaios CPT junto de cada furo de sondagem (ver Figura 3.11). A distância de cada ensaio CPT ao furo de sondagem respectivo foi de cerca de 1,5 m (nas sondagens 3 e 4) e 3,0 m (nas sondagens 1 e 2) em posições diametralmente opostas. Cada par destes ensaios foi realizado antes da execução da respectiva sondagem para que não houvesse perturbação do maciço pela abertura do furo e pelos ensaios SPT. O equipamento utilizado (propriedade da Universidade do Minho - Figura 5.12, onde se apresenta também o equipamento usado no DPSH, propriedade da empresa Mota & C.ª) é do tipo "mecânico" com avanço sequencial da ponta - fuste - ponta e fuste, em intervalos de 20 a 25 cm.

Atingiram-se profundidades de ensaio da mesma ordem de grandeza das estabelecidas para as sondagens de furação (entre 6 e 7 metros), com a única excepção do ensaio *CPT1.1* para o qual os limites das reacções dos trados de ancoragem e do próprio equipamento hidráulico foram atingidos a menor profundidade.

5.3.2 -Variação de q_c e f_s em profundidade e com a tensão efectiva vertical de repouso

Na Figura 5.13 apresenta-se a evolução de q_c e f_s em profundidade.

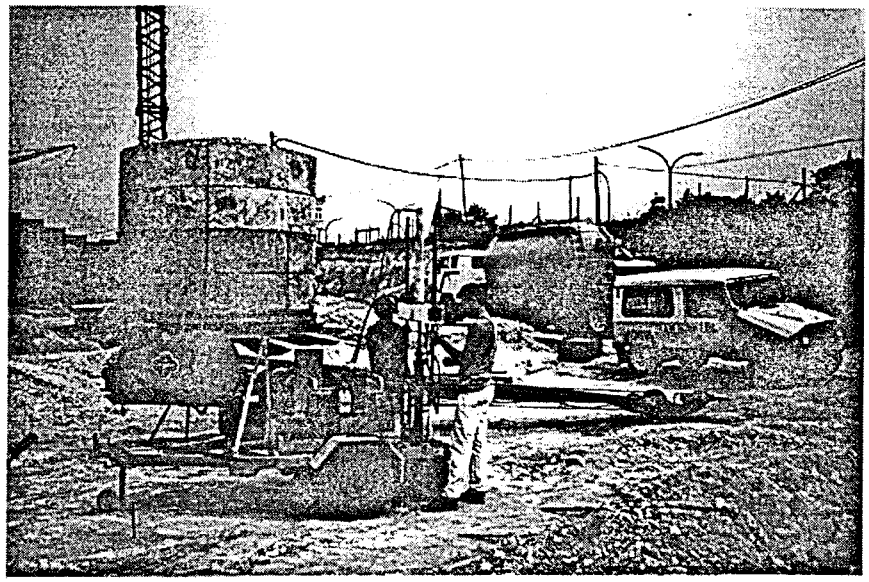
Mais significativa torna-se a representação dos valores daquelas resistências com a tensão efectiva vertical de repouso, σ'_{v0}, o que se ilustra na Figura 5.14.

O exame dessa figura permite constatar um crescimento aproximadamente linear de q_c com σ'_{v0}, particularmente nos horizontes mais superficiais.

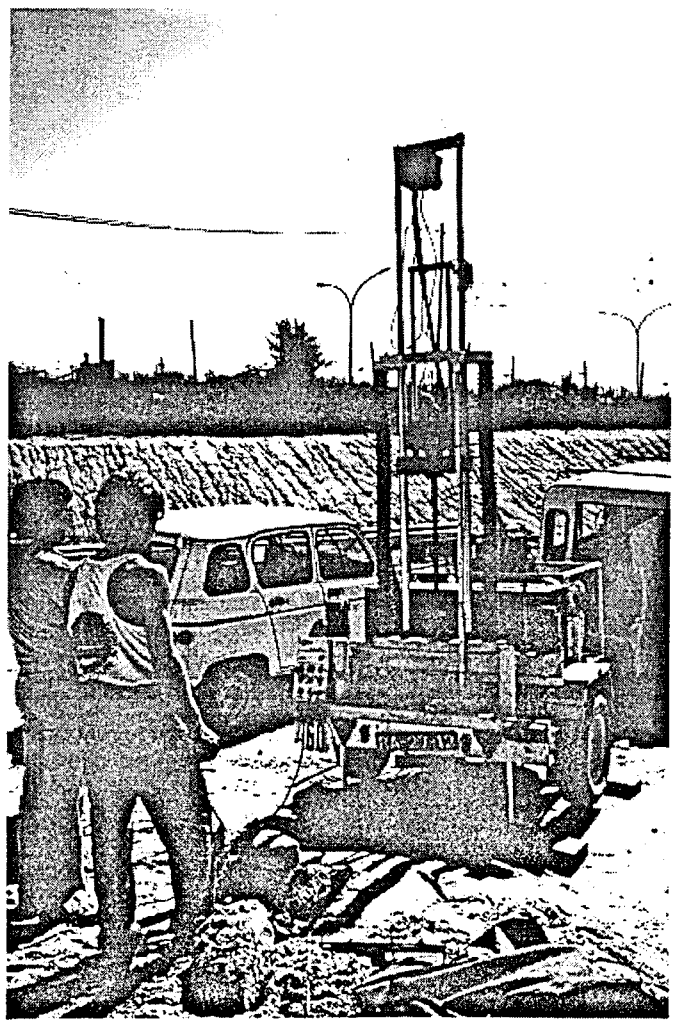
Tendo-se isolado, na Figura 5.14a, os quatro ensaios adjacentes à sapata experimental (*CPT 3.1, 3.2, 4.1 e 4.2*) e eliminando alguns pontos discrepantes, obtém-se a seguinte relação:

$$q_c = 3{,}59 + 0{,}13 \cdot \sigma'_{v0} \ \text{(MPa)} \tag{5.8}$$

(com um coeficiente de correlação $r = 0{,}77$).



a)



b)

Figura 5.12 - DPSH e CPT: a) equipamentos; b) fases de ensaio no campo experimental.

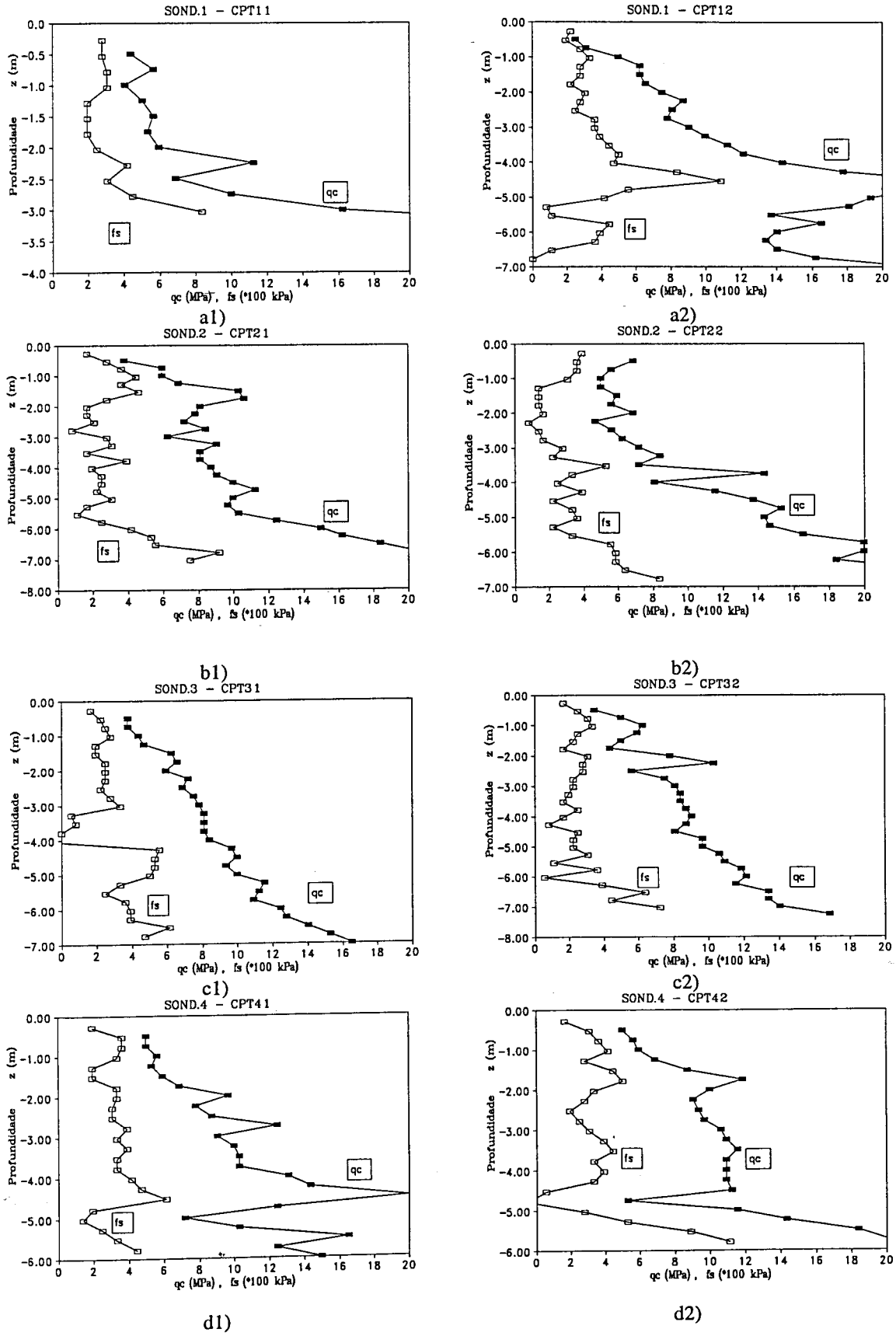


Figura 5.13 - Gráficos de variação de q_c e f_s (CPT) em profundidade junto às sondagens: a) *S1 - CPT11; CPT12*; b) *S2 - CPT21; CPT22*; c) *S3 - CPT31; CPT32*; d) *S4 - CPT41; CPT42*;.

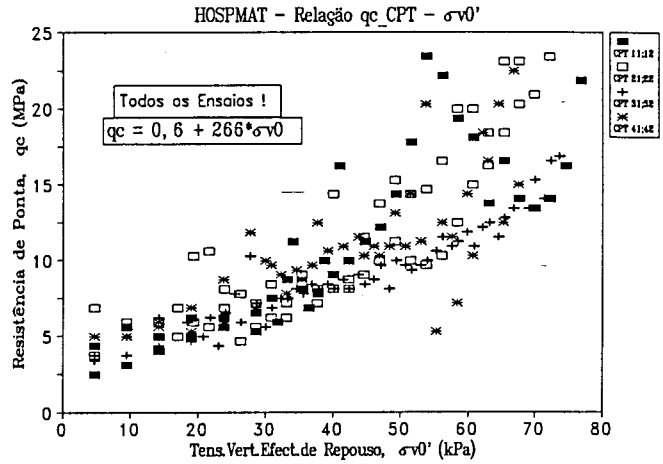


Figura 5.14 - Variação de q_c com σ'_{v0} (todos os ensaios CPT).

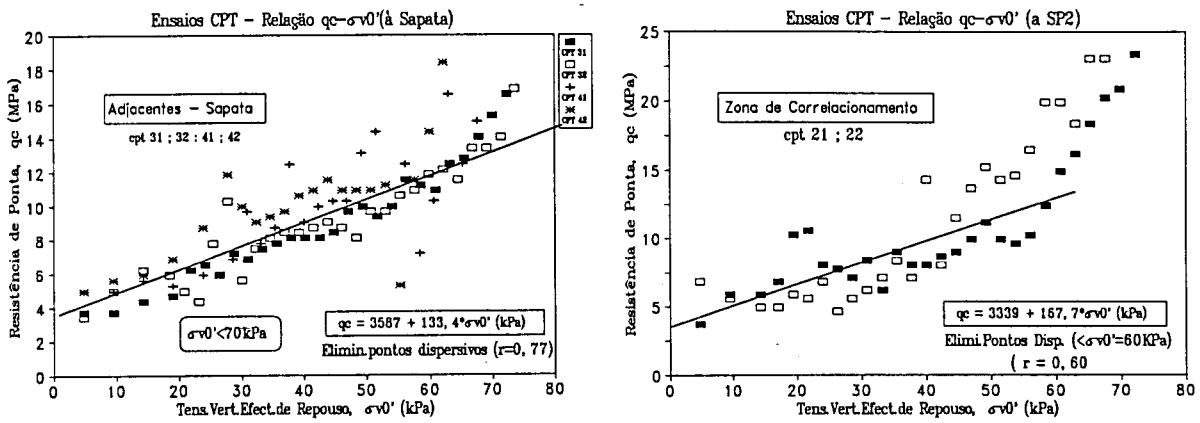
Nestes ensaios seleccionaram-se os valores até uma profundidade de aproximadamente cinco vezes o diâmetro da sapata, o que corresponde a $\sigma'_{v0} \cong 70\,\text{kPa}$.

Na Figura 5.15b representam-se os resultados dos ensaios realizados na zona de execução do maior número de ensaios *in situ* para correlacionamento (*SP2* - SBPT, PMT, DPSH). Obteve-se (envolvendo ainda o mesmo horizonte) a relação seguinte:

$$q_c = 3{,}34 + 0{,}16 \cdot \sigma'_{v0} \ (\text{MPa}) \qquad (\text{com } r = 0{,}60) \qquad (5.9)$$

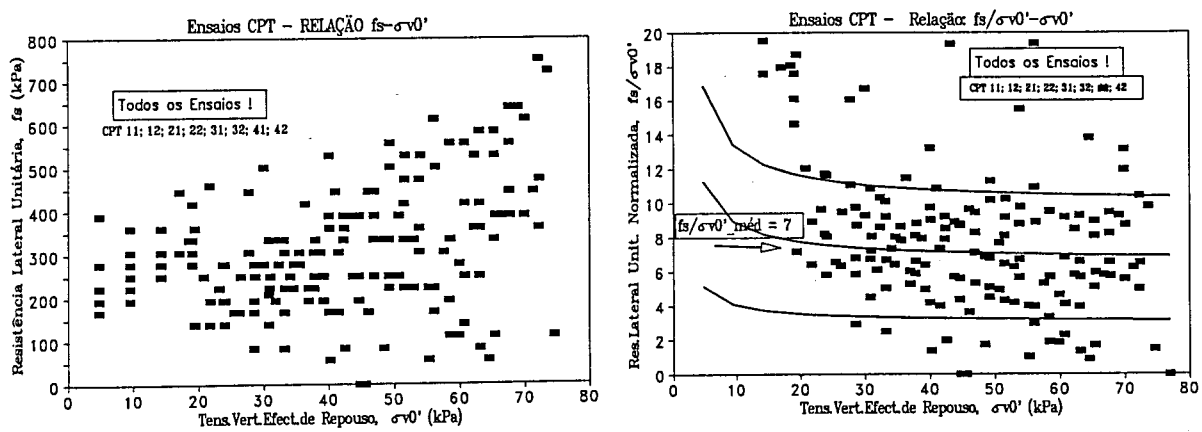
A Figura 5.16 ilustra a evolução de f_s com σ'_{v0}, constatando-se que esta resistência unitária lateral cresce substancialmente com a tensão vertical efectiva numa razão constante de cerca de $f_s \,/\, \sigma'_{v0} = 7$, o que denota uma boa homogeneidade dos parâmetros atríticos deste material ao longo do horizonte considerado e em especial naquele definido pelo limite de correlacionamento.

Se se considerar uma expressão do tipo da proposta por Masood e Mitchell (1993) - 2.29 - como regente do processo de penetração e, admitindo a hipótese de que $c_a \cong c'$, constante em profundidade, uma relação como a expressa por (5.9) só se manterá aproximadamente constante em profundidade se os parâmetros que afectam σ'_{v0} (k_s e δ), que, por sua vez, são proporcionais ao ângulo de atrito, o forem. Logo, o ângulo de atrito deste solo parece ser tendencialmente constante em profundidade.



a) b)

Figura 5.15 - Variação de q_c com σ'_{v0} - ensaios adjacentes: a) à sapata; b) a *SP2*.



a) b)

Figura 5.16 - Variação de f_s com σ'_{v0} (todos os ensaios CPT): a) f_s *versus* σ'_{v0} ; b) f_s/σ'_{v0} *versus* σ'_{v0}.

O desenvolvimento desta formulação é muito discutível dada a indefinição das relações a adoptar entre k_s *e* δ e ϕ', pelo que se prefere limitar a observação ao referido.

5.3.3 -Indexação do material - classificação

Segundo Masood e Mitchell (1993) é possível, em solos sedimentares, indexar o tipo de material em função dos valores de K_0, OCR e f_s / σ'_{v0}. Verifica-se que para o solo residual em análise e admitindo:

$K_0 \cong 0,35$ (determinado pelos ensaios de SBPT e triaxiais K_0 em laboratório);

$f_s / \sigma'_v \cong 7$ (valor médio das observações de todos os ensaios realizados);

obtém-se a convergência nas curvas propostas pelos autores para valores de *OCR* relativamente elevados. Este facto denota alguma inconsistência paramétrica já que a noção de *OCR* é conceptualmente desajustada à génese destes materiais. Ou seja, estes solos saprolíticos apresentam um binómio de $K_0 - OCR$ pouco consistente com a clássica associação, denotando valores de coeficientes de impulso em repouso manifestamente baixos para os indicadores de resistência acrescida reflectidos num parâmetro do tipo *OCR* (cujo conceito aqui deve ser visto, exclusivamente como reserva de resistência de cimentação interparticular e não como consequência de estados de tensão pré-históricos).

Segundo Robertson (1990), a classificação do material pode ser feita por meio da relação de q_c / f_s com σ'_{v0}. Na Figura 5.17 apresenta-se a tendência de variação dos valores obtidos da razão de fricção com a tensão efectiva de repouso, denotando-se uma tendência para estabilização em valores entre 20 e 40, intervalo que corresponde a materiais arenosos e areno-siltosos (Folque, 1988).

Por seu turno, a Figura 5.18 ilustra a implantação de todos os resultados obtidos, na carta de Robertson (1990), Figura 2.11 apresentada em 2.3.2. Pode observar-se que:

(i) todos os valores se situam em áreas tipificadoras de materiais fortemente sobreconsolidados ou "cimentados naturalmente";
(ii) em termos granulométricos há uma boa adaptabilidade à realidade física do solo analisado, ou seja, uma incidência no grupo 8 e alguma interface com os grupos 5 e 9, classificando-se como "areias muito rijas com siltes ou siltes e argilas".

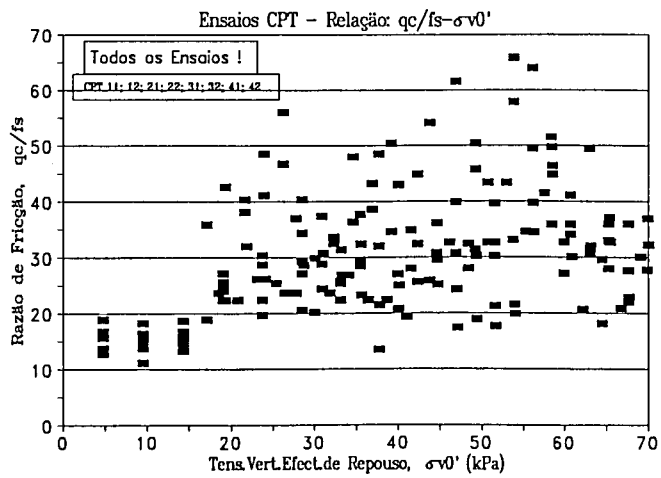


Figura 5.17 - Variação de q_c/f_s com σ'_{v0} (todos os ensaios CPT), Robertson (1990).

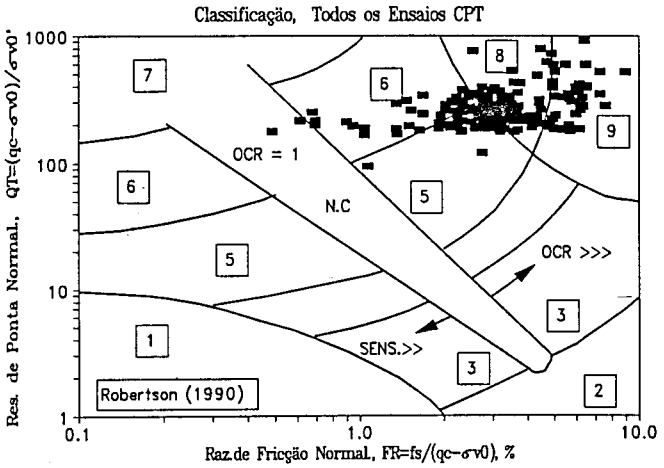


Figura 5.18 - Classificação à luz de $Q_T = (q_c - \sigma_{v0}) / \sigma'_{v0}$ e $F_R = f_s / (q_c - \sigma_{v0})$ (Robertson (1990).

Estes resultados são consistentes com os elevados valores da resistência e da rigidez destes solos, aspectos que seguidamente serão analisados, não obstante os altos índices de vazios naturais por eles exibidos quando comparados com os dos solos sedimentares de granulometria similar ($D_r = 0{,}28$).

5.3.4 -Indexação do material - Correlações entre q_{c_CPT} e N_{SPT}

As correlações entre q_{c_CPT} e N_{SPT} são substanciais num plano de indexação destes materiais já que as mesmas são geralmente associadas, particularmente em solos arenosos sedimentares, à granulometria, muito especialmente ao valor de D_{50} (Robertson e Campanella, 1983).

Este tipo de correlações é de excepcional importância nos solos residuais, particularmente porque se apresentam muitas vezes com máscaras resistentes que impedem a prossecução do CPT para zonas subjacentes de resistências frequentemente mais baixas. Pelas suas características, o ensaio SPT não está condicionado a estas contrariedades pontuais, sendo, além disso, um ensaio mais vulgarizado na prática de prospecção geotécnica.

As correlações que tradicionalmente relacionam parâmetros geotécnicos como os de deformabilidade (*E versus N*) fazem uso correntemente da relação intermédia q_c/N_{SPT} (Folque, 1976; Burland e Burbidge, 1985) e posteriormente das correlações entre q_c e E, mais generalizadas. Estas são normalmente consideradas dependentes da granulometria do material.

A Figura 5.19 mostra os valores obtidos de q_c / N_{60} entre ensaios correspondentes no campo experimental em análise e os valores estimados pelas propostas de Folque (1976), Robertson e Campanella (1983) e Burland e Burbidge (1985) em função da granulometria e do diâmetro médio das partículas, D_{50}. No caso presente o valor de D_{50} oscila entre 0,2 e 0,6 mm (ver Quadro 3.8), correspondendo a uma areia média, crescendo de um para o outro extremo com a profundidade, consequência de uma ligeira diminuição do grau de alteração (aumento de arenização), como foi descrito no Capítulo 1.

Para estabelecer a melhor correspondência entre q_c e N_{60} foram escolhidos os valores de resistência de ponta média dos dois ensaios CPT realizados à profundidade equivalente ao ensaio SPT.

Alguns resultados mais discrepantes constantes daquela figura não devem ser considerados representativos pois são reflexo de heterogeneidades pontuais. A regressão linear dos valores obtidos em profundidade (com referência à base da sapata) é a representada na Figura 5.19 com dados considerados significativos oscilando entre:

$$\frac{q_c}{N_{60}} = (5-9)\cdot 10^{-1}, \quad (q_c, \text{MPa}) \tag{5.10}$$

Na mesma figura estão esquematizados os valores deduzidos das propostas aí identificadas que se resumem no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 - Valores estimados de q_c (MPa) / N_{60} a partir de D_{50} (mm) no saprólito de granito do Campo Experimental de Matosinhos.

		q_c(MPa) / N_{60} · 10			
		Folque (1976)	Robertson e Campanella (1983)	Burland e Burbidge (1985) (1)	Medido (2)
D_{50} (mm)	0,2	4,0	5,4	3 - 9 (5)	5 - 9 (7)
	0,6	4,5	8,2	4 - 13 (7)	

(1) indica-se entre parêntesis o valor da linha média da proposta de Burland e Burbidge;

(2) entre parêntesis indica-se o valor médio obtido, ao qual se associa D_{50} = 0,3 mm.

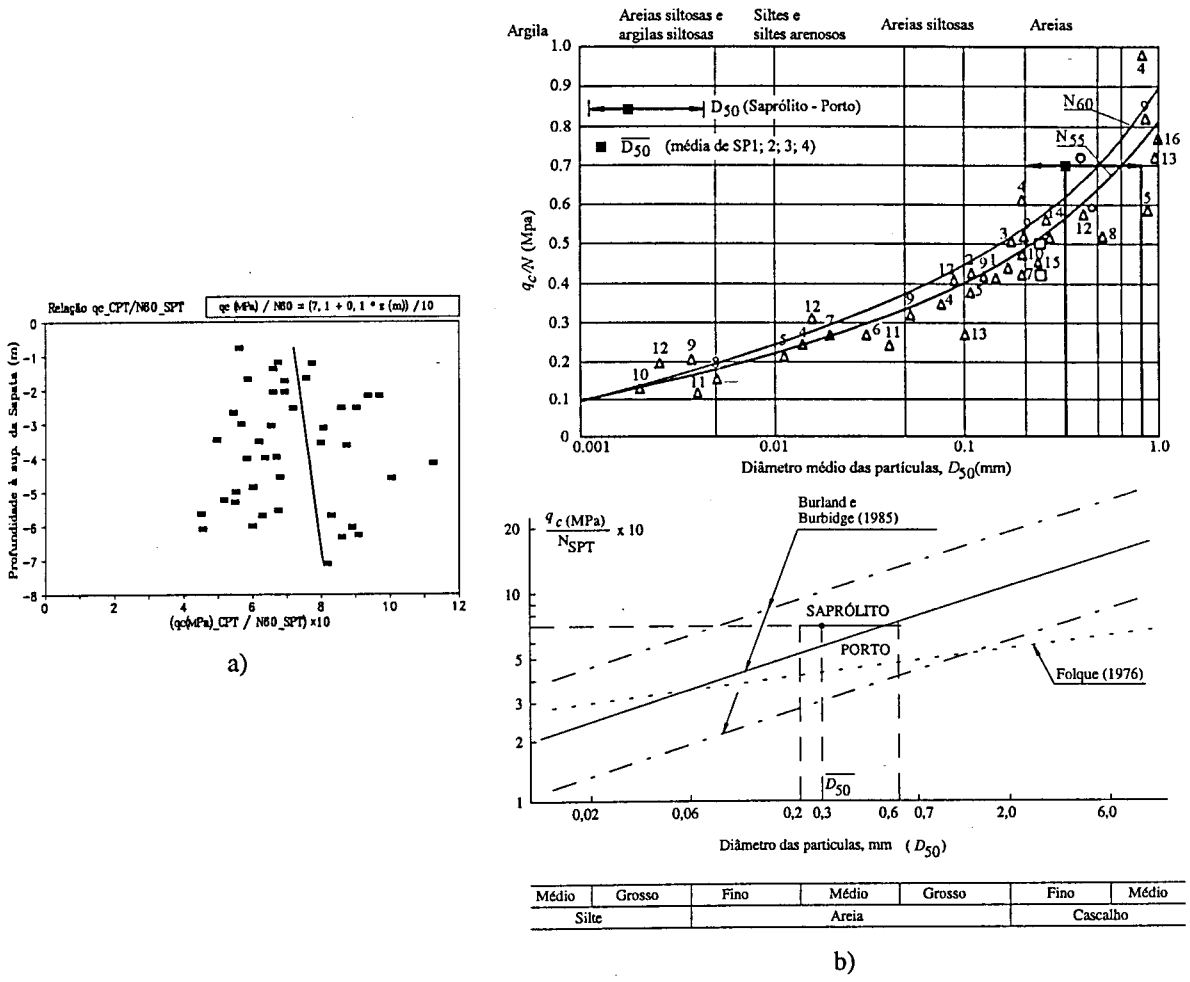


Figura 5.19 - Relações entre q_c(MPa) / N_{60} : a) valores obtidos nos ensaios realizados; b) enquadramento com as propostas da bibliografia para solos sedimentares.

Verifica-se que os valores de q_C / N_{60} obtidos são ligeiramente elevados quando comparados com os solos de granulometria semelhante, o que reflectirá que a resistência de ponta do CPT é mais sensível à componente coesiva do que o N_{SPT}. De facto, como se viu em 5.1.3.4, a determinação de ϕ' a partir de $(N_1)_{60}$, ajusta-se razoavelmente aos valores obtidos por outras vias mas não reflecte a parcela coesiva, não negligenciável nestes solos. Pelo contrário, o valor de q_C, como se verá no ponto que se segue, indicia resultados mais elevados de resistência (ângulo de atrito "equivalente"), incorporando reflexos desta componente coesiva.

A este propósito refira-se que os resultados de correlações em solos residuais brasileiros (ABEF, 1984) indicam que a relação de q_c/N_{SPT} obtida pelo ábaco de Burland e Burbidge (1985) - considerando D_{50} e a linha média desse ábaco - subestima o valor obtido em casos reais em cerca de 30%.

Nota-se ainda que a proposta clássica (Folque, 1976) é fortemente conservativa e não se adapta a estes materiais.

Como foi referido em 2.3.3 as relações mais ajustáveis a solos residuais são extraordinariamente variáveis, sendo de salientar as seguintes propostas para materiais afins:

(i) Ajayi e Balogum (1988) - solos saprolíticos e lateríticos tropicais (Quadro 2.4):

$$q_c / N_{SPT} = 4 \cdot 10^{-1} \quad (q_c, \text{MPa}) \tag{5.11}$$

(ii) Chang (1988) - solos saprolíticos de granito - Singapura:

$$q_c / N_{SPT} = 2 \cdot 10^{-1} \quad (q_c, \text{MPa}) \tag{5.12}$$

(iii) Sandroni (1985) - solos residuais brasileiros:

$$q_c / N_{SPT} = (3{,}0 - 7{,}8) \cdot 10^{-1} \quad (q_c, \text{MPa}) \tag{5.13}$$

sendo estes solos, no entanto, relativos a granulometrias diversas mas não denotando uma clara dependência destas.

O último autor apresenta algumas reservas ao determinismo destas propostas, das quais a que parece mais pertinente é a relativa ao facto de estas correlações não serem forçosamente independentes da origem dos valores dos parâmetros N_{SPT} e q_c.

Estas conclusões corroboram resultados de ensaios realizados em materiais residuais no Brasil e denotam alguma incongruência em relação aos valores de Ajayi e Balogum (1988) e Chang (1988) - valores mais baixos -, podendo ser reflexo destes terem sido desenvolvidos para materiais particularmente argilosos e de índice laterítico maior (solos residuais maduros - zonas tropicais).

Ainda sobre as diferenças entre as respostas das resistências à penetração no ensaio CPT e no SPT, deve-se salientar que o primeiro, pela sua sequência estática, traduz mais profundamente a parcela deformacional do que a resistente, embora não se dissociem as duas componentes (Castro, 1988), ao contrário dos ensaios de penetração dinâmica (SPT ou DP) que, pela sua energia de impacto, mobilizam repentinamente as resistências dos materiais terrosos, plastificando integralmente o material envolvente da ponta ou coroa de penetração.

A variação em profundidade de q_c(CPT), por um lado, e dos parâmetros dos ensaios dinâmicos, por outro, não é de todo semelhante, em particular no que respeita ao penetrómetro dinâmico DPSH (N_{20} ou mesmo R_D - fórmula dos holandeses) ver Figura 5.9. Esta dissonância

já não parece verificar-se aquando da utilização de meios energéticos menos potentes, como se constatou na análise comparativa dos resultados do DPL e CPT (Figura 5.10).

Tendo em conta estas observações importa referir o trabalho conceptual de Wroth (1988) que, enquadrando os valores de N_{60}(SPT) e q_c(CPT) com parâmetros físicos e de estado de solos não coesivos, conclui que:

(i) trabalhos realizados em câmaras de calibração com os cones citados indicam que a resistência da ponta é controlada pelo estado de tensão efectiva de confinamento lateral (σ'_{ho}) e é independente da tensão vertical de repouso(σ'_{v0});

(ii) a interpretação dos valores de N_{SPT} deve ser feita exclusivamente à luz das características de resistência dos maciços ensaiados, sendo discutível o uso de algumas correlações secundárias correntes com os módulos de deformabilidade, por envolverem pressupostos de relações entre resistência e rigidez em solos não coesivos muito pouco fiáveis;

(iii) reflectindo sobre os trabalhos de Been *et al.* (1986; 1987) que alargaram a interpretação dos resultados obtidos com cones penetrómetros estáticos ao conceito de parâmetro de estado, ψ (teoria de estados estáveis - combinando a influência de índices de vazios com o estado de tensão), através da expressão (2.23) (ver 2.3.2), salienta o facto deste ensaio reflectir a influência da deformabilidade intrínseca e natural (λ_{ss} e λ_r), pelo que será mais legítimo admitir correlações empíricas com parâmetros de deformabilidade.

Ainda a este respeito, Houlsby e Wroth (1989), partindo de resultados de ensaios em câmaras de calibração, referem ser razoável admitir que a razão rigidez *versus* resistência dum solo não coesivo afecta a resistência de ponta (fundamentados, aliás, em cálculos baseados na teoria da expansão cilíndrica), pelo que o ensaio CPT não é exclusivamente um ensaio de resistência mas condiciona-se pela rigidez do maciço que atravessa, igualmente fruto da respectiva tensão horizontal de confinamento.

5.3.5 - Resistência - Correlações entre q_{c_CPT} e ϕ' (c') e ψ

Atendendo à proposta de Robertson e Campanella (1983), pode-se enquadrar os valores de q_c e σ'_{v0} com o ângulo de atrito do pico, considerado um material meramente atrítico e não cimentado. Na Figura 5.20 apresentam-se os pontos obtidos dos ensaios realizados no ábaco proposto pelos autores citados, podendo constatar-se que a grande maioria dos resultados corresponde a um ângulo de atrito de $\phi' \cong 44-45°$.

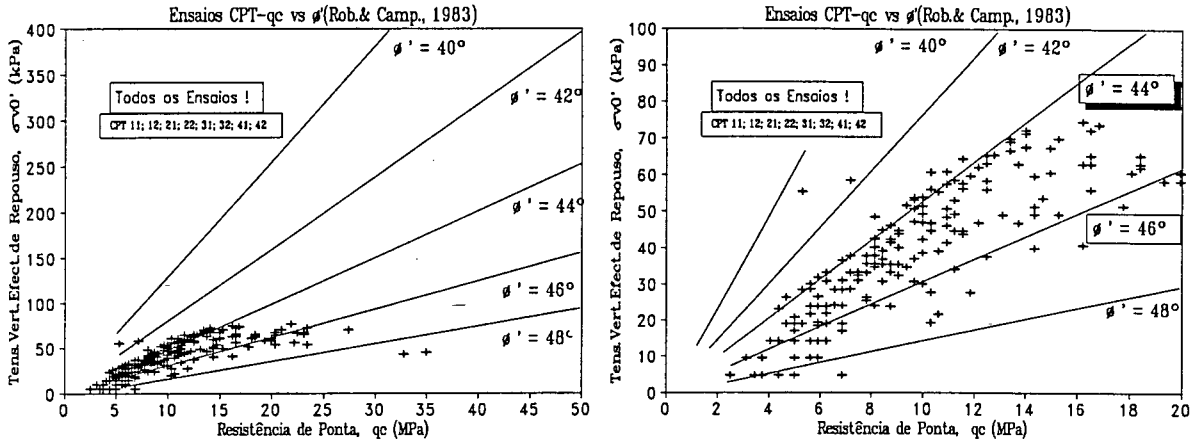


Figura 5.20 - Enquadramento de σ'_{v0} / q_c para avaliação de ϕ' pela proposta Robertson e Campanella (1983).

Estes valores reflectem a simultânea sensibilidade de q_c em relação às componentes atrítica e coesiva (ver 5.1.3.2), o que, ao utilizar-se esta proposta desenvolvida para solos arenosos exclusivamente atríticos, se traduz em elevados valores estimados do ângulo de atrito "secante". Ou seja, este valor poderá parecer excessivo em termos absolutos mas deve ser assumido como um ângulo de atrito enquadrado na teoria eminentemente atrítica e que não tem explicitamente em consideração a componente coesiva.

Este ângulo de atrito secante relativo a uma tensão média efectiva de referência, de $\sigma'_{ff} = 2{,}72 \cdot p_a$, corresponde uma tensão tangencial máxima (rotura na envolvente curvilínea) de (Baligh, 1975):

$$\tau_{ff} = \sigma'_{ff} \left\{ \operatorname{tg} \phi'_0 + \operatorname{tg} \alpha_e \left[\frac{1}{2{,}3} - \log_{10} \frac{\sigma'_{ff}}{p_0} \right] \right\} \tag{5.14}$$

sendo:

σ'_{ff} - tensão normal efectiva num plano de rotura;

p_a - tensão de referência (1 bar = 98,1 kPa);

α_e - ângulo de inclinação da envolvente (Baldi *et al.*, 1986) que pode ser considerado aproximadamente igual a zero no caso das envolventes destes materiais de granulometria extensa (envolvente de curvatura moderada);

podendo ser, assim, estimado a tensão de corte na rotura a partir do conhecimento de um ângulo de atrito secante, como foi avaliado nos termos atrás descritos. Nesta perspectiva, verifica-se pela Figura 5.20 que os valores do ângulo de atrito "secante" deduzidos da

proposta de Robertson e Campanella (1983) decrescem suavemente com o aumento da tensão efectiva vertical, o que - dado que se depreendem dos ensaios triaxiais valores de ϕ' e c' relativamente constantes na gama considerada de tensões - é muito consistente com a formulação apresentada. Esta mesma pode ser utilizada para os vários pontos obtidos do CPT e, por cálculo inverso, definir os parâmetros fundamentais ϕ' e c'.

Do exposto, pela análise de diferentes metodologias correlacionais, conclui-se que dificilmente se obterá parâmetros resistentes bem fundamentados pelas propostas convencionais em areias. Dado que os solos residuais, ainda que arenizados, possuem uma componente coesiva não desprezável, a adopção de correlações que se baseiam exclusivamente na parcela atrítica de solos arenosos dificilmente resultará precisa.

Segundo Rocha Filho (1991), em solos residuais os dois parâmetros de resistência em tensões efectivas (ϕ' e c') são igualmente relevantes. São, assim, necessários ensaios que reproduzam o desenvolvimento das trajectórias de tensões mais consistentes com as obras de fundações a dimensionar (em particular, as fundações superficiais).

É ainda interessante analisar os valores tendenciais de um parâmetro como a razão de fricção entre f_s e N_{60} para se aquilatar da importância da parcela coesiva.

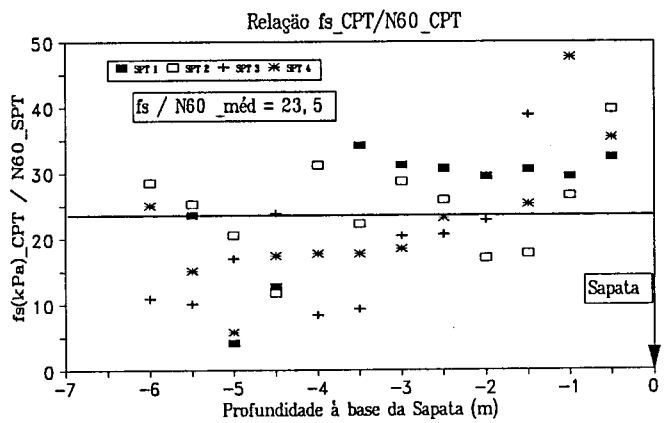


Figura 5.21 - Valores de f_{s_CPT} / N_{60_SPT} em profundidade.

Na Figura 5.21 apresentam-se os valores obtidos nos ensaios realizados no campo experimental, onde se verifica que a relação f_{s_CPT} / N_{60} oscila principalmente entre:

$$f_{s_CPT} / N_{60} \cong 20 - 30 \ (f_s, \text{kPa})$$

São sintomáticos os valores bem mais elevados deste *ratio* em solos residuais brasileiros relativamente aos correntes em solos sedimentares. No Quadro 5.6 (Rocha Filho, 1990) ilustra-se essa afirmação.

Quadro 5.6 - Correlações entre f_s/N_{SPT} para solos residuais do Brasil (Rocha Filho, 1991)

f_s/N_{SPT} (kPa)	Solo	Referência: tipo de medição
(1) (2) 78 - 83	Saprólito de gnaisse (Rio Janeiro) (1) MS - Silte arenoso (2) SM - Areia siltosa	Velloso (1982): avaliação em ensaios de estacas cravadas/Franki
(1) (2) 39 - 42		Velloso (1982): avaliação em ensaios de estacas moldadas
86	Saprólito de gnaisse e granito, Piedmont (EUA)	Neely *et al.* (1987): avaliação em ensaios de estacas cravadas(Franki)
49 - 54	Saprólito de gnaisse C.2 - PUC/RJ	Rocha Filho (1988): avaliação em ensaios de estacas moldadas

Não é de estranhar que os valores de referência sejam mais elevados (mesmo os das estacas moldadas), já que os solos em causa apresentam coeficientes de impulso em repouso maiores que 1, ao contrário do caso do saprólito do Porto que apresenta um valor de $K_0 = 0{,}35$. Estas diferenças são reflexo do estado de tensão inicial em alguns casos - daí a necessidade de se determinar com rigor o valor de K_0 - mas são também fruto da parcela acrescida de fricção devido à forte componente micácea dos solos brasileiros.

Propõe-se assim que se configurem os dados relativos à resistência lateral para obter o melhor par de parâmetros de resistência (ϕ' e c'). Assim, optou-se por uma formulação baseada nas expressões de Janbu e Senneset (1974) - ver 2.3.2. Estes autores consideram a superfície de rotura desenvolvida num processo de cravação estática do CPT (em deformação plana) segundo planos de plastificação dependentes das características dilatantes (β ou ψ) do meio. A expressão da capacidade de carga foi apresentada no parágrafo referido. O ângulo de dilatância pode ser considerado como próximo do ângulo de atrito.

Fez-se a dedução do valor esperado de coesão efectiva por retroanálise dos resultados do CPT obtidos no campo experimental, considerando a hipótese do ângulo de atrito ser igual ao valor deduzido dos ensaios triaxiais. O objectivo deste exercício é o de verificar a adaptabilidade desta formulação para materiais deste tipo residual. Assim:

$$c' = \frac{q_c - (N_q + 1)\cdot \sigma'_{v0}}{N_q - 1} \cdot \text{tg}\ \phi', \qquad \text{com } \phi' = 37^\circ \tag{5.15}$$

apresentando-se na Figura 5.22 resultados desse cálculo para a coesão efectiva.

Constata-se que os valores mais incidentes oscilam entre 15 e 40 kPa, o que sobreavalia o deduzido nos ensaios triaxiais (ver Capítulo 6). Para melhor visualização,

representa-se na Figura 5.23 os valores desta coesão deduzida em função da resistência de ponta normalizada (q_c / σ'_{v0}), denotando-se um crescimento da mesma. Assim:

(i) a capacidade de carga destes materiais é aparentemente subestimada pelas formulações meramente atríticas-dilatantes desenvolvidas para materiais granulares sedimentares;

(ii) a dedução dos parâmetros resistentes a partir dos ensaios de penetração estática dá em geral valores mais elevados do que os deduzidos por ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas, provavelmente como consequência da perda de alguma coesão estrutural no processo de amostragem; é, no entanto, duvidosa a adaptabilidade de formulações desenvolvidas para materiais granulares não cimentados para tipologias residuais, pelo que devem ser adoptadas algumas reservas na aplicação das mesmas.

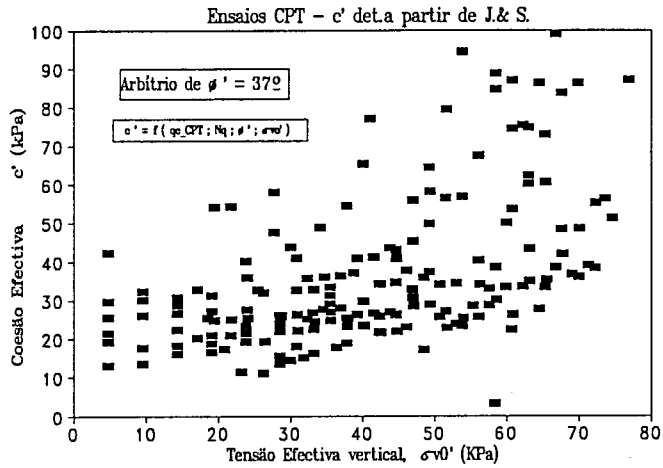


Figura 5.22 - Coesão efectiva deduzida da formulação de Janbu e Senneset (1974).

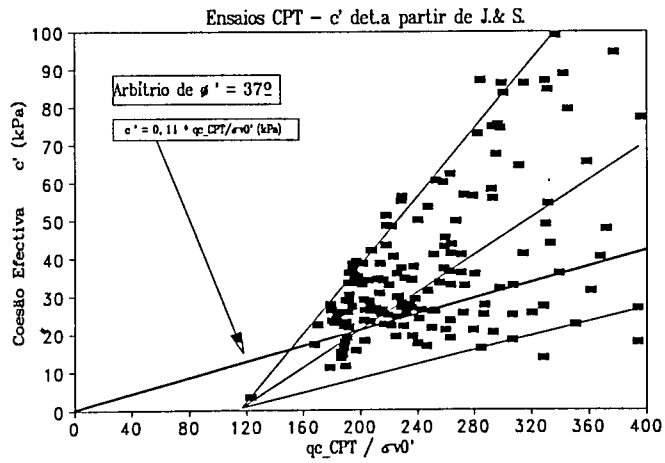


Figura 5.23 - Variação de c' com q_c / σ'_{v0} - formulação de Janbu e Senneset (1974).

A interpretação dos dados do cone penetrómetro à luz da componente adicional de resistência, definida pelo parâmetro de estado ψ, segundo a formulação de Been *et al.* (1986, 1987) para a resistência normalizada de ponta, faz-se por relações do tipo das apresentadas em 2.3.2 - equações (2.23) e (2.24) - e pressupõe um valor para a linha dos estados críticos ($\lambda_{ss} = 0{,}259$, determinado em laboratório - ver 6.9) que, substituindo na expressão (2.24), resulta em:

$$\psi = \frac{1}{9{,}45} \cdot \ln(0{,}098 \cdot \overline{Q_T}) \tag{5.16}$$

Na Figura 5.24 comparam-se os valores de ψ obtidos pela diferença do índice de vazios natural (média das determinações nas amostras indeformadas) e o índice de vazios correspondente ao mesmo valor de p'_0 deduzido da lei da linha dos estados estáveis (e_{ss} *versus* p'_0- ver 6.9), e os calculados pela equação anterior aplicada aos resultados dos ensaios CPT.

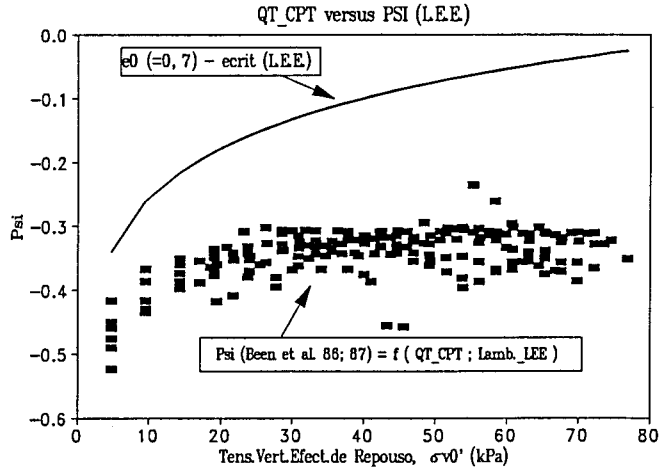


Figura 5.24 - Parâmetro de estado ψ deduzido dos resultados do CPT - formulação de Been *et al.* (1986).

Constata-se que os resultados obtidos pela última via reflectem uma maior reserva de resistência (maiores valores absolutos de ψ - lado "seco" ou "sobreconsolidado") do que os avaliados pelo índice de vazios natural. Este último valor, razoavelmente elevado como consequência de uma estrutura porosa de compacidade solta a média, não reflecte, se conjugado unicamente com o estado de tensão efectiva de repouso, a fábrica e a cimentação relicar destes solos residuais.

Considera-se, assim, inadaptada a proposta dos autores supracitados que correlacionam $\overline{Q_T}$ e ψ determinado em laboratório.

Na mesma linha, testou-se a formulação apresentada por Jamiolkowski *et al.* (1988) beseada na teoria da dilatância de Bolton (1986) - ver 2.3.2 - e considerando os valores deduzidos por outras vias de $K_0 = 0{,}35$ e $\phi'_{cv} = 31{,}6°$ e o valor médio de $q_c / \sigma'_{v0} \cong 200-250$ (Figura 5.25), chegando-se ao ângulo de atrito de pico de $\phi'_p \cong 41-44°$. Estes valores, tal como os atrás dos estimados pela proposta de Robertson e Campanella (1983), correspondem a "ângulos de atrito secantes", isto é, integram a componente coesiva presente em solos do tipo residual.

Uma referência merece ser feita à metodologia proposta por Puppala *et al.* (1993) para avaliação da coesão efectiva em areias artificialmente cimentadas, estudadas para diferentes condições de compacidade e quantidade de cimento (ver 2.3.2). Na Figura 5.26 incluem-se os resultados dos ensaios efectuados no ábaco então apresentado (Figura 2.13), constatando-se que se obtém valores excepcionalmente elevados de coesão.

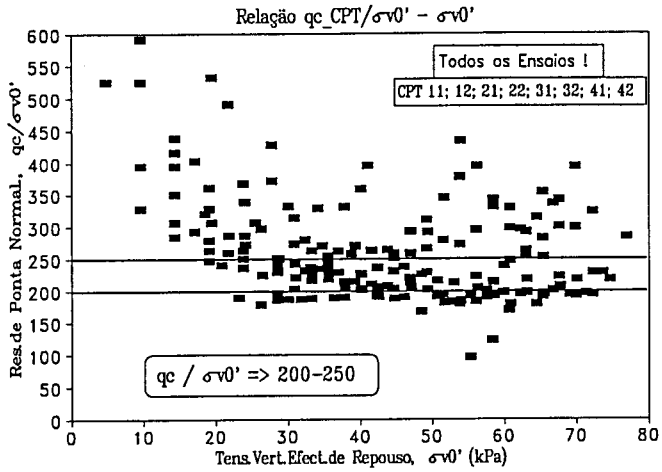


Figura 5.25 - Valores tendenciais de q_c / σ'_{v0} - base de estimativa de ϕ' pela teoria de Bolton (1986).

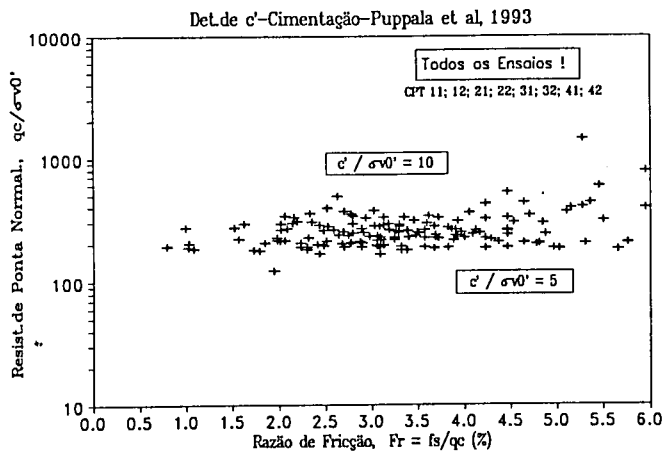


Figura 5.26 - Avaliação de c' a partir de q_c / σ'_{v0} *versus* f_s / q_c (Puppala *et al.*, 1986).

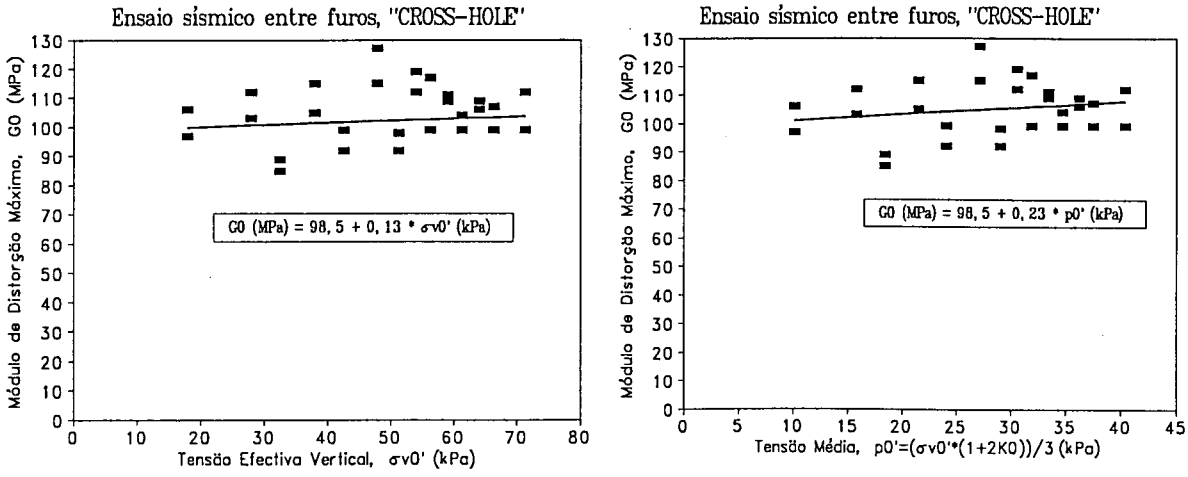
Este resultado pode compreender-se em virtude de as condições de fábrica e arranjo estrutural dos solos residuais em estudo serem substancialmente diferentes das conferidas no âmbito dos trabalhos dos autores citados, ou seja, com areias artificialmente cimentadas com alguns teores de cimento.

Esta constatação permite questionar com alguma pertinência a adopção, para solos naturais estruturados com os saprólitos de granito, de critérios deduzidos de trabalhos laboratoriais sobre amostras artificialmente cimentadas .

5.3.6 -Propriedades de deformabilidade a partir dos parâmetros do CPT

5.3.6.1 - Correlacionamento de q_c com G_0

Na campanha experimental complementar foi criteriosamente seleccionado um local que permitiu realizar ensaios CPT com ponteira eléctrica e ensaios sísmicos entre furos ("*cross-hole*"). Os resultados obtidos estão expressos nas Figuras 5.27 (ver pormenorização em 5.6.3).



a) b)

Figura 5.27 - Relação de G_0 com: a) σ'_{v0}; b) p'_0. Ensaios "*cross-hole*".

As expressões de G_0 em função de σ'_{v0} ou p'_0 (tensão octaédrica efectiva, considerando o valor de $K_0 = 0{,}35$) são as indicadas em 5.6.3.2. O ensaio CPT realizado entre os furos do ensaio "*cross-hole*" apresenta as relações que se indicam em 5.6.2. Deste conjunto de expressões pode-se obter a seguinte relação entre os dois parâmetros:

$$G_0 = 3{,}2 \cdot q_c + 95{,}7 \ \text{(MPa)} \tag{5.17}$$

Verifica-se, como seria de esperar (vejam-se as considerações anteriores sobre a reduzida dependência de G_0 com a tensão vertical efectiva de repouso), uma dependência de baixo grau em relação ao crescimento da resistência à penetração. Este indicador revela particular estabilidade da matriz elástica dos materiais com cimentação estrutural em relação ao nível de tensão efectiva de repouso. Na Figura 5.28 apresenta-se o enquadramento dos valores obtidos nesta campanha e a proposta de Robertson (1989) para materiais sedimentares com diferentes graus de sobreconsolidação.

De novo constata-se que os valores de G_0 são substancialmente mais elevados relativamente à resistência à penetração de ponta q_c. Este facto é reflexo de uma reserva de rigidez elástica muito elevada e traduz a importância da matriz estrutural cimentada nos valores de rigidez elástica.

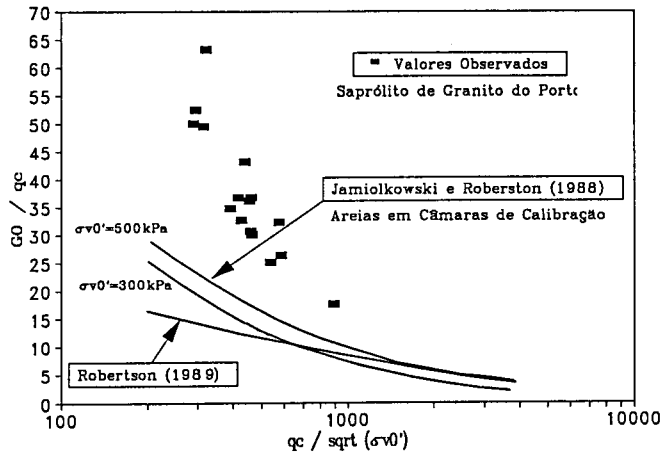


Figura 5.28 - Relação de G_0 / q_c *versus* $q_c / \sqrt{\sigma'_{v0}}$ - confronto com a proposta de Robertson (1989).

5.3.6.2 - Correlacionamento de q_c com E *(triaxiais CID e CAD)*

A bibliografia é relativamente profícua em propostas de correlacionamento entre módulos de deformabilidade e o parâmetro de resistência de ponta (ver ponto 2.3.2). Estas correlações são, em geral, expressas por meio do parâmetro adimensional α (E / q_c), tomado geralmente como constante. As propostas que se baseiam nesta hipótese são, no entanto, muitas vezes omissas em relação aos níveis de tensão-deformação envolvidos.

Para aquilatar da dependência do módulo de deformabilidade com o nível de tensão-deformação, apresenta-se seguidamente o conjunto de relações obtidas dos ensaios triaxiais

de compressão, em amostras indeformadas recolhidas na adjacência dos primeiros ensaios de penetração (zona experimental da sapata protótipo), consolidadas isotrópica a anisotropicamente ($K_0 = 0{,}5$).

Destes ensaios consideram-se, para efeitos correlacionais com os ensaios CPT, só os módulos de deformabilidade correspondentes a tensões de consolidação até aos valores máximos das profundidades envolvidas pelo ensaio de carga da sapata ($\sigma'_{c0} \leq 80\,\text{kPa}$).

No Capítulo 6 descrevem-se com algum pormenor as séries de ensaios realizadas, e salienta-se a importância do tipo de instrumentação usado nos provetes de triaxiais. Restringido às regressões com os módulos deduzidos de ensaios com as tensões de consolidação adoptadas (para este efeito considera-se $\sigma'_{c0} = \sigma'_{h0}$), tais módulos podem ser expressos por equações do tipo:

$$E\ (\text{MPa}) = a + b \cdot \sigma'_{c0}(\text{MPa}) \tag{5.18}$$

sendo a e b obtidos por regressões lineares simples, cujos resultados se resumem no Quadro 5.7. Foram considerados os seguintes módulos (ver Capítulo 6):

E_{el} :definido no ramo rectilíneo de recarga de ciclos intermédios de descarga-recarga;

E_{dr} :definido entre os vértices da histerese dos ciclos de descarga-recarga;

$E_{ti,i}$:módulo tangente inicial definido nos ramos intermédios da curva hiperbólica;

$E_{s10\%}$: módulo secante para 10% de q_f;

$E_{s25\%}$: idem para 25% de q_f;

$E_{s50\%}$: idem para 50% de q_f.

Quadro 5.7 - Termos de correlação de E com σ'_c (MPa).

Tipo do módulo / Tipo de instrumentação para ε_a		E_{el}	E_{dr}	E_{ti}	$E_{s10\%}$	$E_{s25\%}$	$E_{s50\%}$
Instrumentação Interna	a (MPa)	45,8	22,8	22,8	12,1	8,8	6,8
(Electro-Inclinómetros)	b (MPa)	925	528	389	165	148	137
Instrumentação Externa	a (MPa)	(*)	11,4	2,1	3,3	4,3	3,5
(*LSCs*)	b (MPa)	(*)	466	351	112	159	85

(*) sem interesse, pois considera-se que a instrumentação externa não tem sensibilidade para uma determinação fiável do módulo "pseudo-elástico".

A forte não linearidade da rigidez destes solos, situação aliás generalizada em materiais granulares naturais, fica bem expressa na variação destes termos de regressão e

reitera a necessidade de se definir convenientemente os níveis de tensões de serviço que são usados para o correlacionamento dos módulos de deformabilidade com qualquer parâmetro deduzido de ensaios *in situ*.

Estes ensaios triaxiais foram realizados sobre amostras recolhidas em blocos e amostradores (ver Capítulo 6) na zona adjacente à sapata experimental, pelo que, no que se segue, se considera a expressão (5.8) de relação de q_c com a tensão de confinamento obtida para o conjunto de ensaios *CPT3.1*, *CPT3.2*, *CPT4.1* e *CPT4.2*.

Tratando-se de correlacionar valores de ensaios consolidados isotropicamente (os poucos ensaios realizados anisotropicamente foram normalizados para $\sigma'_{c0} = p'_0$), deve-se usar a expressão de correlacionamento de q_c com p'_0 e não com σ'_{v0}. Fazendo a correlação de E *versus* p'_0 pode-se obter os termos das relações entre q_c e E e cuja expressão passa a ser:

$$E\ (\text{MPa}) = a_1 + b_2 \cdot q_c(\text{MPa}) \tag{5.19}$$

para os vários tipos de E considerados e que se incluem no Quadro 5.8.

Quadro 5.8 - Termos da correlação entre E e q_c (MPa).

Tipo do módulo / Tipo de instrumentação para ε_a		E_{el}	E_{dr}	E_{ti}	$E_{s10\%}$	$E_{s25\%}$	$E_{s50\%}$
Instrumentação Interna	a_1 (MPa)	31,71	14,71	16,88	9,57	6,55	4,74
(Electro-Inclinómetros)	b_1 (MPa)	3,93	2,25	1,65	0,70	0,63	0,58
Instrumentação Externa	a_1 (MPa)	(*)	4,32	—(**)	1,56	1,83	2,22
(*LSCs*)	b_1 (MPa)	(*)	1,98	1,24	0,47	0,68	0,36

(*) sem interesse, pois considera-se que a instrumentação externa não tem sensibilidade para uma boa determinação do módulo elástico;

(**) regressão forçando a origem das variáveis, pelo facto do valor calculado directamente ser ligeiramente negativo (fisicamente inaceitável); o coeficiente de correlação é contudo elevado (r=0,966).

Do exame do quadro conclui-se que:

(i) as correlações entre módulos de deformabilidade e q_c são extraordinariamente sensíveis ao tipo de instrumentação usada nos ensaios triaxiais, denotando valores muito conservativos se se optar pela instrumentação clássica (*LVDTs* ou *LSCs* externos) - ver estudo de sensibilidade no Capítulo 5; saliente-se que muito dificilmente se reproduzem módulos de deformabilidade representativos das respostas dos ensaios de carga a baixos níveis de tensões-deformações induzidas;

(ii) a não linearidade da rigidez é particularmente importante nestes materiais, reflectindo-se num decréscimo substancial da deformabilidade, consequentemente dos termos de correlação de E e q_c, para níveis crescentes de tensão-deformação;

(iii) salvo para os níveis mais altos de tensões-deformações, os valores da constante a_1 não são de desprezar, pelo que se questionam as formulações clássicas que estimam E por relações directas e constantes com q_c(através de α); propõe-se, assim, o uso de relações do tipo da equação (5.19).

5.3.6.3 - Enquadramento de E / q_c com os resultados do ensaios de carga da sapata

Aquando da integração da variação linear do módulo de deformabilidade em profundidade na análise do comportamento da sapata (ver Capítulo 4), admitiram-se como base da definição do grau de "não-homogeneidade" as leis de variação dos parâmetros de resistência à penetração (CPT e SPT) com a mesma profundidade. Da análise conjunta, que então foi apresentada, dos deslocamentos à superfície de pontos dentro e fora da área carregada, obteve-se um valor de α (= E / q_c) de cerca de 3, para tensões aplicadas da ordem de 250 kPa.

Para enquadrar as correlações que acima se apresentaram com a resposta do ensaio da sapata, admitir-se-á:

(i) a lei de variação de q_c com a tensão octaédrica efectiva de repouso (p'_0) - definida a partir da equação 5.9 e considerando K_0 = 0,35 - rege a dependência da deformabilidade com a tensão de confinamento;

(ii) que a não linearidade da rigidez é retratada à luz, exclusivamente, dos valores deduzidos com instrumentação interna dos ensaios triaxiais (electro-inclinómetros - Quadro 5.8);

(iii) uma relação do tipo clássica (α), considerando proporcionalidade directa entre q_c e E, forçando-se, assim, na regressão dos valores disponíveis, a origem de ambas as variáveis.

No Quadro 5.9 apresentam-se os valores obtidos para α considerando os módulos atrás identificados.

Quadro 5.9 - Termo (único) da correlação entre E e q_c - Instrumentação interna nos ensaios triaxiais.

Tipo do módulo / Tipo de instrumentação para ε_a		E_{el}	E_{dr}	E_{ti}	$E_{s10\%}$	$E_{s25\%}$	$E_{s50\%}$
Instrumentação Interna	$\alpha = E / q_c$	6,31	3,35	2,91	1,42	1,12	0,94
(Electro-Inclinómetros)	(r-coef.reg.)	(0,54)	(0,70)	(0,26)	(0,32)	(0,24)	(0,53)

Para enquadrar estes valores de α com os resultados da sapata experimental, apresentam-se, em seguida, termos de factorização da lei de variação de q_c em profundidade, para conseguir a convergência de assentamentos observados e calculados para dois valores de tensão aplicada. Estes resultados foram obtidos a partir de uma análise numérica por elementos finitos em regime elástico (Capítulo 8). No Quadro 5.10 apresentam-se, para além desses valores de α, as tensões aplicadas à sapata e os respectivos coeficientes de segurança em relação à rotura ($q_{rot} \cong 950\,\text{kPa}$ - ver estimativa em 4.4.1.2) e o assentamento relativo (*s/B, %*).

Quadro 5.10 - Valores de α ($=E/q_c$) obtidos para a convergência de assentamentos observados e calculados por análise numérica, considerando a variação de q_c em profundidade.

q , kPa (*FS*)	100 (9,5)	200 (4,7)
α	4,08	2,89
s/B (%)	0,3	0,8

Os dados apresentados nos quadros anteriores sugerem as seguintes observações:

(i) os valores de α dependem fortemente do coeficiente de segurança global ($Fs = q_{rot} / q$) adoptado;

(ii) aos valores mais correntes de *FS* estão associados valores de α que se aproximam de 3, sendo interessante verificar que este último converge razoavelmente com a análise de compatibilização dos deslocamentos à superfície atrás referida (ver Capítulo 8);

(iii) os valores de α, deduzidos da correlação entre módulos obtidos em ensaios triaxiais e q_c relativos aos módulos E_{dr} e $E_{ti,i}$, particularmente estes últimos, parecem ser os que melhor se adaptam aos níveis de segurança mais correntes; saliente-se, mesmo, que o assentamento relativo correspondente ao valor de $\alpha = 3$ é muito consistente com o critério de limitação de assentamento adoptado em solos residuais brasileiros, $s/B = 0{,}75\%$ (Décourt, 1992).

Ainda sobre as relações a considerar entre E e q_c (via N_{SPT}), refiram-se as expressões (2.12), (2.13) e (2.14), de ensaios de carga na PUC/RJ e (2.15), proposta por Décourt (1992) - ver 2.2.3 - as quais, considerando a relação obtida de q_c *versus* N_{60} (expressão 5.11), se reflectem nos valores de α seguintes:

- ensaios de carga na PUC/RJ: $\alpha = 3{,}8 - 4{,}3$;
- relação simplificada de Décourt: $\alpha = 4{,}5 - 5{,}1$

Os primeiros valores são próximos dos estimados para níveis de segurança muito elevados (Quadro 5.10) e os segundos ainda superiores aos aí considerados. Reportando, ainda ao critério indicado por Décourt, que apresenta como tensão limite de carga elástica a correspondente a $s/B = 0{,}75\%$, e dado que o mesmo se obtém (ver ainda valores do Quadro 5.10) para valores de α de cerca de 3, deve-se admitir que os solos estudados para a elaboração dessas propostas são mais rígidos que o da presente análise.

Refira-se que valores daquela ordem de grandeza se situam entre os deduzidos para os módulos de deformabilidade E_{dr} e E_{ti}, e os que se apresentaram como "pseudo-elásticos", E_{el}, estes, no entanto, provavelmente mais ajustados às situações correntes de estado limite de utilização.

5.4 - PRESSIÓMETRO DE MÉNARD (PMT)

5.4.1 - Descrição do ensaio e resultados obtidos

Este ensaio, cuja metodologia e potencialidades foram apresentadas em 2.6.2, foi realizado com a colaboração do Laboratório Central da empresa Mota & C^a, a partir de um equipamento da marca APAGEO correspondente ao modelo corrente BX (D=58 cm). A pré-furação foi feita com um trado mecânico helicoidal com baixa velocidade de rotação (60 rot/minuto), sendo considerada a melhor técnica de furação para este tipo de materiais por ser a que menos perturba o estado do material *in situ* (Brandt, 1978; ASTM D4719-87; Nuyens, 1992). Na Figura 5.29 apresentam-se fotografias ilustrativas do equipamento e dos ensaios.

Para determinação dos vários parâmetros de deformabilidade, de resistência e do estado de tensão de repouso, traçaram-se as curvas corrigidas pela calibração de volumes e de inércia do sistema, correspondentes aos ensaios realizados e que se circunscreveram a (Figura 5.30):

- *4 ensaios clássicos* num mesmo furo: cadência rápida (sem preocupação de garantir drenagem total) com estágios de carga mantidos durante 1 minuto, com leituras a 30 segundos e a 1 minuto, e às profundidades de 1,55, 3,00, 4,30 e 5,85m;
- *1 ensaio lento*, num outro furo e a 2,85m, aguardando-se em cada estágio a estabilização das deformações volumétricas com leituras a 1 minuto e após estabilização (drenagem total); neste ensaio procedeu-se ainda a um pequeno ciclo de descarga e recarga a 300 kPa de pressão corrigida.

No Quadro 5.11 apresentam-se parâmetros obtidos destes ensaios.

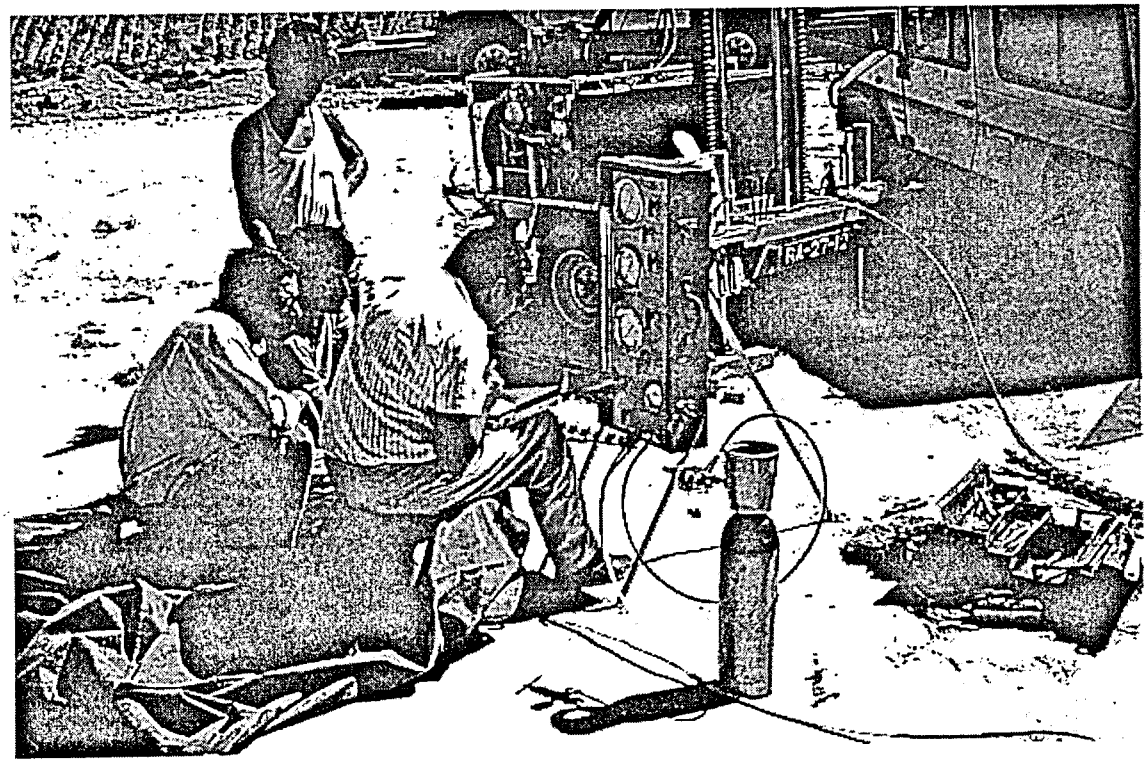


Figura 5.29 - Pressiómetro de Ménard - equipamento usado e fases de ensaio.

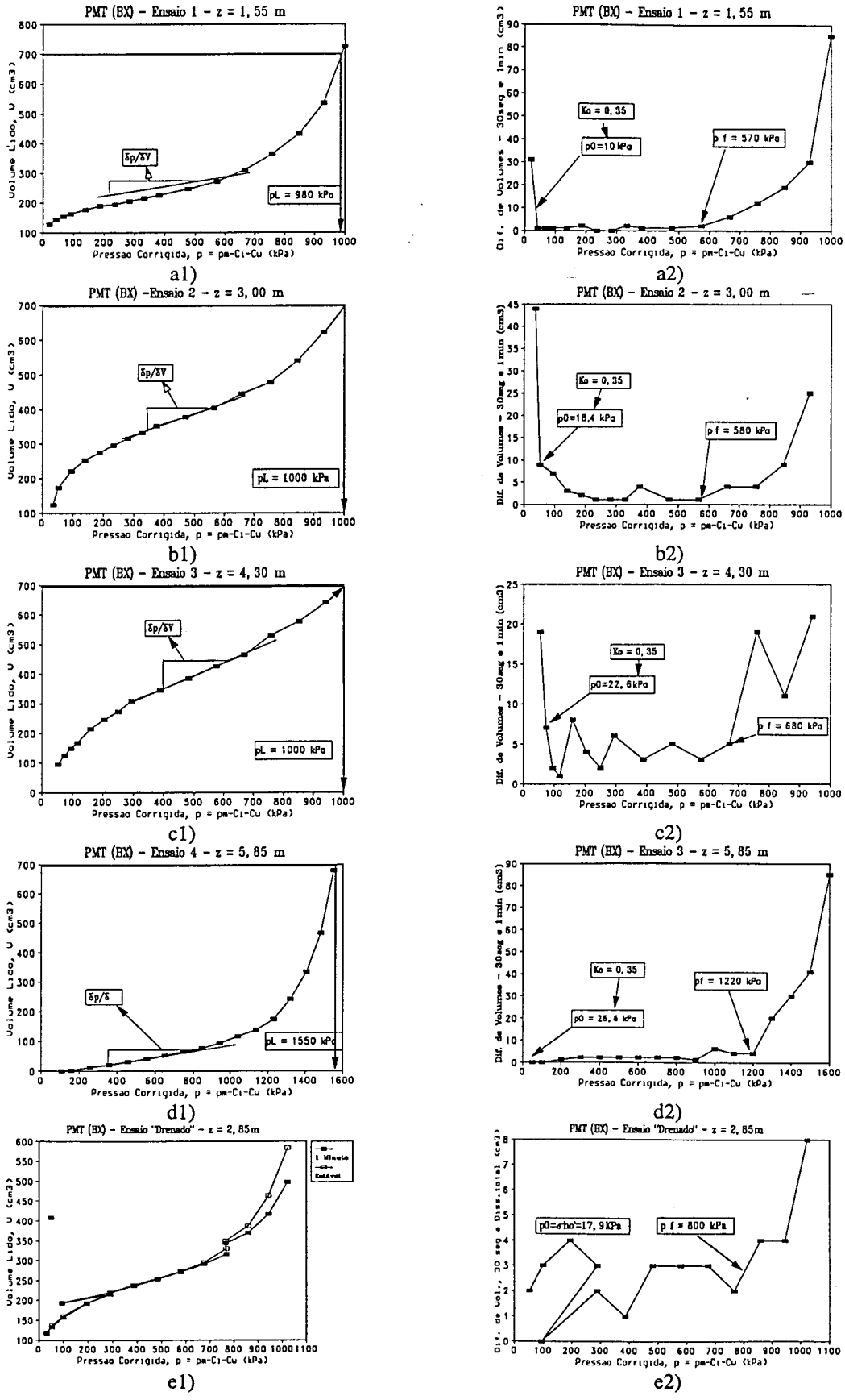


Figura 5.30 - Curvas corrigidas resultantes dos ensaios PMT realizados: ensaios clássicos: a) z = 1,55 m; b) z = 3,00 m; c) z = 4,30 m; d) z = 5,85 m; e ensaio "drenado": e) z = 2,85 m.

Quadro 5.11 - Ensaios PMT com metodologia corrente e tempo de estabilização elevado (NF a 2,55 m).

z	σ'_{v0}	Vm	Kcp (cm^3)		$\Delta p/\Delta v$	E_{pm}(MPa)	p'_0	p_f	p_L
(m)	(kPa)	(cm^3)	υ = 0,33	υ = 0,26	(kPa/cm^3)	υ=0,33	(kPa)	(kPa)	(kPa)
1,55(a)	28,5	215	1995	1890	4,72	9,4	10,0	570	980
3,00(a)	52,6	377	2426	2298	3,38	8,2	18,4	580	1000
4,70(a)	64,5	386	2450	2321	2,40	5,9	22,6	680	1000
5,85(a)	78,8	65	1596	1512	8,23	13,3	27,6	1220	1555
2,85(b)	51,2	247	2080	1971	5,50	11,4	17,9	800	1200
		203(c)	1964(c)	1861	7,82(c)	15,4(c)	17,9	800	1200

(a) Ensaio clássico (tempos de estabilização curtos: 30 seg. e 1 min).

(b) Ensaio com estabilização (tempo de carga até constância volumétrica).

(c) Determinado num ciclo de descarga-recarga em níveis baixos de extensão volumétrica (ver Figura 5.30e)

Notas:- para o cálculo de $K_{cp} = 2(1+\upsilon)(V_0+V_m)$ consideram-se as hipóteses clássicas de $\upsilon = 0{,}33$ para areias e a correspondente ao valor elástico do coeficiente de Poisson (ver 6.5) para o material em análise. As diferenças são pequenas pelo que se optou pela formulação clássica;

- $p'_0 = \sigma'_{h0}$, correspondente ao K_0 avaliado com o SBPT ($K_0 = 0{,}35$) - ver 5.5;

- todos os outros parâmetros correspondem a terminologias correntes (ver texto em 2.6).

Para os ensaios efectuados à mesma profundidade, verifica-se uma distinção clara nas situações "não drenada" e "drenada", o que põe em questão a metodologia corrente para a sua determinação. Refira-se que os solos pouco compressíveis, com níveis de tensões de plastificação mais elevados (cimentados ou sobreconsolidados), como é o do presente estudo, se comportam pseudo-elasticamente nos primeiros estágios de carga e exibem uma cadência de drenagem relativamente rápida (aliás associada a baixos níveis de plastificação preliminar). Os tempos que se estipularam são, nestes casos, pouco representativos de cada uma das situações de drenagem, pelo que é preferível trabalhar em tempos mais dilatados para se garantir a situação corrente do projecto: drenado.

O Quadro 5.12 inclui os resultados por escalão de carga do ensaio drenado no qual se fizeram leituras a 30 segundos, 1 minuto e após estabilização da variação volumétrica (estas correspondentes a tempos médios de 30 minutos e com controlo de minuto a minuto). A importância do período de estabilização cresce com o nível de carga, o que traduz também a forte influência da parcela visco-plástica para estes altos valores.

Quadro 5.12 - Ensaios PMT com período de estabilização alargado (30", 1' e fim de variação volumétrica).

Pressão	Volume não corrigido (cm^3)			Pressão corrigida (kPa)	Pressão corrigida (kPa)	Diferença de Volumes
(kPa)	30 seg.	1 min	Estável	1 min	Est.	δV (cm^3)
25	88	117	118	32,3	32,1	29
50	131	133	136	54,4	53,9	2
100	154	157	161	100,1	99,3	3
200	188	192	194	193,7	193,4	4
300	212	215	216	289,5	289,4	3
100	193	193	193	93,5	93,5	0
300	218	220	220	288,6	288,6	2
400	235	236	238	385,7	385,4	1
500	250	253	255	482,7	482,3	3
600	268	271	273	579,4	579,0	3
700	288	291	296	675,8	674,8	3
800	314	316	330	771,2	768,7	2
800	341	343	350	766,3	765,0	2
900	366	370	387	861,4	858,3	4
1000	413	417	464	952,9	944,4	4
1100	490	498	584	1038,2	1022,6	8
100	310	408	443	54,5	48,2	98

Os valores do quadro merecem algumas considerações:

(i) há uma boa correspondência entre as variações de 30 segundos a 1 minuto, e de 1 minuto à estabilização até valores da pressão de cerca de 700 kPa, o que denota uma fraca componente plástica até aí;

(ii) a plastificação parece ser mais facilmente definida pelas diferenças de volumes de 1 minuto e para o tempo de estabilização "total", reforçando a ideia, expressa acima, de que é preferível trabalhar em tempos mais dilatados para se garantir parâmetros drenados;

(iii) no ciclo de descarga e recarga (300-100-300 kPa) a estabilização entre 30 segundos e 1 minuto é quase imediata, denotando uma componente visco-plástica irrelevante, podendo ser assimilado a uma condição de carregamento quase-elástica;

(iv) o valor do módulo pressiómetro de descarga-recarga é 30% mais alto do que o de primeira carga (ramo virgem), que é tomado na prática corrente e indiscriminadamente como base para o cálculo de fundações.

Rocha Filho (1991), baseando-se na formulação de Lamé da teoria de expansão de cavidades cilíndricas (expressão 2.72) e considerando o volume de referência no ponto médio da variação volumétrica induzida, apresenta duas noções do módulo de distorção:

(i) G_s - módulo de distorção pura, deduzido dos troços de descarga-recarga, legitimado pela formulação de Lamé por se referenciar a pequenas deformações - elásticas - e com hipotética constância volumétrica;

(ii) G_p - módulo de distorção pressiométrico, de significado híbrido por não se revelar exclusivamente elástico e, por isso, de base claramente empírica.

Relacionando G_s com o módulo de deformabilidade (com significado físico do módulo de Young) a partir do coeficiente de Poisson, o autor afirma ser legítimo associá-lo a um módulo pseudo-elástico.

Já o valor de G_p, sendo claramente influenciado pelas parcelas plásticas, é geralmente associado ao módulo pressiométrico por:

$$E_{pm} = 2{,}66(V_0 + V_m)\frac{\Delta p}{\Delta V} = \frac{\Delta p}{\frac{1}{2{,}66}\cdot\frac{\Delta V}{V_0 + V_m}} \tag{5.20}$$

que equivale a:

$$E_{pm} = 2(1-\upsilon)\cdot G_p \tag{5.21}$$

desde que se simplifique $V_R = V_0 + V_m$ e se admita $\upsilon = 0{,}33$, que, aliás, constituem as hipóteses de Ménard que permitem associar estes módulos ao cálculo de fundações.

5.4.2 - Módulo de deformabilidade a partir dos módulos de Ménard

Como foi referido em 2.6.2, os condicionalismos associados ao módulo de Ménard, descritos em pormenor por Briaud (1992), levaram à adopção de um factor correctivo α (factor de Ménard), cuja dependência com o tipo de material foi explicitado no Quadro 2.10, função de E_{pm} / p_L^*, factor esse que conduz à estimativa do módulo de deformabilidade a adoptar no dimensionamento de fundações.

Para os ensaios realizados foram obtidos módulos de deformabilidade expressos no Quadro 5.13. Pode-se verificar que os dois ensaios mais profundos reflectem alguma heterogeneidade e apresentam valores um pouco desfasados dos restantes. Verifica-se, também, que a realização destes ensaios em condições clássicas - rápidas - de estabilização originam resultados muito distintos do módulo de deformabilidade, o que indicia a necessidade de se fixarem critérios mais exigentes de estabilização.

Quadro 5.13 - Módulos de deformabilidade considerando hipóteses distintas do factor reológico de Ménard, α.

Profundidade	$p_L^*(=p_L-p_0)$	$E_{pm}/p_L(*)$	α		$E=E_{pm}/\alpha$ (kPa)	
z (m)	(kPa)		siltes	areias	siltes	areias
1,55	970	9,7	1/2	1/3	18,8	28,2
3,00	982	8,4	1/2	1/3	16,4	24,6
4,70	977	6,0	1/2	1/3	11,8	17,7
5,85	1527	8,6	1/2	1/3	26,2	39,3
2,85	1182	9,6/13,0(**)	1/2	1/3	22,8/30,8	34,2/46,2

(*) - correcção sugerida por Briaud para estimativa de módulos de deformabilidade para fundações em estado de serviço a partir dos módulos pressiométricos e calculados a partir da expressão da teoria da elasticidade (ver 2.6.2);

(**) - o segundo valor é um valor de descarga-recarga.

Os valores corrigidos a considerar na previsão dos assentamentos da sapata devem corresponder à zona de influência do maciço (centro do assentamento), pelo que, dos resultados disponíveis dos ensaios PMT , devem ser usados os relativos aos mais superficiais.

No Quadro 5.14 comparam-se os assentamentos observados na sapata referida com os calculados a partir dos módulos deduzidos e utilizando a expressão da Teoria de Elasticidade adaptada:

$$s=\frac{p\cdot B\cdot I\cdot\left(1-\upsilon^2\right)}{E_{pm}/\alpha} \tag{5.22}$$

com os significados anteriormente já identificados. Da análise dos resultados pode-se concluir que:

(i) para tensões mais baixas, representativas de critérios considerados mais próximos dos correntes, a concordância entre os valores observados e calculados é maior, desde que sejam adoptados os módulos pressiométricos pelas hipóteses clássicas (fase virgem e pseudo-elástica em condições de carregamento rápido) e considerando a matriz granulométrica siltosa (α=1/2);

(ii) para tensões mais altas obtém-se uma menos boa concordância, mesmo considerando a melhor opção (α=1/2) e, igualmente, a fase virgem da curva pressiométrica em ensaios clássicos de carregamento rápido.

Dos resultados anteriores pode concluir-se que a aplicação da fórmula clássica da Teoria da Elasticidade, considerando a correcção do módulo convencional de Ménard em condições de ensaio clássico através de $E=E_{pm}/\alpha$, com α representativo de materiais siltosos,

dá muito boa concordância com os valores observados, pelo que se considera válida a proposta de Leblanc (1982). Esta proposta é sobretudo validada para tensões correspondentes a coeficientes de segurança mais elevados em relação à capacidade de carga.

Quadro 5.14 - Valores comparados de assentamentos calculados pelos módulos de Ménard e observados - sapata experimental.

	Módulos de cálculo (E_{pm}/α) *(c)*					Assentamento calculado *(d)*						Assentamento observado s (mm)
	$E = E_{pm}/\alpha$ (kPa)				$E=E_{pmdr}$ (kPa)	s (mm)						
	α=1/2		α=1/3			υ = 0.33					υ = 0.26	
Tensão Aplicada (kPa)	A1	B1	A2	B2	B3	A1	B1	A2	B2	B3	B4	
200 *(a)*	18,8	30,8	28,2	46,2	15,4	9,0	5,5	6,0	3,7	11,0	12,1	9,3
400 *(b)*	18,8	30,8	28,2	46,2	14,6	18,0	11,0	12,0	7,3	22,0	24,2	23,4

(a) Condição correspondente a níveis de serviço correntes (critérios discutidos nos Capítulo 2 e 4).

(b) Condição correspondente a cerca de $F_s = 4$.

(c) Consideram-se os ensaios "A" - clássicos - e "B" - com estabilização no tempo. Os índices "1" e "2" correspondentes à utilização do factor α de 1/2 e 1/3, respectivamente, ao módulo E_{pm} ("virgem"). O índice "3" corresponde ao módulo deduzido do ciclo de descarga e recarga no ensaio "B".

(d) Cálculo do assentamento utilizando a expressão (5.22) e considerando os valores do módulo de deformabilidade definidos em *(c)*, com I = 0,79 (sapata rígida circular), admitindo meio homogéneo semi-infinito. O coeficiente de Poisson foi considerado igual à hipótese de Ménard para solos arenosos (υ = 0,33) à excepção do referenciado por "B4" em que se considerou um coeficiente de Poisson (υ = 0,26) determinado em ensaios triaxiais, descritos em 6.5.

Note-se que a opção por um valor de α de materiais siltosos se enquadra muito bem com o tipo de granulometria deste saprólito (ver Capítulo 3), sendo a opção por material mais grosseiro anticonservativa.

Por outro lado, parece não ser apropriado corrigir os módulos de descarga-recarga (em particular os realizados sob condições de drenagem total - condições do ensaio realizado) pelos valores propostos de α, o que vem de encontro às propostas de Konstantinidis (1986) e Kahle (1983).

Poder-se-á discutir o facto de se ter feito a análise para o valor obtido num ensaio realizado a 2,85 m de profundidade a que corresponderá já uma zona pouco influenciada pelo carregamento da sapata. Por ser, contudo, o único ensaio onde se realizou um ciclo de descarga e recarga a níveis baixos de tensão e dada a muito boa homogeneidade dos resultados às profundidades de 1,55 e 3,00 m dos ensaios clássicos realizados no furo adjacente (com, paradigmaticamente, valores ligeiramente superiores à mesma profundidade), pareceu razoável proceder a esta análise paramétrica - ainda que com alguma reserva.

5.4.3 - Características de resistência a partir dos resultados do PMT

Como foi referido em 2.6.2, a avaliação dos parâmetros resistentes fundamentais dificilmente se faz a partir destes valores. Far-se-á, no entanto, em prol das propostas então apresentadas, uma avaliação da sua adaptabilidade aos valores disponíveis, considerando os métodos teóricos da tensão de cedência para solos exclusivamente atríticos (há reduzida precisão na determinação desta tensão em ensaios com a cadência corrente de aplicação de pressões), da tensão limite, generalizada para solos com ϕ' e c' (limitações associadas à hipótese de constância volumétrica) e, ainda, da teoria dilatante desenvolvida para o SBPT (Windle *et al.*, 1977), considerando duas hipótese de $\phi'_{cv} = 33°$ (areia bem graduada fina) e $\phi'_{cv} = 31{,}6°$, determinado especificamente para este solo. Este último método peca, em geral, por, nos ensaios com o pressiómetro de Ménard, se dispor geralmente de poucos valores após cedência. A soluções destes métodos foram apresentadas em 2.6.2.

Considerou-se, ainda, o método semi-empírico de Baguelin *et al.* (1978), com recurso ao ábaco apresentado na Figura 2.23.

Como termos de referência usaram-se os valores obtidos em ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas, cuja fiabilidade se considera-se, e que são (ver Capítulo 6):

$$\phi' \cong 37{,}1°; \quad c' = 8{,}5kPa \qquad (r' = 0{,}98)$$

ou, se se ajustar à origem e admitindo coesão efectiva nula, para efeitos de ajuste das propostas atríticas:

$$\phi' = 46{,}6° \quad (r = 0{,}71) \; ; \; \phi' = 43{,}2° \quad (r = 0{,}90)$$

se se considerar, respectivamente, todos os pontos dos ensaios triaxiais com $p'_f \leq 60\,\text{kPa}$ e todos os pontos em $p'_f \leq 100\,\text{kPa}$.

Da análise feita, conclui-se que pelos valores relativos da tensão de cedência (fluência), determinados nos ensaios ($p'_0 = \sigma'_{h0}$ - tensão de "lift-off", geostática), não se obtêm resultados plausíveis de ϕ', pelo que considera-se esta metodologia de aplicabilidade baixa nestes materiais.

Para efeitos de análise pela tensão limite, comparam-se no Quadro 5.15 os valores obtidos de p_L com os calculados ($\overline{p_L}$) a partir das expressões acima referidas e considerando os valores respectivos de E_{pm} e p'_0; os parâmetros de resistência são os referidos anteriormente.

Quadro 5.15- Método de tensão limite - formulação teórica admitindo dilatância nula.

Ensaios $(\sigma'_{v0}, \text{kPa})$		Parâmetro observados			Formulação atrítica		F. Geral
		p'_0 (*) (kPa)	E_{pm} (MPa)	p_L (kPa)	$\phi' = 43{,}2°$	$\phi' = 40{,}6°$	$\phi' = 37{,}1°$ $c' = 8{,}5\text{kPa}$
					$\overline{p_L}$ (kPa)	$\overline{p_L}$ (kPa)	$\overline{p_L}$ (kPa)
Clássico	28,5	10,0	9,4	980	214	233	271
	52,6	18,4	8,2	1000	290	314	318
	64,5	22,6	5,9	1000	286	308	305
	78,8	27,6	13,1	1055	446	483	455
Drenado	51,2	17,9	11,4	1200	326	355	358

*- considerando $p'_0 = \sigma'_{h0}$ $(K_0 = 0{,}35)$.

Do exame do quadro conclui-se que o método da tensão limite não é aplicável aos valores obtidos nos ensaios realizados. As razões desta inadaptação prendem-se com as próprias limitações das hipóteses de base, nomeadamente no que se refere à variação volumétrica nula que nestes materiais pode ser substancial.

As razões para a maior ou menor aplicabilidade deste método têm a ver com os valores excepcionalmente baixos de p'_0 em relação à pressão limite observada, pondo-se a questão de se saber se a consideração da diferença da pressão limite e de cedência é representativa de um estado limite de rotura de materiais resistentes em solicitações de compressão (trajectórias de pressão tão distintas das observadas no ensaio pressiométrico).

Para avaliar a adequabilidade da proposta de Windle *et al.* (1977) a este ensaio pressiométrico com pré-furação, determinaram-se as inclinações, *S*, das linhas de rotura pós fluência e prévias à tensão limite (última), numa representação bilogarítmica $\log(p - u_0)$ *versus* $\log(\Delta V / V_0)$. Essas inclinações podem comparar-se no Quadro 5.16 com os respectivos valores de referência para algumas combinações de ϕ'_p e ϕ'_{cv}.

Da observação do quadro pode-se concluir que:

(i) à excepção dos ensaios clássicos a maior profundidade e do ensaio drenado, que dão valores excepcionalmente baixos, os resultados obtidos para os restantes ensaios só correspondem com alguma aproximação aos valores reais (em ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas e da retroanálise da sapata) se calculados a partir da inclinação bilogarítmica na imediação da tensão de cedência; são obtidos valores fortemente conservativos se se adoptar o conjunto de pontos mais

próximos da tensão limite; conclui-se, assim, que esta formulação é muito discutível quando aplicada nesses níveis já que o material tende então para situação crítica, pouco representativa do comportamento resistente natural;

(ii) os valores mais baixos de S observados podem ainda ser reflexo da diferença significativa de parâmetros de resistência em condições de carregamento em compressão e em extensão. De facto (ver 6.5), obtiveram-se parâmetros de resistência para as trajectórias em compressão de $\phi' = 36-38°$ e $c' \cong 11{,}8-6{,}5\,\text{kPa}$ e em extensão, para $p'_f \leq 135\,\text{kPa}$, de $\phi' = 28{,}4°$ e $c' \cong 21\,\text{kPa}$, pelo que, em termos atríticos, este ensaio poderá - se a metodologia de determinação de S for implementada em pontos mais baixos de cedência - representar razoavelmente o ângulo de atrito com carregamento em extensão; no entanto, a componente coesiva nessas condições apresenta-se significativa e não é contabilizada pela formulação que foi considerada.

Quadro 5.16 - Comparação das linhas de rotura observadas com os valores de referência para $\phi'_{cv} - \phi'$ (Windle *et al.*, 1971).

ensaio	σ'_{v0} (kPa)	S - observado $\Delta\log(p-uo)/\Delta\log(\Delta V/Vo)$	
		A	B
clássico	28,5	0,301	0,158
	52,6	0,306	0,226
	64,5	0,338	0,295
	78,8	0,179	0,118
drenado	51,2	0,158	0,158

$$S_{_ref} = \frac{2\,\text{sen}\,\phi'}{tg^2\left(45+\phi'_{vc}/2\right)\left(1-\text{sen}\,\phi'\right)+1+\text{sen}\,\phi'}$$

ϕ'	ϕ'_{cv}	
	33°	31,6°
25°	0,25	0,26
30°	0,31	0,32
37°	0,41	0,42
40°	0,45	0,46
43,2°	0,49	0,51
46,6°	0,55	0,56

A, B - zona logo após fluência e já próxima da pressão limite (pico e crítico), respectivamente.

Como corolário, pode-se afirmar que esta formulação dificilmente será aceitável como realista, pelo que a determinação dos parâmetros resistentes de solos deste tipo a partir do ensaio PMT é muito discutível.

Para finalizar este ponto, confrontam-se os valores de referência com os calculados pelas formulações empíricas de Baguelin *et al.* (1978). Do ábaco dos autores (Figura 2.30) obtém-se $\phi' \cong 32°-34°$, sendo que só no quantil superior, dessa proposta, se obtêm valores conducentes a $\phi' \cong 34°-37°$ que se aproximarão mais dos obtidos em triaxiais.

É, contudo (logo à partida os valores de p_L^* são relativamente pouco homogéneos), uma proposta pouco consistente, o que reafirma a pouca adaptabilidade das metodologias de interpretação deste ensaio por avaliação das características de resistência.

5.4.4 - Valor de K_0 a partir de p_0' - PMT

A determinação do coeficiente de impulso em repouso sofre neste ensaio das limitações inerentes à pré-furação com a consequente alteração dos equilíbrios de base (ver 2.6.2). Baguelin *et al.* (1978) reforçam esta ideia, afirmando que não se deve confundir p_0 e p_{0M} (esta correspondente ao volume V_0 no início da linha recta pseudo-elástica), pois se há alguma lógica teórica na coincidência destas pressões, na prática a zona inicial é fracamente representada e largamente influenciada pelo procedimento da furação.

A excepção a estas reservas só é verificada nos materiais rijos ou fortemente sobreconsolidados, pois nestes a perturbação é pequena e a eles estão associados muito mais pontos na definição inicial das curvas pressão *versus* variação volumétrica.

Na interpretação tradicional, a tensão total horizontal *in situ*, correspondente a p_0, é definida na faixa de transição entre a fase de recompressão e a fase linear pseudo-elástica, supondo-se aí reposto o estado original de tensões.

A influência do juízo do utilizador é grande pelo facto desta pressão ser obtida (muitas vezes graficamente) no ponto de transição do primeiro ramo da curva de fluência - instável - para a zona de instabilidade quase nula - fluência nula (Cassan, 1978).

A fim de testar estas contingências de base, optou-se por duas abordagens. A primeira resumiu-se à adopção do valor de K_0 determinado pelo pressiómetro autoperfurador (ver parágrafo seguinte) e a avaliar p_0 nas curvas referidas a partir daquele. A segunda (Cassan, 1978) consiste no seguinte: após se ter aplicado uma pressão inicial superior ao valor "provável" de p_0, deve-se isolar o circuito de água, fechando a torneira do depósito para a sonda, e suprimir a pressão de ar exterior; a deformação do solo mantém-se então constante, verificando-se um decréscimo da pressão da água no manómetro até estabilizar no valor de p_0, acrescido naturalmente da altura da água e diminuída da inércia da sonda. Esta metodologia tem o inconveniente de exigir tempos de execução muito altos.

Foram realizados dois ensaios, a profundidades de 2,70 e 3,60 m, tendo-se obtido valores que superam largamente os corrigidos com o pressiómetro autoperfurador.

As razões para esta discrepância resultam das características do equipamento que tornam inviável a utilização da metodologia referida para materiais com K_0 relativamente baixos, significativamente inferiores à unidade. De facto, por definição:

$$p_0 = \overline{p_0} + \gamma_w \cdot \overline{h} = K_0 \cdot \sigma'_{v0} + \gamma_w \cdot h_w \tag{5.23}$$

com

$\overline{p_0}$ - leitura manométrica no aparelho pressiométrico,

$\overline{h}$ - altura da água do ponto de ensaio até ao nível do depósito,

h_w - altura piezométrica,

vindo então:

$$K_0 = \frac{\overline{p_0} + \gamma_w (\overline{h} - h_w)}{\sigma'_{v0}} \tag{5.24}$$

Admitindo, no extremo, que $\overline{p_0}$ será nulo e que o nível freático se encontra abaixo do ponto em análise ($\overline{h} = h + a$; h - profundidade do ponto de ensaio e a - altura do nível do reservatório até à superfície do terreno), obtém-se:

$$K_0 = \frac{\gamma_w (h + a)}{\gamma \cdot h} \tag{5.25}$$

Tomando $\gamma \cong 20\,\text{kN/m}^3$ e $\gamma_w \cong 10\,\text{kN/m}^3$, resulta que:

$$K_0 = 1/2 + 1/2 \cdot a/h \tag{5.26}$$

pelo que, nesta circunstância, se torna inviável a determinação de valores de K_0 abaixo de 0,5, mesmo considerando grandes profundidades. No Quadro 5.17 apresentam-se os resultados dos ensaios realizados utilizando a expressão (5.25).

Quadro 5.17 - Valores de K_0 deduzidos do PMT.

h(m)	$\overline{h}$ (m) (a = 1,00m)	h_w (NF:2,55m)	σ'_{v0} (kPa)	K_0
2,70	3,70	0,15	52,5	0,58
3,60	4,60	1,05	61,5	0,58

Nestes ensaios a percepção do valor de $\overline{p_0}$ era quase incipiente, pela natureza própria do terreno (com valores de K_0 mais baixos do que o permitido pelo aparelho) e pela falta de precisão dos manómetros de pressão, pelo que assim se sobrestimam os valores do coeficiente de impulso em repouso.

5.4.5 - Correlações dos parâmetros do PMT com os de ensaios de penetração (SPT; CPT)

Todos ensaios *in situ* da campanha principal foram realizados numa zona considerada relativamente homogénea (ver 3.2). No entanto, para o correlacionamento de parâmetros obtidos nos ensaios PMT com os dos ensaios de penetração (SPT e CPT) consideraram-se os relativos à zona circundante e que corresponde à sondagem *SP2*.

As correlações geralmente apresentadas na bibliografia assumem as seguintes formas: q_c / p_L^*; f_s / p_L^*; N_{60} / p_L^*; N_{60} / E_{pm}, definindo-se pressão limite efectiva por:

$$p_L^* = p_L - p_0' \tag{5.27}$$

Na Figura 5.31 apresenta-se as variações de q_c, N_{60} e p_L^* com a tensão vertical efectiva de repouso, enquanto na Figura 5.32 se mostra a mesma dependência para os valores de N_{60} e E_{pm}. Note-se que não se representou a variação de f_s com aquela tensão para não se sobrecarregar as figuras. As regressões de N_{60} e q_c com σ'_{v0} correspondem às expressões (5.2) e (5.8), respectivamente, enquanto $f_s / \sigma'_{v0} \equiv const = 7$. A definição das expressões de p_L^* e E_{pm} foram obtidas por regressão linear após análise criteriosa das heterogeneidades, que se reflectem em alguns desvios assinalados naquelas figuras. São, assim:

$$p_L^*(\text{kPa}) = 270 + 14{,}5 \cdot (\sigma'_{v0}, \text{kPa}) \tag{5.28}$$

$$E_{pm}(\text{MPa}) = 7{,}9 + 0{,}686 \cdot (\sigma'_{v0}, \text{kPa}) \tag{5.29}$$

e podem constituir referência para a avaliação paramétrica noutros locais do maciço em análise, em particular na zona adjacente à sapata.

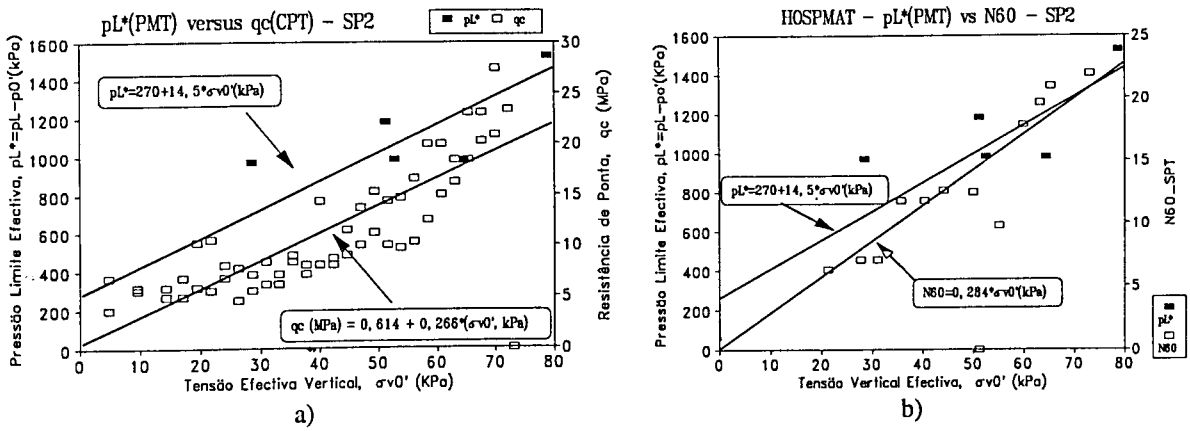


Figura 5.31 - Ensaios PMT na adjacência de *SP2*. Variação de: a) q_c e p_L^* com σ'_{v0}; b) N_{60} e p_L^* com σ'_{v0}.

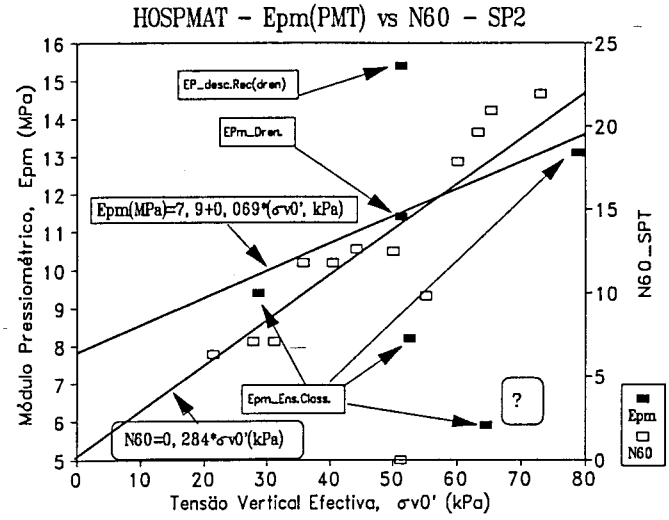


Figura 5.32 - Ensaios PMT na adjacência de *SP2*. Variação de N_{60} e E_{pm} com σ'_{v0}.

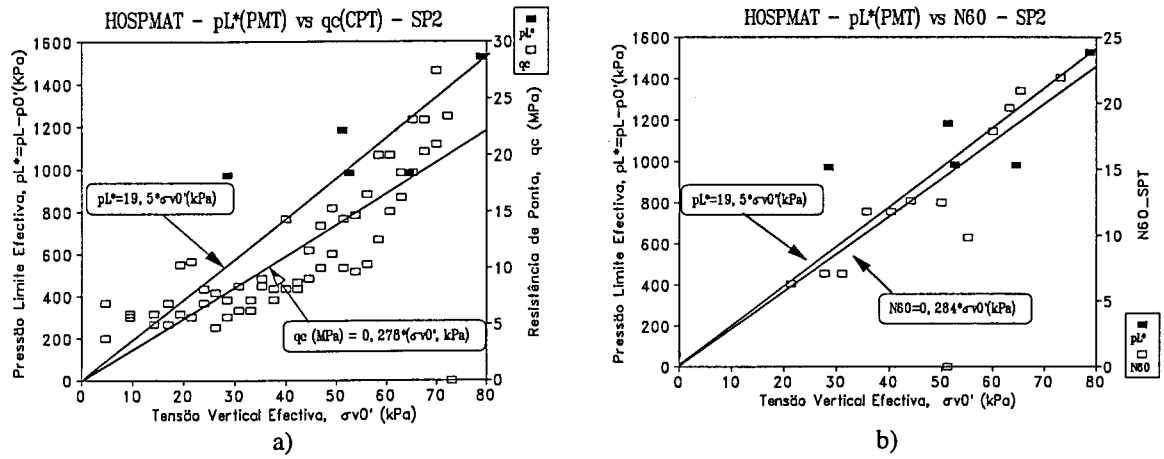


Figura 5.33 - Ensaios PMT (*SP2*). Variação de: a) q_c e p_L^* com σ'_{v0}; b) N_{60} e p_L^* com σ'_{v0}, forçando a origem.

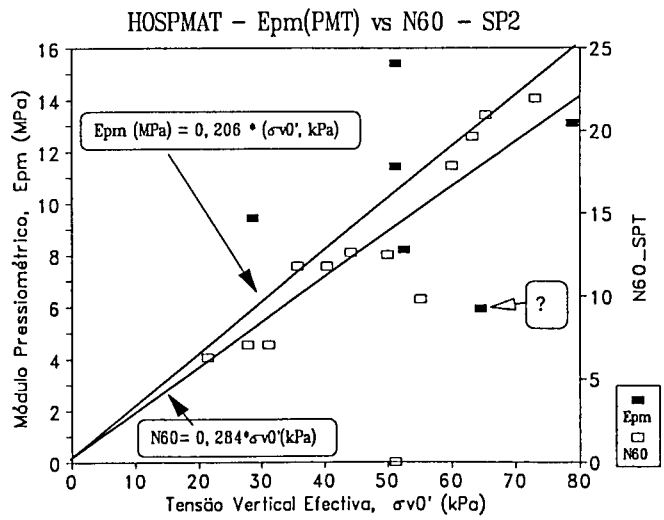


Figura 5.34 - Ensaios PMT (*SP2*). Regressão de N_{60} e E_{pm} com σ'_{v0}, forçando a origem.

A fim de avaliar a adaptação das correlações obtidas entre os parâmetros referidos às propostas na bibliografia, estabeleceram-se regressões com imposição de origem a zero para σ'_{v0} e os quatro parâmetros N_{60}, q_c, p_L e E_{pm}, tendo-se obtido as leis expressas na Figura 5.33, no que respeita aos três primeiros parâmetros e na Figura 5.34 para o último.

Os valores dos factores de correlação estão indicados no Quadro 5.18, onde se apresentam também as referências bibliográficas que serviram de padrão de comparação.

Quadro 5.18 - Relações indicativas entre SPT, CPT e PMT para o local de correlacionamento (saprólito do Porto).

	Valores obtidos	Referências bibliográficas para solos sedimentares mais consonantes		Referências para solos residuais (Rocha Filho, 1991)
q_c / p_L^*	14,3	5-12 Areias com cascalho (Baguelin *et al.*, 1978)	9 Areias (Briaud, 1992)	Saprólitos de gnaisse e liptinito N_{60} / E_{pm} = 0,8 -2, 8 (E_{pm} - carregamento virgem) N_{60} / E_{pmdr} = 0,4 - 0,7 (E_{pmdr} - descarga-recarga) PUC/RJ
f_s / p_L^*	0,390	0,182 Areias (Briaud, 1992)	0,250 Argilas (Briaud, 1992)	
N_{60} / p_L^* (MPa)	14,6	21 Areias (Briaud, 1992)	(21) - 18 (Areias) - Argilas plásticas (Gonin *et al.*, 1992)	
N_{60} / E_{pm} (MPa)	1,4	2,6 Areias (Briaud, 1992)	1,6 - 1,9 Argilas plásticas - mangas (Gonin *et al.*, 1992)	
E_{pm} / p_l^*	10,6	> 10 Areias densas (Cassan, 1978)	7 - 12 (8) Areias (Briaud, 1992)	
$E_{pmdr} / E_{pm}(\alpha)$ (*)	1,4–1,9	3,6 Argilas (Briaud, 1992)		

(*) Razão entre o módulo de descarga-recarga no mesmo ensaio e no ensaio correspondente (à mesma cota).

Destes valores indiciais podem-se tirar algumas conclusões em relação aos solos de referência.

As relações de q_c / p_L^* que mais se ajustam a este solo residual são as referentes a materiais arenosos grosseiros, embora ainda que aquém da relação observada. Este facto poderá revelar que a avaliação da resistência pelo ensaio pressiométrico - traduzida por p_l^* - fica aquém da resistência real do maciço enquanto a do CPT envolve rotura do mesmo. Esta constatação corrobora anteriores conclusões quanto à subestimação dos parâmetros de

resistência a partir da pressão limite do pressiómetro e é claro reflexo das diferenças de trajectórias de tensões induzidas pelos dois tipos de ensaio.

As relações de f_s / p_L^* parecem ser granulometricamente incongruentes com o tipo de solo presente. De facto, os valores de referência que mais se aproximam são os relativos a materiais coesivos e muito mais elevados que os arenosos. Esta tendência corrobora a ideia de que o atrito lateral desenvolvido num processo de penetração é fortemente condicionado pela componente micácea destes solos, com reflexos em valores elevados de f_s. Para além disso, mantém-se válida a afirmação de subestimação da resistência a partir de p_L, referida anteriormente.

As relações entre N_{60} e p_L^* ou E_{pm} são mais próximas de materiais coesivos e menos típicas de solos sedimentares arenosos. Este facto, revela uma eventual "hipersensibilidade" destes materiais de cimentação estrutural a acções dinâmicas (típicas do SPT) com subestimação dos parâmetros reais de resistência e de rigidez através deste tipo de solicitação. Estes factos são consistentes com anteriores conclusões sobre a relação q_c / N_{60}, que nestes materiais é mais elevada que a granulometricamente correspondente em solos sedimentares. Note-se ainda que estes resultados são consistentes com os obtidos por Rocha Filho (1991) em ensaios sobre solos saprolíticos de gnaisse e liptinito no Brasil e reforçam aquelas conclusões. O mesmo autor apresenta valores duas a quatro vezes mais baixos se os módulos pressiométricos forem determinados em ciclos controlados de descarga e recarga.

O índice classificativo E_{pm} / p_L^* é consistente com a natureza granular deste tipo de solo mas deve ser visto com as reservas que advêm da indefinição da resistência calculada do parâmetro p_L^*. Visto por si só, pode indicar o tipo de material mas não é indiciador de uma relação realista entre rigidez e resistência. No entanto, dado que a estrutura cimentada destes solos confere simultaneamente acréscimos de rigidez e resistência, é compreensível que esta relação se situe na classe dos materiais arenosos densos e antigos.

O valor de α (E_{pmdr} / E_{pm}) foi atrás considerado como um bom reflexo do proposto para correcção de assentamentos em fundações superficiais quando se usa o módulo virgem de Ménard (E_{pm}) - prática corrente. Ao contrário dos materiais arenosos, a relação E_{pmdr} / E_{pm} é considerada bastante baixa (embora a indicação seja neste caso limitada a um só ensaio). Este facto parece revelar que, mesmo quando realizados a baixos níveis de tensão induzida, os ciclos de descarga-recarga não reflectem o comportamento elástico deste material, pois o processo de préfuração induz pequenos mas suficientes níveis distorcionais para desestruturar o material que plastifica relativamente cedo. Um indicativo desta tendência

é a relação entre o módulo distorcional obtido por este ensaio e o deduzido do ensaio sísmico entre furos (ver 5.6), para o mesmo nível de tensão efectiva vertical de repouso:

$$E_0 = (18 \text{ a } 20) \cdot E_{pmdr} \tag{5.30}$$

o que reflecte que o módulo pressiométrico de descarga e recarga está longe de representar o comportamento verdadeiramente elástico do material em saprólitos jovens de baixa cimentação e especialmente sensíveis ao processo de préfuração.

Viu-se, contudo, na análise da resposta deformacional do ensaio da sapata protótipo que, apesar da plastificação do solo antes de se proceder ao ciclo de descarga-recarga, o módulo pressiométrico dele inferido, representa significativamente o módulo retroanalisado pela expressão da Teoria de Elasticidade do ensaio da sapata para condições pseudo-elásticas.

A finalizar estas considerações sobre o correlacionamento entre parâmetros de ensaios de PMT e de penetração, apresentam-se as expressões deduzidas com base nas regressões com o nível de tensão efectiva vertical atrás referidas.

$$p_L^* = 236{,}5 + 0{,}0546 \cdot q_c \tag{5.31}$$

$$p_L^* = 270 + 51{,}1 \cdot N_{60}, \qquad p_L^* \text{ em kPa} \tag{5.32}$$

$$E_{pm} = 7{,}900 + 0{,}24 \cdot N_{60}, \qquad E_{pm} \text{ em MPa} \tag{5.33}$$

este último deduzido dos módulos clássicos na zona rectilínea virgem.

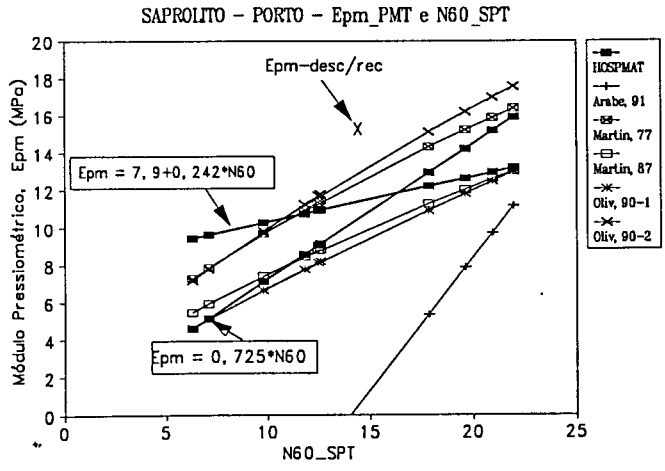


Figura 5.35 - Enquadramento das relações obtidas com propostas deduzidas para solos residuais de diferentes origens (Rocha Filho, 1991).

Esta última relação é, pela natureza constitutiva do ensaio, a que mais tem sido objecto de referências bibliográficas para caracterização da resposta deformacional de maciços de suporte de fundações, em particular em classes do tipo residual. (ver Quadro 2.12). Na Figura 5.35 faz-se o enquadramento dessas propostas com os presentes resultados ($5 < N_{60} < 25$).

Das propostas bibliográficas as que melhor se correlacionam com as relações obtidas são :

- pelo limite inferior, a de Árabe (1991) baseada em ensaios no campo experimental da PUC/RJ ($2 < N_{SPT} < 17$) em saprólitos gnaissicos:

$$E_{pm}\,(\text{MPa}) = 1{,}42 \cdot N_{SPT} - 20 \quad (1^{\circ}\text{ carregamento}) \tag{5.34}$$

$$E_{pm}\,(\text{MPa}) = 2{,}70 \cdot N_{SPT} - 9{,}67 \quad (2^{\circ}\text{ carregamento}) \tag{5.35}$$

- pelo limite superior, as de Martin (1977, 1987) retiradas de, respectivamente, 120 e 459 ensaios em solos saprolíticos de micaxisto e gnaisse:

$$E_{pm}\,(\text{MPa}) = 2{,}2 \cdot N^{0{,}65} \quad (1977) \tag{5.36}$$

$$E_{pm}\,(\text{MPa}) = 1{,}5 \cdot N^{0{,}70} \quad (1987) \tag{5.37}$$

Parece, assim, que a expressão mais englobante de Martin (1987) poderá representar com alguma substancialidade o caso em análise, desde que corrigido o valor de N em termos energéticos (relembre-se que a energia - embora não explicitamente especificadas no trabalho referido - dos equipamentos de SPT nos EUA é de $E_r = 72\%$). Assim, a relação esperada para o tipo de saprólito em análise será:

$$E_{pm}\,(\text{MPa}) = 1{,}5 \times \left(\frac{N_{60}}{72} \times 60\right)^{0{,}70} = 1{,}32 \times N_{60}^{0{,}70} \quad (5 < N60 < 25) \tag{5.38}$$

5.5 -PRESSIÓMETRO AUTOPERFURADOR DE CAMBRIDGE (SBPT)

5.5.1 - Preparação dos ensaios

Na zona seleccionada do campo experimental que se vem analisando, em dois pontos adjacentes à sapata instrumentada e aos restantes ensaios descritos, foram efectuados, a duas profundidades, ensaios com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge, propriedade do LNEC. O Quadro 5.19 resume as condições dos ensaios.

Quadro 5.19 - Ensaios com o pressiómetro autoperfurador (SBPT).

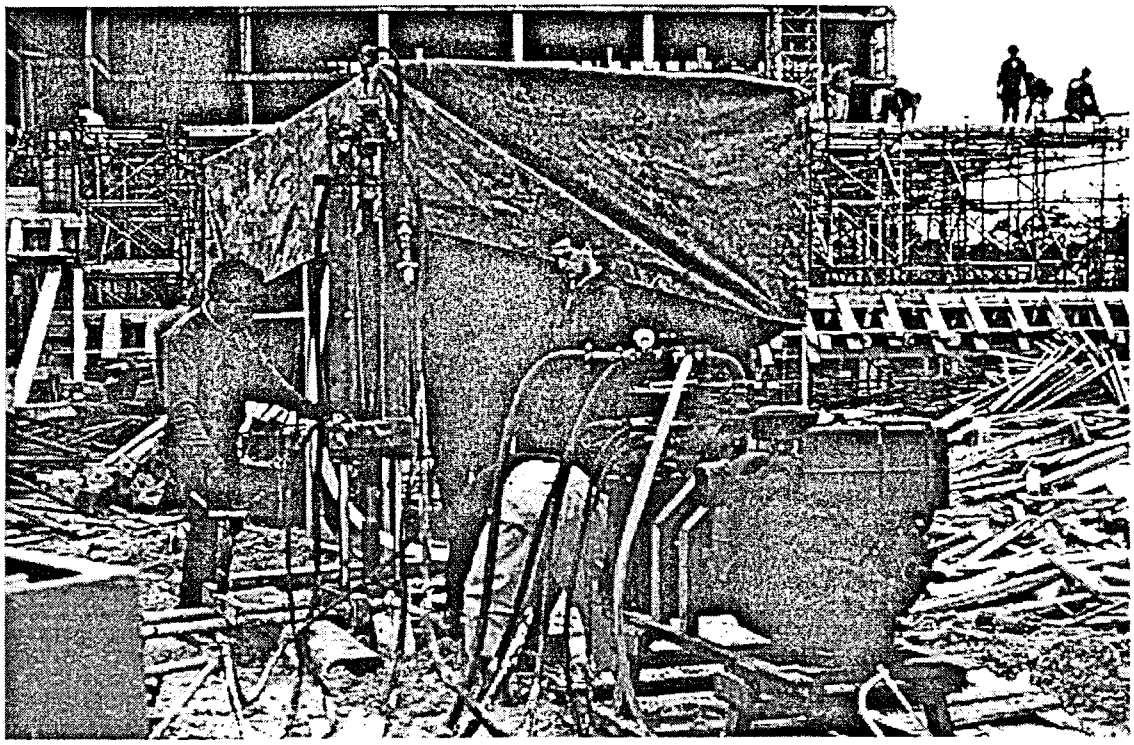
Ponto de ensaio	Profundidade (m)	N.F. (m)	Tipo de ensaio	Designação
SBP1	2,40	1,00	tensão controlada	*1A1*
	4,50		deformação controlada	*102*
SBP2	2,70	1,00	deformação controlada	*201*
	4,70		tensão controlada	*2A2*

Os ensaios foram realizados por uma equipa do Núcleo de Fundações do LNEC. No apoio à montagem e furação contou-se com a colaboração da empresa Teixeira Duarte que, em convénio com o LNEC, possui o equipamento para apoio à furação. Na Figura 5.36 apresentam-se algumas fotografias ilustrativas das fases dos ensaios realizados.

A furação foi realizada continuamente, ou seja, não houve préfuração até níveis mais próximos da cota de ensaio, por estarem envolvidas profundidades relativamente baixas e se ter conseguido um bom rendimento no processo. Houve contudo o cuidado de remover a camada superficial, impregnada de detritos. Antes da introdução do torpedo foram feitas as verificações de fugas e estabilidade eléctrica e adoptaram-se os dados da calibração previamente realizada em laboratório (LNEC). A posição do desagregador dentro do anel cortante do extremo do torpedo é ajustada em função do tipo de solo. Assim, tratando-se de um maciço residual com algumas partículas grosseiras, optou-se por posicionar o desagregador o mais baixo possível, embora não abaixo da extremidade do anel cortante. Tendo sido observada criteriosamente a água de retorno, constatou-se que esta trazia, em suspensão, as partículas individualizadas, ou seja, sem blocos. Não houve também sinais de sobrefuração, como seja o afluxo da solução pelo exterior do torpedo, pelo que as velocidades de rotação do bisel e de avanço do torpedo adoptadas foram consideradas apropriadas.

5.5.2 - Metodologia dos ensaios pressiométricos realizados

Uma vez colocado o torpedo na posição de ensaio, a técnica adoptada para aplicação de carga foi mista, ou seja, em dois ensaios optou-se por tensão controlada no tempo e nos outros dois por deformação controlada no tempo. O sistema usado, desenvolvido pela empresa "Cambridge *in situ*", permite esse controlo automático e a oportunidade de testar a sensibilidade deste material ao tipo de metodologia. Os tempos de ensaio de cada um dos testes realizados estão indicados no Quadro 5.20.



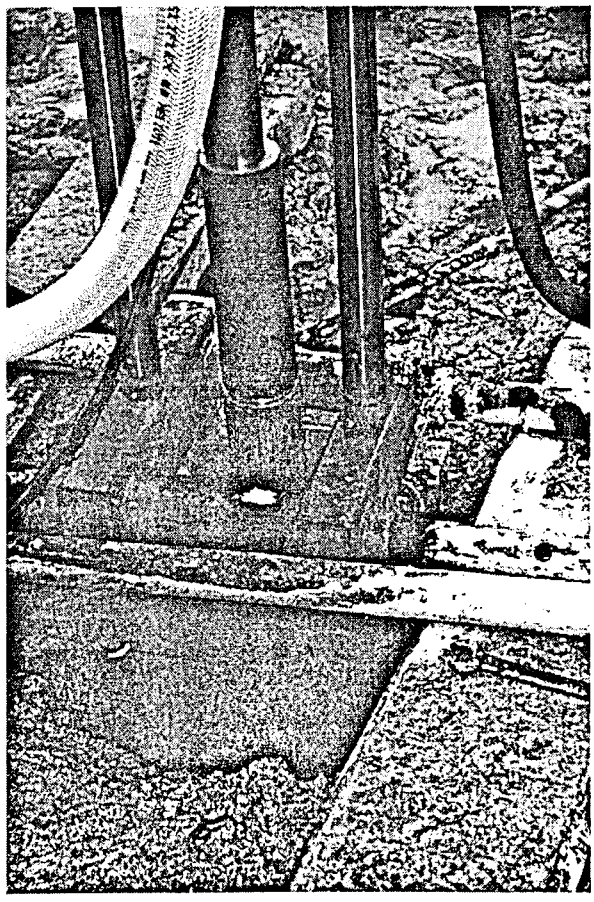


Figura 5.36 - Execução de ensaios com o SBPT.

Quadro 5.20 - Tipos de controlo e tempos dos ensaios SBPT realizados.

Ensaio	Tipo de carregamento	Tempo total (min:seg)	Tempo (min:seg) até $p_{total_{máx}}$
1A1	Tensão controlada	20:00	8:50
102	Deformação controlada	43:40	12:50
201	Deformação controlada	43:50	7:50
2A2	Tensão controlada	17:30	6:40

Verifica-se que, embora os tempos totais de ensaio sejam manifestamente distintos nos dois tipos de controlo, os tempos decorridos até à rotura ($p_{total_{max}}$) são relativamente próximos, o que sugere que as condições de drenagem correspondentes terão sido similares. A observação das curvas de deformação *versus* pressões total e efectiva denota uma clara indução de excessos de pressões neutras durante a fase de carregamento (Figuras 5.36). As condições de saturação (os ensaios foram realizados abaixo do nível freático) e a rapidez do carregamento (sem preocupação de garantir drenagem) colocam cada ensaio na condição de "parcialmente drenado". Apesar disso, é prática corrente recorrer às metodologias de interpretação de resultados do pressiómetro, considerando critérios de constância volumétrica (ver 2.7.2), sem, no entanto, deixar de ser relevadas as reservas relativas à consideração dos parâmetros assim deduzidos como representativos do comportamento dilatante do solo em análise.

5.5.3 - Diagramas de ensaio

Na Figura 5.37 apresentam-se as curvas corrigidas (calibradas) das pressões *versus* deformações cilíndricas (ε_c) ou de Cauchy. Como se pode constatar, os ensaios de tensão controlada (*1A1*, *2A2*), mais rápidos globalmente por terem maiores cadências de deformação nas zonas de estabilização das tensões, não permitiram a realização de descargas em estágios mais baixos, inviabilizando um estudo comparativo entre os valores da rigidez em diferentes níveis deformacionais (estudo da perda da rigidez "pseudo-elástica" com a desestruturação induzida pela aplicação de novos estados de tensão-deformação). Pelo contrário, os ensaios com deformação controlada (*102*, *201*) são passíveis de mais fácil intervenção no tempo e permitiram ciclos de descarga e recarga intermédios, o que viabiliza uma abordagem preliminar desta sensibilidade. Note-se ainda que estes últimos são ensaios mais lentos (de velocidade definida pela experiência do operador) o que os coloca ainda mais em condições de drenagem parcial.

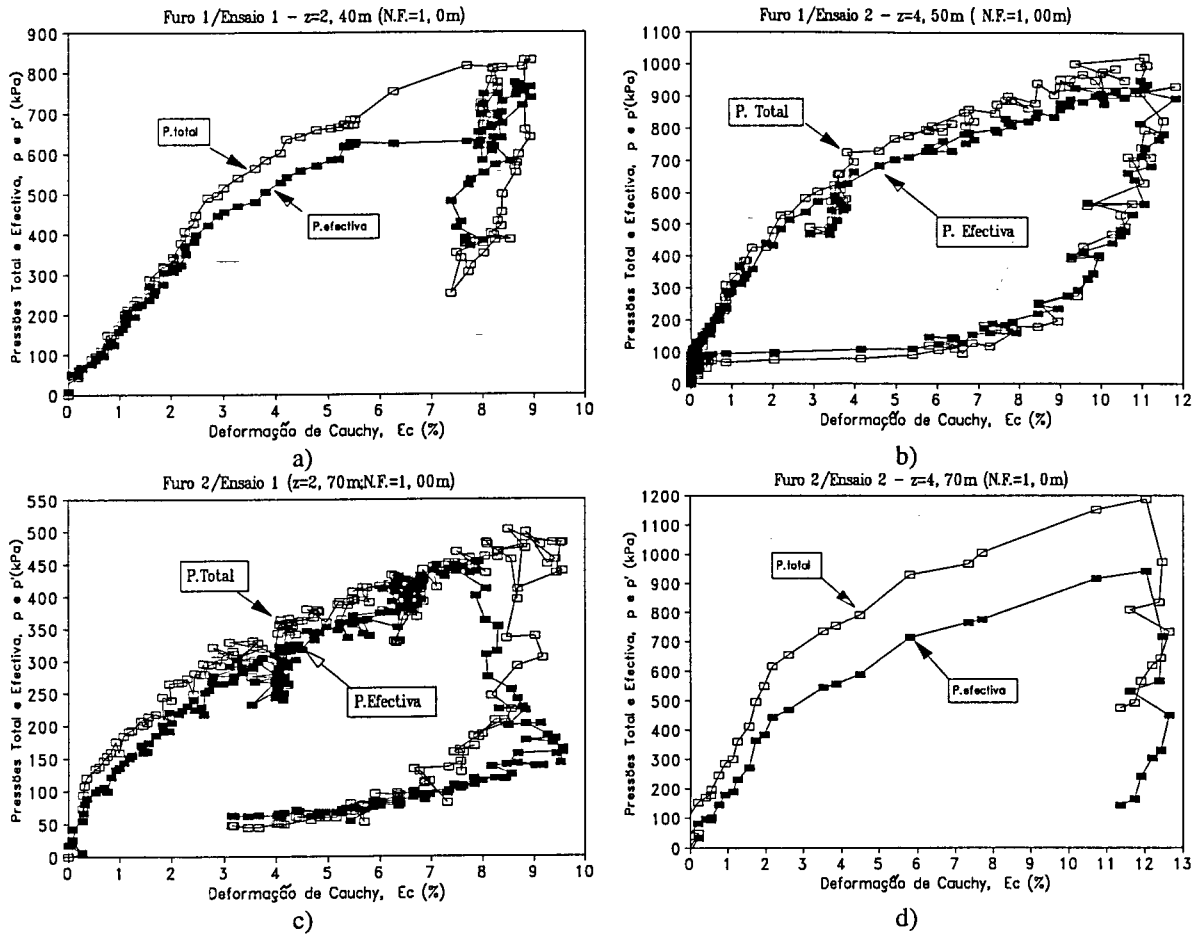


Figura 5.37 - Curvas obtidas dos ensaios SBPT: a) *1A1*; b)*102*; c) *201*; d) *2A2*.

Para além das curvas tensão-deformação obtidas directamente do ensaio, é interessante analisar as curvas que resultam da aplicação da técnica de Palmer (1972), descrita em 2.7.2 (Figura 5.38). Esta formulação permite recolher informação qualitativa mais consistente acerca do comportamento elasto-plástico do solo assim solicitado.

Assim, procurou-se modelar as curvas pressiométricas a fim de se obter uma relação entre a tensão de desvio e a distorção. Segundo Palmer (1972) a tensão de desvio, se admitidas grandes deformações, pode ser deduzida a partir da expressão (2.81). A representação directa dos pontos assim definidos tem uma muito forte dispersão pelo facto de a oscilação deste incremento ser elevada e reflexo da oscilação eléctrica do próprio equipamento. Para as obviar, optou-se por uma modelação do tipo hiperbólico para o que se usou os valores da regressão do troço mais suave na representação de ε_c / p *versus* ε_c. Na Figura 5.39 apresentam-se os parâmetros dessa modelação, podendo constatar-se uma muito razoável linearização da resposta em troços intermédios da curva pressiométrica.

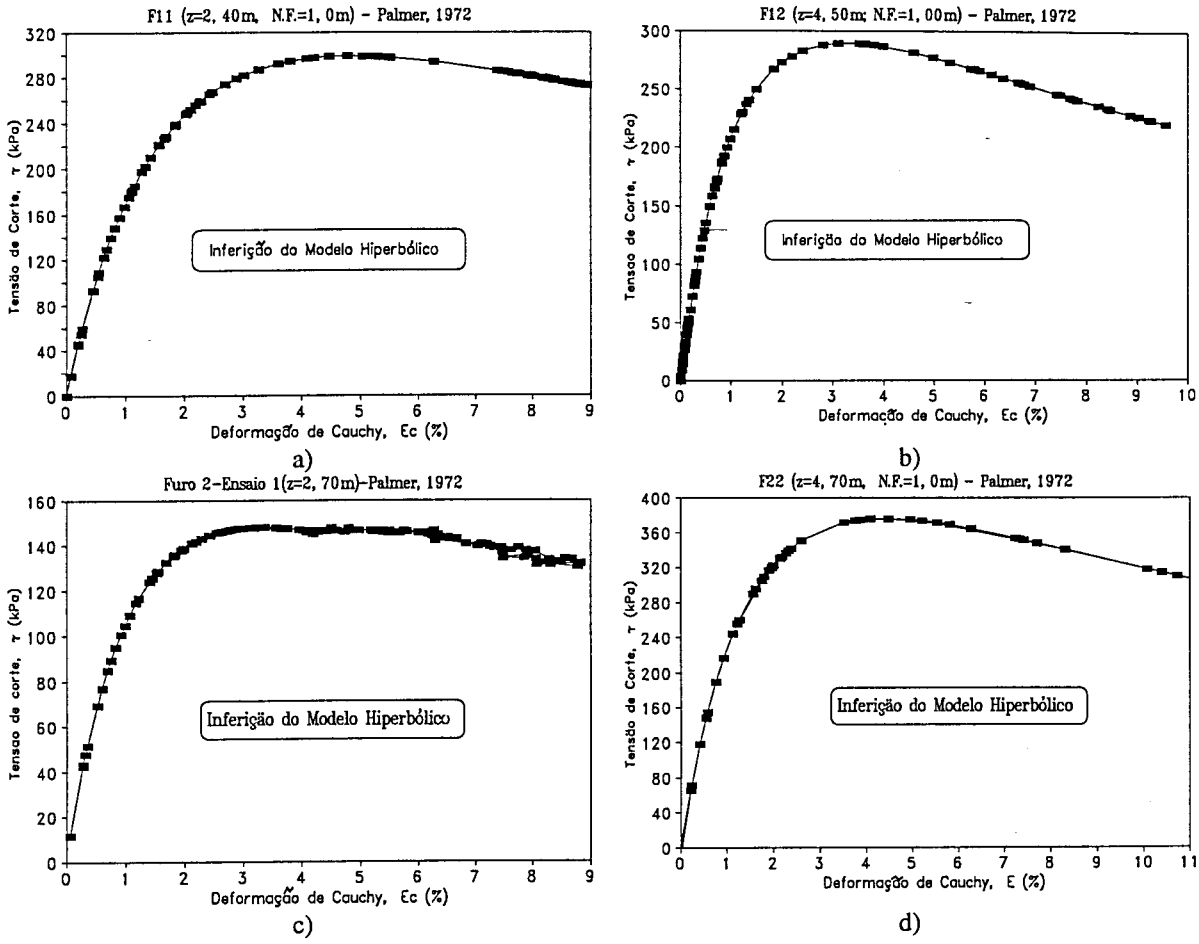


Figura 5.38 - Curvas do SBPT corrigidas segundo Palmer (1972): a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*.

De facto, com base nos valores dos parâmetros hiperbólicos, foi avaliada a tensão de desvio a partir da expressão:

$$\tau = \frac{a \cdot \varepsilon_c}{\left(a + b \cdot \varepsilon_c\right)^2} \tag{5.39}$$

tendo-se obtido uma boa suavização das curvas desejadas, como se constata na Figura 5.38.

Das curvas de modelação de Palmer pode-se concluir que:

(i) embora a não linearidade real não seja traduzida nesta modelação simplificada, verifica-se que o comportamento deste material é bastante rígido e razoavelmente linear até níveis elevados de tensão de desvio (2/3 de $\tau_{máx}$) - esta questão será abordada em 5.5.4.2;

(ii) os máximos da tensão de desvio ("pico") são atingidos para valores relativamente moderados da deformação cilíndrica $\left(\varepsilon_c \cong 3{,}0-4{,}5\%\right)$;

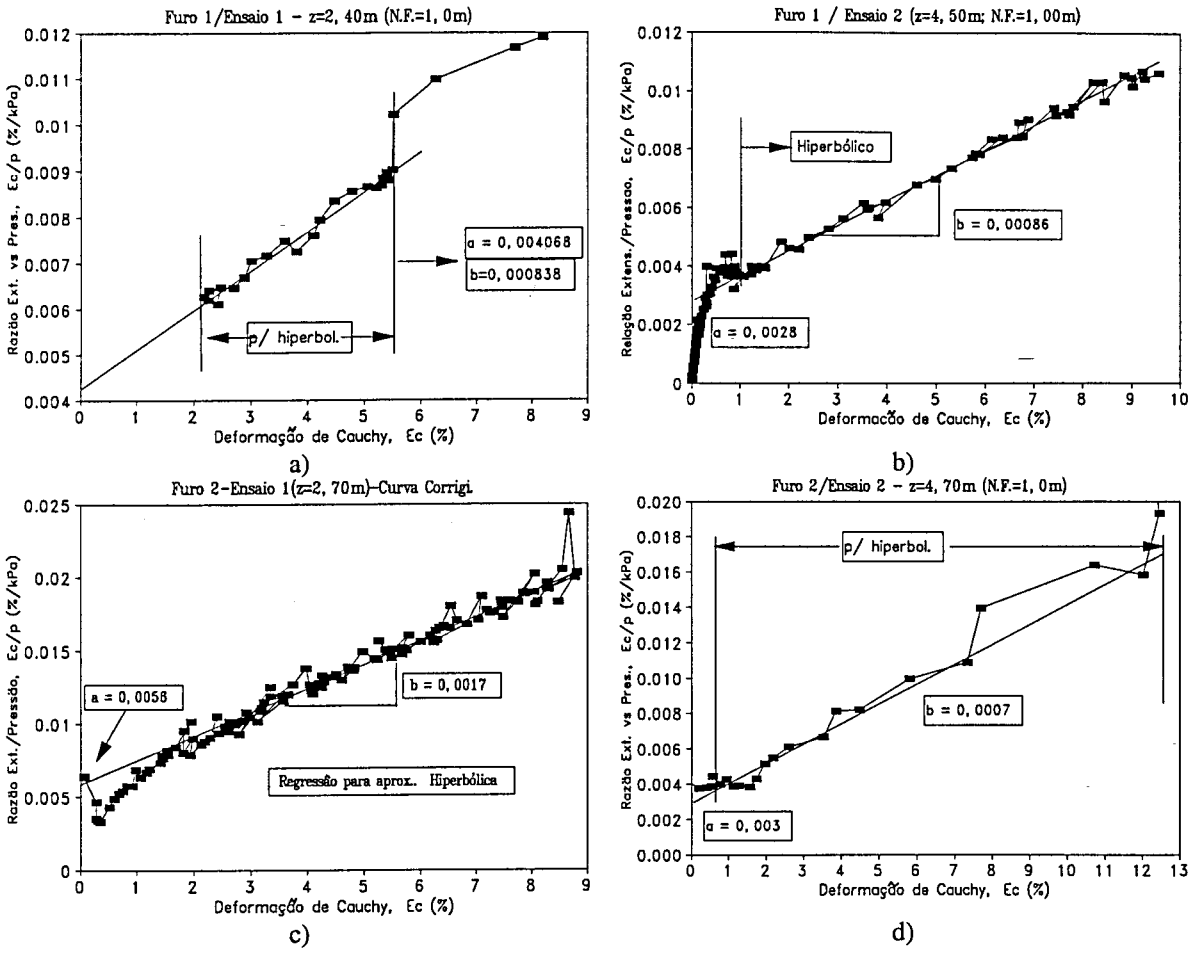


Figura 5.39 - Modelação hiperbólica da representação de Palmer (1972): a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*.

(iii) há uma tendência para amolecimento pós-pico em todos os ensaios, à excepção do ensaio *102*; este, aliás, apresenta valores baixos da tensão de corte máxima, o que parece indicar que terá havido alguma perturbação no processo de furação e na execução do próprio ensaio ou, hipótese menos favorável atendendo ao enquadramento dos restantes ensaios, ter envolvido alguma heterogeneidade natural;

(iv) o comportamento associado à rotura não é tão frágil quanto o revelado em materiais residuais maduros - laterites (Smith, 1980), o que não é de estranhar atendendo à cimentação primária e não muito forte dos solos saprolíticos;

(v) o comportamento pós-pico apresenta uma tendência própria de materiais com endurecimento em trabalho plástico, ou seja, não há grande decréscimo da pressão após se atingir o seu valor máximo; os baixos valores da taxa de decréscimo $d\tau / d\varepsilon$ traduzem esta tendência: o material possui uma matriz fina caulinítica com alguma impregnação de sesquióxidos, de estrutura muito floculada, sendo pouco provável que estas formações soltem minerais argilosos sensíveis à água que, nessas condições, confeririam um comportamento do tipo argiloso

(amolecimento); de facto, neste solo, as tensões parecem actuar sobre configurações mais densificadas, podendo mesmo ocorrer, em níveis altos de deformação, um pequeno aumento da pressão cilíndrica (até deformações de 10% e maiores).

No Quadro 5.21 apresentam-se os valores máximos das tensões distorcionais obtidas, bem como os módulos de distorção tangentes iniciais que serão comparados com os módulos de descarga e recarga em 5.5.4.2.

Quadro 5.21 - Valores máximos da tensão distorcional e módulos tangentes iniciais da modelação hiperbólica (Palmer, 1972).

Ensaio	σ'_{v0}(kPa)	τ_{max}(kPa)	ε_c(%)	G_{tan_ini} (MPa)
1A1	48,0	299	4,78	25
102	90,0	289	3,09	36
201	54,0	148	3,78	17
2A2	94,0	375	4,09	45

5.5.4 - Parâmetros deduzidos dos resultados dos ensaios SBPT

5.5.4.1 - Coeficiente de impulso em repouso (K_0)

Uma das potencialidades deste ensaio é a possibilidade de se determinar com boa fiabilidade a tensão horizontal de repouso, logo os coeficientes de impulso em repouso do maciço.

Em 1.4 foram tecidas algumas considerações sobre as implicações do processo de alteração dos maciços rochosos no valor deste coeficiente, particularmente à luz das hipóteses de Vaughan e Kwan (1984) que interpretam o enfraquecimento de ligações estruturais à luz da teoria de elasticidade.

Dos ensaios realizados, procurou-se avaliar a tensão horizontal de repouso pelo valor correspondente ao "lift-off", ou seja, ao ponto para o qual o valor de deformação lido é efectivamente o de expansão da cavidade cilíndrica. Este ponto pode ser estimado a partir da curva pressão *versus* expansão cilíndrica ou pela leitura directa das extensões radiais nos três sensores a 120°.

Na Figura 5.40 apresentam-se pormenores das curvas de pressão *versus* deformação nos três sensores, obtidas dos 4 ensaios realizados.

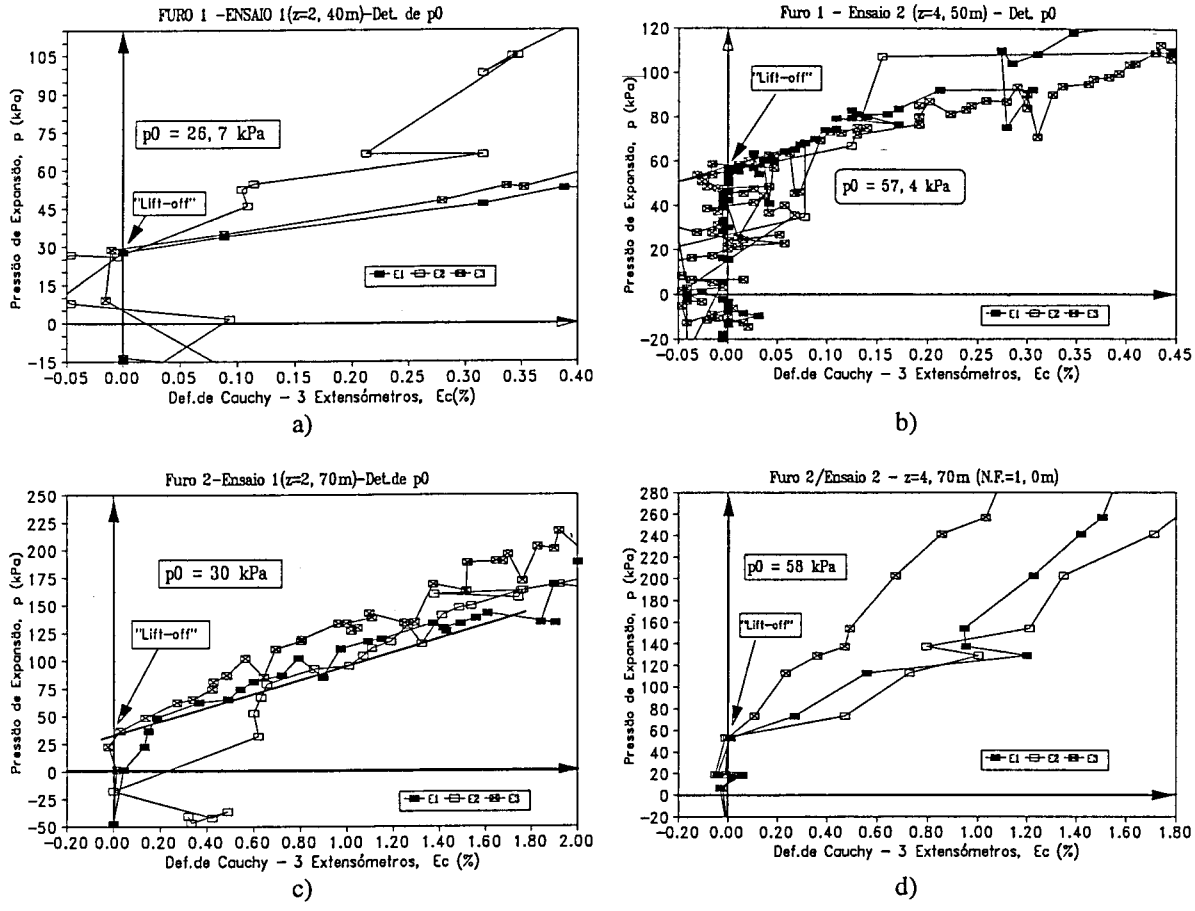


Figura 5.40 - Respostas iniciais das curvas pressiométricas ("lift-off") para os três sensores a 120°: a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*.

Pode-se verificar uma certa convergência dos valores da pressão de início de expansão nos três extensómetros, o que traduz boa furação (integridade) e homogeneidade do próprio maciço. Os extensómetros que responderam mais cedo poderão ter envolvido bolsas enfraquecidas mas localizadas, pelo que se considerou a resposta de conjunto, linearizando-a pelos valores obtidos após estes trechos iniciais, provavelmente afectados por algum remeximento localizado.

No Quadro 5.22 apresenta-se um resumo dos valores da pressão total horizontal (pressão cilíndrica corrigida) e os respectivos valores deduzidos para K_0.

Quadro 5.22 - Tensão horizontal de repouso e valores deduzidos para o coeficiente de impulso em repouso

Ensaio	Prof.(m)	$\sigma_{v0}(kPa)$	$\sigma'_{v0}(kPa)$	$p_0 = \sigma_{h0}(kPa)$	$\sigma'_{h0}(kPa)$	K_0
1A1	2,40	48,0	34,3	26,7	13,0	0,38
102	4,50	90,0	55,7	57,4	23,1	0,41
201	2,70	54,0	37,3	30,0	13,3	0,36
2A2	4,70	94,0	57,7	58,0	21,7	0,38

Nota: - N.F. a 1,00 m de profundidade; $\gamma = 20\,\text{kN/m}^3$.

O valor médio do coeficiente de impulso em repouso é, assim, de:

$$\overline{K_0} = 0,38$$

Antes de analisar estes resultados deve-se ter em conta o facto de a plataforma de ensaio ter sido escolhida após uma escavação geral do terreno natural, passando a superfície da cota 70 (correspondente, muito provavelmente, à máxima cota já alguma vez atingida pela superfície do maciço alterado) para a cota média 66, a que corresponde, portanto, um alívio da tensão vertical geoestática de cerca de:

$$\Delta\sigma'_v \cong \gamma \cdot \Delta h = 20 \cdot 4 = 80\,\text{kPa}$$

Segundo Rocha Filho (1985), nestas circunstâncias, e tendo em consideração o alívio de tensões verticais referido, o valor de K_0 deve ser definido por:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h(z) + \Delta\sigma'_h(e)}{\sigma'_v(z) + \Delta\sigma'_v} \tag{5.40}$$

sendo $\sigma'_h(z)$ e $\sigma'_v(z)$ os valores actuais das tensões efectivas de repouso, isto é, σ'_{h0} e σ'_{v0} (ver Quadro 5.21), e $\Delta\sigma'_h(e)$ - o termo "e" corresponde à hipótese elástica - e $\Delta\sigma'_v$ os alívios de tensões efectivas horizontal e vertical, respectivamente, resultantes da escavação. O valor de $\Delta\sigma'_h(e)$ pode ser considerado igual a:

$$\Delta\sigma'_h(e) = \frac{\upsilon}{1-\upsilon} \cdot \Delta\sigma'_v \tag{5.41}$$

(Wroth, 1975, admite acréscimos elásticos (e) para solos com OCR≤4)

Admitindo o acréscimo da tensão vertical efectiva atrás definido, o nível freático constante a 1,0 m de profundidade e considerando o coeficiente de Poisson elástico determinado em ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas igual a 0,26, obtém-se:

$$\Delta\sigma'_h(e) = \frac{0,26}{1-0,26} \cdot \Delta\sigma'_v = 0,35 \cdot 80 = 28\ \text{kPa}$$

No Quadro 5.23 apresentam-se os valores de K_0 originais deduzidos pela expressão (5.40), a que corresponde um valor médio de 0,36, muito próximo, pois, do determinado no maciço escavado, permitindo admitir este último como representativo da situação actual.

Quadro 5.23 - Valor de K_0 antes da escavação de 4 m do terreno natural para a cota de construção.

Ensaio	$p_0' = \sigma'_{h0}(kPa)$	$\sigma'_{v0}(kPa)$	$K_0 = \frac{\sigma'_{h0} + 28^{(*)}}{\sigma'_{v0} + 80}$
1A1	13,0	34,3	0,36
102	23,1	55,7	0,38
201	13,3	37,3	0,35
2A2	21,7	57,7	0,36
			$\overline{K_0} = 0,36$

(*) hipótese de relaxamento elástico da tensão horizontal com a escavação.

Refira-se que o valor de K_0 foi estimado em ensaios de laboratório (triaxiais com recurso a instrumentação radial - Capítulo 6) tendo-se obtido valores bastante concordantes com os que acabam de ser apresentados.

A consistência destas determinações permite afirmar que este ensaio pressiométrico com autoperfuração garante suficiente indeformabilidade da estrutura deste tipo de materiais e é uma via credível para a determinação do coeficiente de impulso em repouso. Esta possibilidade também resulta do facto da componente coesiva (ainda que baixa) ser suficiente para manter a estabilidade da estrutura cimentada durante os processos de preparação dos ensaios, muito particularmente das amostras para ensaios triaxiais.

5.5.4.2 - Módulos de deformabilidade deduzidos do SBPT

Na Figura 2.3 foram enquadrados os vários ensaios em relação ao nível tensão--deformação mobilizado nas condições de execução de cada um, tendo-se reflectido, então, sobre a impossibilidade de, mesmo em ensaios tão cuidadosamente implementados com o SBPT, estimar os módulos distorcionais puramente elásticos dos solos ensaiados, em particular, dos residuais. Mesmo a implementação de ciclos de descarga-recarga em níveis muito baixos de deformações não é suficiente para evitar a perda de rigidez associada à perturbação da introdução de uma sonda pressiométrica no interior do maciço.

Foi então referido que nos ensaios de expansão, em especial em condições parcialmente ou totalmente drenadas, os valores das deformações distorcionais crescem rapidamente com a pressão de expansão da cavidade, plastificando muito cedo os solos mais sensíveis envolvidos por um carregamento deste tipo, sendo, assim, os módulos determinados (mesmo em ciclos de descarga-recarga realizados em níveis baixos de tensão induzida) substancialmente menores do que o valor de G_0 (elástico). É, no entanto, de excepcional interesse a avaliação dos módulos pressiométricos de descarga-recarga por traduzirem muito convenientemente as respostas deformacionais em fundações directas sujeitas a condições de serviço correspondentes a coeficientes de segurança globais mais altos.

Nos ensaios realizados foram implementados ciclos de descarga-recarga que procuraram cumprir as condições de amplitude geralmente indicadas como limite para reprodução desse módulo pseudo-elástico, ou seja, não ultrapassar o valor de:

$$\Delta p \leq 2 \cdot c_u \tag{5.42}$$

$$\Delta p \leq \frac{2 sen \phi'}{1 + sen \phi'} \cdot (p - u_0)_{máx} \tag{5.43}$$

em condições não drenadas ou em condições drenadas, respectivamente, sendo ϕ' o ângulo de atrito, c_u a resistência não drenada e p a pressão de início da descarga.

Na Figura 5.41 representam-se os ciclos realizados e indicam-se os valores respectivos dos módulos distorcionais estimados. É de notar que não ocorreu histerese significativa nestes ciclos, o que é um indício da reduzida importância da fluência associada a plastificações volumétricas. Na terceira coluna do Quadro 5.24 resumem-se os valores dos módulos referidos, sendo apresentados na quarta coluna os obtidos a partir dos diagramas da Figura 5.38 referentes à formulação de Palmer.

Quadro 5.24 - Módulos de distorção de descarga-recarga e tangentes iniciais de modelação hiperbólica de Palmer. Ensaios SBPT.

Ensaio	σ'_{v0} (kPa)	G_{dr} (MPa)	G_{ti} (MPa) hiperbólico, form. de Palmer (1972)	$G_{sec,i}$ (MPa) - form. de Jardine (1992)
1A1	34,3	35,6	25	62-68
102	55,7	40,2	36	≅120
201	37,3	32,4	17	34-38
2A2	57,7	29,6(*)	45	52-54

(*) obtido em ciclo final de descarga, embora determinado para os valores iniciais pseudo-elásticos.

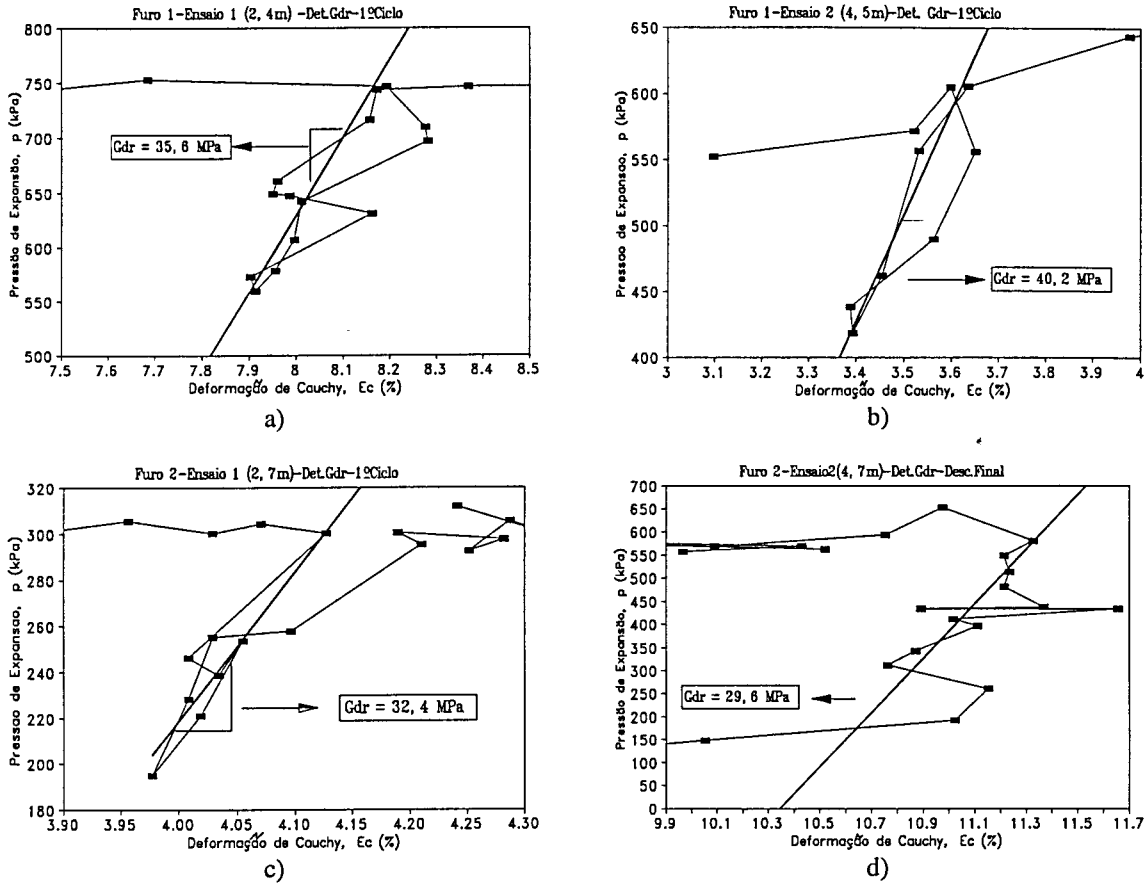


Figura 5.41 - Ciclos e módulos de descarga e recarga dos ensaios SBPT: a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*.

Por sua vez, os valores incluídos na última coluna do quadro correspondem às ordenadas na origem das curvas representadas na Figura 5.42 e que resultam da representação directa da resposta G_p *versus* ε_s com posterior indexação à formulação de Jardine (1992) - ver expressão (2.83).

Dos valores do quadro e das figuras apresentadas, verifica-se que os módulos de distorção determinados em ciclos de descarga-recarga (eliminando o valor do ensaio *2A2* em que não foi executado um ciclo intermédio de descarga-recarga, mas apenas uma descarga final) estão longe de reproduzir o comportamento elástico natural destes materiais estruturados. De facto, os valores encontrados são claramente inferiores aos obtidos nos ensaios de "*cross-hole*" e reflectem a perda da estrutura cimentada após o carregamento inicial.

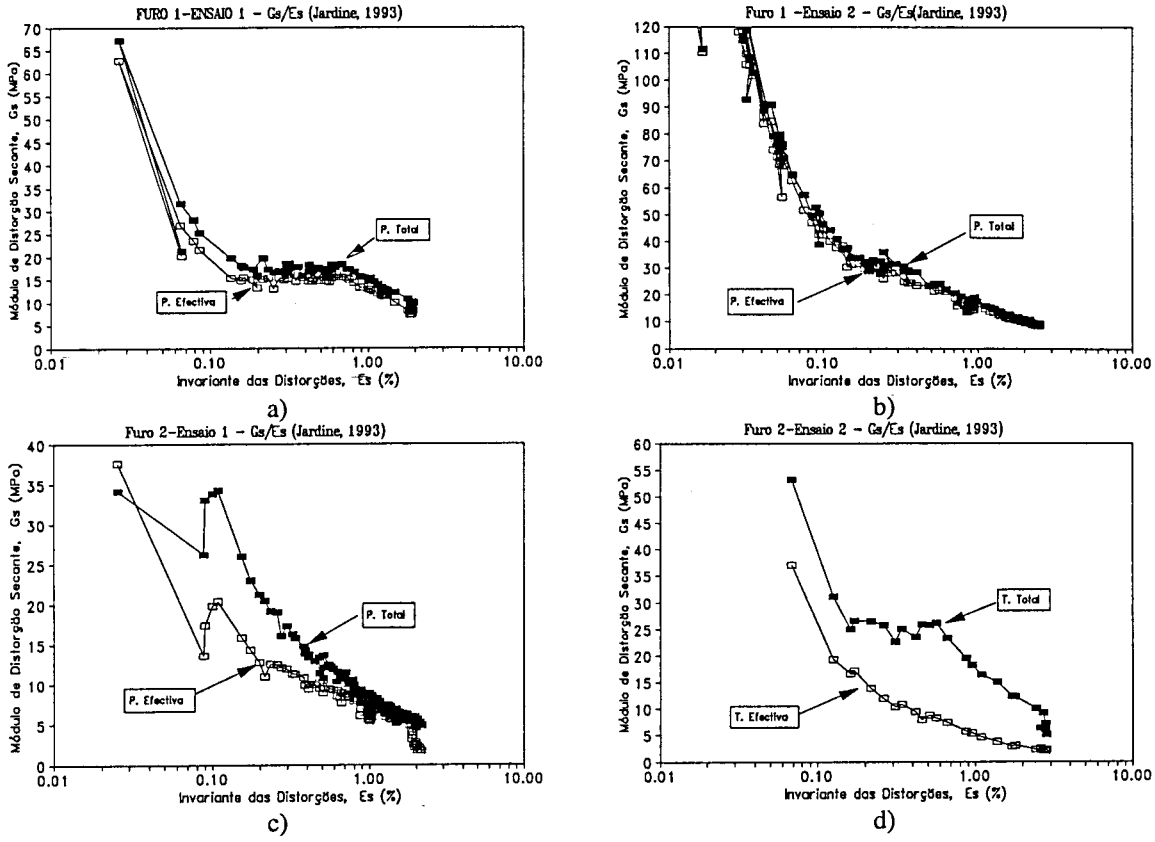


Figura 5.42 - Variação do módulo de distorção com a deformação pela formulação de Jardine (1992): a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*.

A expressão de variação dos módulos de distorção de descarga-recarga com a tensão efectiva vertical de repouso é a seguinte:

$$G_{dr}(\text{MPa}) = 23{,}8 + 290 \cdot \sigma'_{v0}, \qquad r = 0{,}85 \tag{5.44}$$

que confrontada com a expressão de dependência de G_0 ("*cross-hole*") com a mesma tensão:

$$G_0(\text{MPa}) = 98{,}5 + 130 \cdot \sigma'_{v0}, \qquad r = 0{,}99 \tag{5.45}$$

permite estabelecer a seguinte relação dos módulos de distorção obtidos pelas duas vias:

$$G_{0_CH} = 87{,}8 + 0{,}45 \cdot G_{dr_SBPT} \tag{5.46}$$

o que reflecte que esta razão é muito fortemente afectada pela baixa dependência da rigidez "elástica" (dinâmica) em relação ao estado de tensão efectiva de repouso.

Os valores obtidos para os módulos distorcionais tangentes iniciais pela formulação de Palmer são inferiores aos de descarga-recarga e, muito especialmente, aos "secantes" iniciais

deduzidos pela formulação de Jardine. De facto, a modelação hiperbólica atrás definida para suavização das curvas de τ *versus* ε à luz da teoria de Palmer (1972), não traduz convenientemente o comportamento constitutivo para mais baixos níveis de extensão, subestimando fortemente a rigidez. Esta conclusão é consistente com os resultados de modelação hiperbólica dos próprios ensaios triaxiais, baseada nos pontos da curva $\sigma-\varepsilon$ no intervalo clássico de 70-95% de q_f (ver desenvolvimento desta questão em 6.11). A não linearidade constitutiva destes materiais é mais acentuada do que a traduzida pela formulação hiperbólica clássica.

Já a formulação de Jardine apresenta resultados mais elevados e concordantes com os esperados para solos cimentados. Repare-se mesmo que no ensaio *102,* em que o processo de instalação terá sido particularmente bem sucedido na preservação da estrutura natural, o valor do módulo de distorção secante inicial se aproxima do máximo, correspondente aos obtidos por ensaios sísmicos entre furos (ver 5.6.3).

Das curvas de G_s *versus* ε_s deduzidas por aquela formulação, verifica-se uma elevada não linearidade da rigidez, o que traduz a quebra incipiente das ligações estruturais. Esta dependência da rigidez com o nível de tensão induzida é ainda mais clara numa representação do módulo de distorção secante com a tensão, ou pressão, normalizada ($p / p_{máx}$). Dessas curvas (representadas na Figura 5.42) pode-se verificar que, para razões de $p / p_{máx}$ da ordem dos 10%, os valores de G_s praticamente estabilizam e em níveis muito baixos. Estes resultados reafirmam a necessidade de se discretizar mais intensamente a zona inicial do carregamento, o que não é prática corrente.

Dos ensaios realizados, um único (*102* - em deformação controlada) parece traduzir a resposta constitutiva deste solo de uma forma mais englobante (as oscilações pontuais são do tipo eléctrico) - ver Figura 5.42b. De facto o valor assimptótico inicial, representado pela tensão normalizada a 0,01 (1% de rotura), é muito próximo do obtido em ensaio de "*cross--hole*", para a mesma tensão efectiva ($\sigma'_{v0} = 55{,}7\,\text{kPa}$):

- $G_{SBPT-0{,}01p_{máx}}$(f.de Jardine) $\cong$ 120 MPa;
- $G_0\left(G_{"cross-hole"}\right) \cong 106\,\text{MPa}$ (oscilando entre $100-120\,\text{MPa}$).

A opção por deformação controlada parece ser bastante conveniente desde que se adoptem baixas taxas de incremento de tensão-deformação.

Refira-se ainda que as diferenças entre as respostas distorcionais definidas em tensões totais e efectivas parecem ser neste tipo de solo relativamente baixas, e resultam da geração incipiente de excessos da tensão neutra para as taxas de aplicação de carga usadas. Este facto

permite admitir que as análises em tensões efectivas baseadas nas curvas de pressão total *versus* deformação são pouco afectadas pelas condições de ensaio.

No Quadro 5.25 apresenta-se a relação entre os módulos distorcionais de descarga-recarga ($G_{dr,SBPT}$) e máximos ($G_{0,CH}$) de acordo com as expressões (5.44) e (5.45). Constata-se que, para as tensões efectivas verticais de repouso em causa, a relação entre estes módulos (de 2,6 a 3,0) é substancialmente menor do que as apresentadas na bibliografia (10 ou mais) entre módulos correspondentes, mas considerando o valor tangente inicial de carregamento virgem nos ensaios SBPT (Tatsuoka e Shibuya, 1992). Saliente-se que estas refrências correspondem a materiais similares (granitos muito alterados e solos residuais do Japão).

Quadro 5.25 - Relação entre os módulos de distorção máximos (CH) e de descarga-recarga (SBPT).

Ensaio	σ'_{v0} (kPa)	$G_{dr,SBPT}$ (MPa)	$G_{0,CH}$ (MPa)	$G_{0,CH} / G_{dr,SBPT}$
1A1	34,3	35,6 (a) ; 33,7 (b)	102,7 (d)	3,0
102	55,7	40,2 (a) ; 39,9 (b)	105,7 (d)	2,6
201	37,3	32,4 (a) ; 34,6 (b)	103,3 (d)	3,0
2A2	57,7	— (c) ; 40,5 (b)	106,0 (d)	2,6

(a) Valores directos, obtidos em cada ensaio; (b) valores deduzidos da regressão com σ'_{v0} - expressão (5.44);
(c) valor não considerado - ciclo final de descarga; (d) valores deduzidos da regressão com σ'_{v0} - expressão (5.45).

Admitindo uma hipótese de não linearidade da rigidez deduzida por Akino (1990), do tipo da proposta por Seed (1985), para um conjunto vasto de materiais incluindo solos residuais de granito, e que se expressa muito simplesmente por:

$$E_{sec} = E_0 \ , \quad para\ \varepsilon \leq 10^{-4} \tag{5.47a}$$

$$E_{sec} = E_0 \cdot (\varepsilon / 10^{-4})^{-0,55} \ , \quad para\ \varepsilon \geq 10^{-4} \tag{5.47b}$$

os módulos de descarga-recarga do SBPT corresponderão a módulos secantes para deformações distorcionais de 5,7 a 7,4 $\times 10^{-4}$ ($\approx 0,06$ %).

É curioso enquadrar o valor do módulo de descarga-recarga obtido no ensaio *102* na curva de variação de G_s *versus* ε_c pela modelação constitutiva de Jardine (1992), permitindo verificar se aquela proposta de Akino (1990) se ajusta ao ensaio realizado. Na Figura 5.43 faz-se essa representação, constatando-se uma muito boa adaptabilidade desta proposta de degradação de rigidez com o nível deformacional (aqui representado pela extensão circunferencial ou de Cauchy).

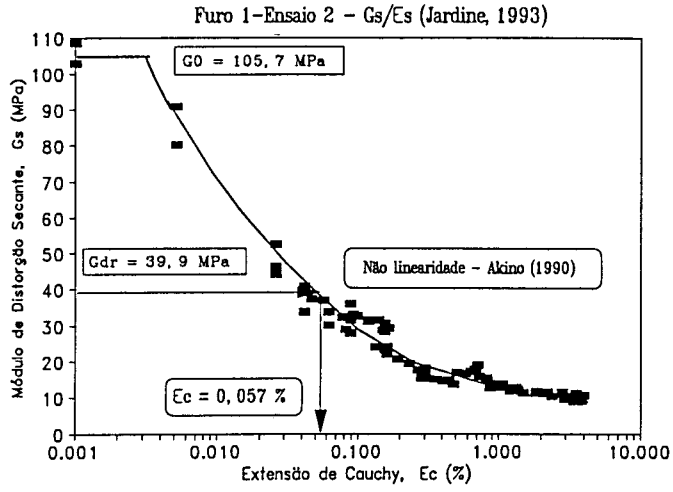


Figura 5.43 - Não linearidade constitutiva - ensaio *102*. Enquadramento de G_{dr} com G_{sec} versus ε_c (Jardine, 1993; Akino,1990).

Ainda a propósito da representatividade dos valores dos módulos de distorção de descarga-recarga obtidos pelos ensaios SBPT, apresentam-se as correlações aproximadas destes módulos com os obtidos dos restantes ensaios *in situ* realizados. Para o efeito, consideram-se as leis de variação com a tensão efectiva vertical de repouso, que se resumem no Quadro 5.26. Em função destas leis é possível definir as correlações entre parâmetros de ensaios *in situ* que se apresentam no Quadro 5.27.

Quadro 5.26 - Coeficientes das leis de variação linear dos parâmetros dos ensaios *in situ* com σ'_{v0}.

Parâmetro (Ensaio) P		G_{dr} (SBPT)	E_{dr} (SBPT) υ=0,26	E_{pm} (PMT)	q_c (CPT)	N_{60} (SPT)	E_D (DMT)
P=a+b·σ'_{v0} (MPa)	a	23,8	60,0	7,9	3,3	—	5,5
	b	288	727	68,6	164	284	430

Quadro 5.27 - Coeficientes de correlação entre parâmetros dos ensaios *in situ* e o módulo de deformabilidade de descarga-recarga do SBPT, $E_{dr} = a + b \cdot P$.

Parâmetro (Ensaio) P		E_{pm}, PMT (MPa)	q_c, CPT (MPa)	N_{60}, SPT	E_D, DMT (MPa)
E_{dr}, SBPT (MPa)	a	-23,7	45,2	60,0	50,7
	b	10,6	4,44	2,55	1,69

P - Parâmetro definido no quadro.

A finalizar este ponto faz-se uma referência à aplicabilidade de módulos deduzidos da correlação E_{dr_SBPT} e σ'_{v0} para cálculo da sapata protótipo.

Se se considerar a tensão efectiva no "centro de assentamento" $\left(z_I \cong B/2\right)$ tem-se:

$$E_{dr_SBPT} = 60 + 727 \cdot \sigma'_{vo}(z_I) = 69 \text{ MPa}$$

o que representa muito consistentemente os valores dos módulos de deformabilidade deduzidos de ciclos de descarga e recarga realizados em tensões intermédias no ensaio da sapata (Capítulo 4):

- 1° ciclo de descarga-recarga: $p = 98 - 49 - 98$ (kPa):

$$E_{dr1} = 57 \text{ MPa}$$

- 2° ciclo de descarga-recarga: $p = 397 - 201 - 397$ (kPa):

$$E_{dr2} = 62 \text{ MPa}$$

Se se comparar este módulo com os deduzidos de ensaios triaxiais *CID* sobre amostras indeformadas e com recurso a instrumentação interna (módulo pseudo-elástico no troço linear de recarga) tem-se (ver Capítulo 6):

$$E_{el_CID} = 58{,}5 + \sigma'_{c0} \text{ (MPa)} \tag{5.48}$$

resultando para a tensão vertical efectiva de repouso no centro de assentamento:

$$E_{el_CID} = 68 \text{ MPa}$$

o que revela uma boa consistência de valores de *módulos pseudo-elásticos* determinados por estas vias. Conclui-se, assim, que os módulos de descarga-recarga obtidos com o pressiómetro autoperfurador, longe de representarem os verdadeiros módulos elásticos de materiais deste tipo, parecem constituir um bom reflexo do comportamento pseudo-elástico em ciclos de descarga e recarga de ensaios de carga superficial e de triaxiais sobre amostras indeformadas, estes últimos realizados com recurso a instrumentação interna de grande precisão.

5.5.4.3 - Resistência deduzida do SBPT

5.5.4.3.1 - Resistência não drenada (c_u)

Este parâmetro é correntemente fornecido em relatórios do ensaio independentemente das condições de drenagem observadas durante o processo de carregamento. Se em solos finos a drenagem se faz a uma taxa bem mais baixa do que a taxa de aplicação da pressão cilíndrica,

nestes solos residuais jovens, com uma estrutura aberta e permeabilidades médias a altas, a drenagem ocorrida durante o carregamento é parcial.

Apresentam-se os valores obtidos pela formulação corrente de interpretação para efeitos de generalização paramétrica, em que os valores de c_u devem ser tomados como tensões distorcionais máximas num processo de carregamento "parcialmente-drenado".

Usam-se geralmente duas metodologias para a sua avaliação:

(a) inclinação da curva p *versus* $\log_e(\Delta V/V)$:

Baseada na expressão (2.81) de variação da tensão de desvio na parede da cavidade cilíndrica com a pressão aplicada, traduz-se, para os valores mais elevados daquela tensão, numa estabilização em troços rectilíneos na representação de p *versus* $\log_e(\Delta V/V)$. A resistência não drenada é dada pela inclinação daquela recta.

Na Figura 5.44 representa-se aquelas relações para os quatro ensaios realizados. Os valores de c_u são explicitados nas mesmas figuras. A boa consistência dos resultados de 3 dos ensaios é contrariada, de novo, por valores claramente inferiores do ensaio *201* que, como já foi referido, terá sido realizado em más condições de préfuração ou terá envolvido uma zona pontualmente mais fraca, pelo que se desprezará.

b) pressão limite e módulo de distorção de descarga-recarga

A metodologia anterior nem sempre é recomendável, por ser muito sensível aos processos de furação e instalação, pelo que é mais aconselhável o recurso à formulação de Marsland e Randolph (1977):

$$p_L = \sigma_{h0} + c_u\left[1+\log_e(G_{dr}/c_u)\right] \tag{5.49}$$

sendo $1+\log_e(G_{dr}/c_u)$ $[=B]$ uma constante que depende do tipo de solo.

Não se dispondo de informação sobre a constante B para estes solos saprolíticos admite-se que possa ser determinada pela relação média do G_{dr}/c_u da resistência não drenada, avaliada pela metodologia anterior:

$$\overline{N}_p\left(=1+\log_e(G_{dr}/c_u)\right) = 5{,}71\cdot(5{,}69-5{,}73)$$

sendo, assim, $G_{dr}/c_u \cong 111$, pelo que se obtêm os valores de c_u do Quadro 5.28.

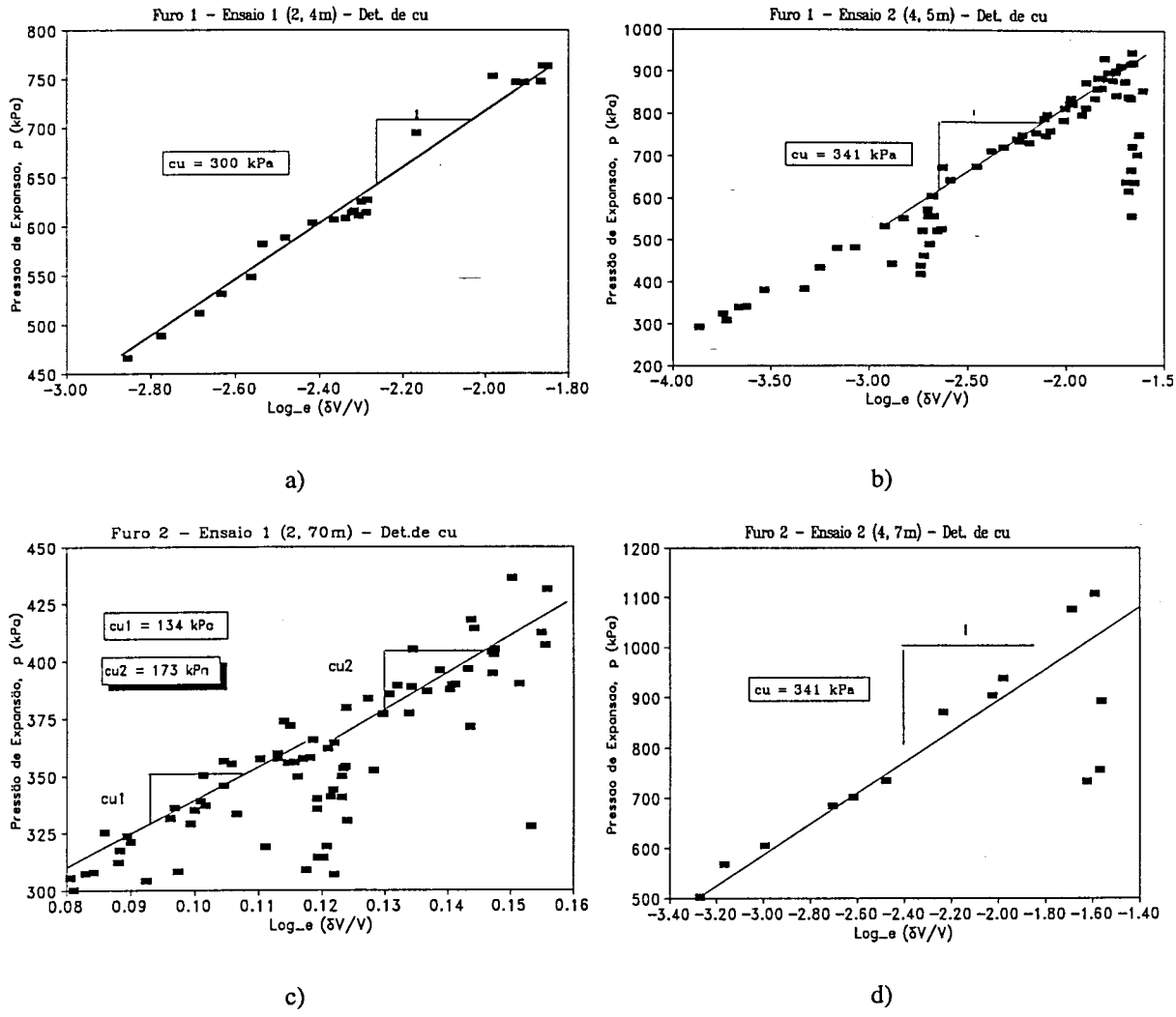


Figura 5.44 - Resistência não drenada - tensão distorcional máxima: a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*.

Quadro 5.28 - Valores de c_u deduzidos de p_L e G_{dr} com base em N_p médio $(c_u = (p_L - \sigma_{ho}) / N_p)$.

Ensaio	σ'_{v0} (kPa)	σ_{h0} (kPa)	p_L (kPa) *	c_u (kPa)
1A1	34,3	26,7	763	129
102	55,7	57,4	947	156
201	37,3	30,0	436	"71" **
2A2	57,7	58,0	1108	184

* valor máximo de pressão aplicado; ** valor espúrio.

Iterativamente pode-se reavaliar $\overline{N}_p$ para os novos valores de c_u, eliminando os resultados do ensaio *201*, pelas razões já descritas, obtendo-se $\overline{N}_p = 6{,}5$ (com $G_{dr} / c_u \cong 246$), o que é mais coerente com a tipologia relativamente rígida destes materiais cimentados.

Verifica-se uma diferença substancial entre os resultados das metodologias (a) e (b), o que reitera as séries reservas de avaliação deste parâmetro pela inclinação da recta do gráfico p *versus* $\log_e(\Delta V / V)$, em particular por não haver garantia de estabilização rectilínea desta relação a níveis de tensão-deformação considerados representativos de resistência não drenada.

5.5.4.3.2 - Ângulo de atrito (ϕ') e ângulo de dilatância (ψ).

Pelas características do maciço em análise, a avaliação dos parâmetros resistentes mais adequados deve ser feita em termos de tensões efectivas. Sendo materiais cujos comportamentos quando solicitados ao corte são regidos pela conjugação da componente atrítica (definida pelo ângulo de atrito crítico, ϕ'_{cv}) e da componente dilatante (definida pelo ângulo de dilatância, ψ) utiliza-se como metodologia de interpretação a proposta por Hughes *et al.* (1977), com base na teoria dilatante de Rowe (1960).

Esta formulação foi exposta com algum pormenor em 2.7.2 e baseia-se nas expressões (2.84), (2.90) e (2.91) que são função de dois parâmetros:

- ϕ'_{cv} - ângulo de atrito crítico, dependente da constituição granulométrica e mineral do solo e determinado em ensaios realizados nas condições críticas (ver 6.9);
- S - inclinação da relação entre a pressão cilíndrica na cavidade pressiométrica e a deformação calculada pela expressão (2.88), sendo o valor de c parte da indefinição envolvida na determinação do estado inicial de referência a partir do qual ε_c é medido; das aproximações possíveis, optou-se pela que iterativamente selecciona um estado de referência tal que a representação de $\log(p\text{-}u_0)$ *versus* ε_c seja rectilínea na maior gama possível de valores (Mair e Wood, 1987).

Para os ensaios disponíveis seguiu-se um critério de ajuste para conferir a condição de maior linearidade possível daquela relação tendo-se obtido as representações da Figura 5.45. Nela apresenta-se a dependência da pressão efectiva p' com a deformação cilíndrica em oposição à consideração de $p - u_0$ *versus* ε_c, sem preocupações da geração parcial de excesso de pressão neutra, considerando que só a primeira representação é consistente com uma análise em termos de tensões efectivas.

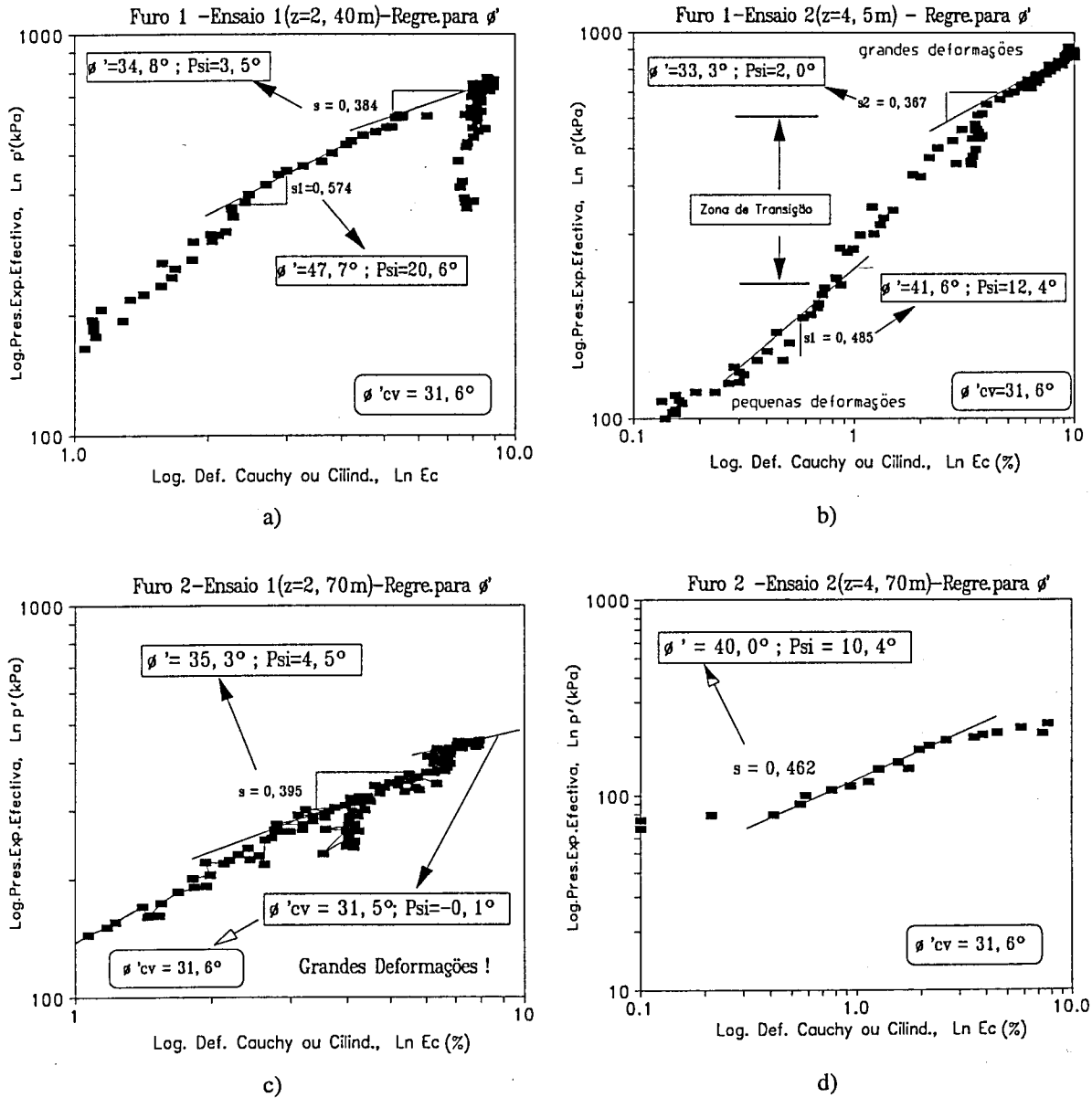


Figura 5.45 - Estimativa de ϕ' e ψ dos ensaios SBPT para $\phi'_{cv} = 31{,}6°$: a) *1A1*; b) *102*; c) *201*; d) *2A2*.

Da análise da figura verifica-se desde logo que a escolha do troço rectilíneo que melhor se ajusta à condição de rotura exige um cuidadoso critério e sensibilidade na interpretação dos resultados. Com efeito, sendo materiais com transições não muito bruscas entre situações de pico (associado a respostas mais fortemente dilatantes) e situações tendentes para o estado crítico, facilmente evoluem de troços rectilíneos de maior inclinação para outros de menor declive, representativos, respectivamente, das duas condições.

Nos ensaios *102* e *201* ressaltam duas dessas tendências revelando, respectivamente, valores relativamente elevados dos ângulos de atrito e de dilatância para a primeira regressão e outros mais baixos com tendência para situações pós-pico (tendentes, mas ainda longe de atingirem, a condição crítica limite).

Foi claro pela análise realizada, com exclusão do ensaio *201* (no qual a resistência do solo não foi mobilizada integralmente já que, por razões operacionais, houve necessidade de repetir o carregamento desde o início antes de atingir a rotura), que a representação em tensões efectivas (representação directa do logaritmo de tensão total com subtracção da pressão neutra gerada em cada instante) é bem mais consistente do que a que classicamente representa o logaritmo da tensão total subtraída da pressão neutra inicial. Sugere-se, assim, que na análise das curvas de regressão se opte sempre pela representação directa de $ln\,p'$ *versus* $ln\,\varepsilon_c$.

No Quadro 5.29 apresentam-se os valores obtidos para ϕ' (de pico) e respectivo ψ, considerando um ângulo de atrito crítico $\phi'_{cv} = 31{,}6°$ (ver 6.9). Note-se que os baixos ângulos de dilatância definidos pela inclinação do 2° troço rectilíneo nas curvas de $ln\,p'$ *versus* $ln\,\varepsilon_c$, revelam que a tendência para a condição crítica ou a volume constante se manifesta com alguma clareza para os mais altos valores do carregamento.

Quadro 5.29 - Valores estimados de ϕ' e ψ para $\phi'_{cv} = 31{,}6°$.

Ensaio	σ'_{v0} (kPa)	Pico - 1° troço		"Critíco" - 2°troço	
		ϕ' (°)	ψ (°)	ϕ'_{crit} (°)	ψ (°)
1A1	34,3	47,7	20,6	34,8	3,5
102	55,7	41,6	12,4	33,3	2,0
*201**	37,3	35,3	4,5	31,5	-0,1
2A2	57,7	40,0	10,4	—	—

* este ensaio não foi levado à rotura no 1° ciclo tendo sido descarregado para só num 2° ciclo a atingir, reflectindo valores de resistência pós-pico (desestruturado).

É interessante integrar os valores dos ângulos de dilatância nos obtidos em ensaios triaxiais *CID* sobre amostras indeformadas de boa qualidade e com instrumentação interna das deformações (ver 6.5.4.4). A expressão deduzida é a seguinte:

$$\psi^{(\circ)} = 72{,}2 - 34{,}8 \cdot \log_{10} \sigma'_{c0} \text{ (kPa)} \tag{5.50}$$

Considerando K_0=0,38 e sendo nos triaxiais $\sigma'_{h0} = \sigma'_{c0}$, optou-se pela regressão de ψ com $p'_0 = (K_0 \cdot \sigma'_{v0} + 2 \cdot \sigma'_{ho})/3$, obtendo-se:

$$\psi^{(\circ)} = 78{,}8 - 34{,}8 \cdot \log_{10} p'_0 \text{ (kPa)} \tag{5.51}$$

As expressões que se retiram dos ensaios SBPT (não incluindo o *201* pelas razões expostas) são, por sua vez, as seguintes:

- considerando a relação com σ'_{v0}, em kPa:

$$\psi^{(\circ)} = 85{,}9 - 42{,}5 \cdot \log_{10} \sigma'_{v0} \text{(kPa)} \tag{5.52}$$

- considerando a relação com p'_0 e tomando ainda K_0=0,38:

$$\psi^{(\circ)} = 76{,}0 - 42{,}5 \cdot \log_{10} p'_0 \text{ (kPa)} \tag{5.53}$$

Como se pode observar, as expressões (5.51) e (5.53) são semelhantes entre si sendo a taxa de decréscimo da dilatância com o nível de tensão de confinamento um pouco maior no SBPT, pelo pressuposto de maior integridade material, facto particularmente sensível para as tensões mais baixas de confinamento, e pela circunstância de os provetes utilizados em laboratório se resumirem a uma amostragem a profundidades entre 1,0 e 2,0 m da superfície.

Considera-se, assim, e dada a boa reprodutibilidade dos resultados entre tipos de ensaios, que as deduções paramétricas associadas ao SBPT são de grande fiabilidade, atendendo a que são praticamente independentes da alteração induzida em processos de amostragem.

É importante referir que a avaliação que se pode fazer da variação de ϕ' e, consequentemente, de ψ com a tensão em repouso (de forma singular em ensaios de campo), permite deduzir uma envolvente mais geral e que pode ser definida pelos dois parâmetros correntes de resistência (ϕ' e c'). A coesão efectiva não tem dedução directa mas pode ser determinada a partir de uma simples transformação de semelhança no espaço de tensões. Assim, admitindo um espaço envolvente exclusivamente atrítico, as tensões efectivas de rotura relacionam-se pela expressão:

$$\sigma'_{1f} = \sigma'_{3f} \cdot \frac{\cos\phi' + sen\phi' + 1}{\cos\phi' + sen\phi' - 1} \tag{5.54}$$

e, considerando uma lei de variação de ϕ' e σ'_3 (constante num ensaio clássico), obtém-se a dependência directa do ângulo de atrito com a tensão efectiva de confinamento, que pode ser do tipo linear ou exponencial ($\phi' = f(\sigma'_3) = f(\sigma'_c) \Leftrightarrow f(\sigma'_{v0})$).

Deduzem-se então para alguns valores de tensão efectiva de repouso as tensões de rotura, definindo assim um conjunto de pontos no espaço $\tau - \sigma$ cuja linearização permitirá calcular os valores de um par ponderado dos parâmetros de resistência (ϕ' e c').

5.6 - ENSAIOS DA CAMPANHA COMPLEMENTAR

5.6.1 - Introdução

Em meados de 1994, na sequência das análises que vinham sendo feitas, considerou-se importante a realização de mais dois tipos de ensaios *in situ* sobre a mancha saprolítica atrás identificada: o ensaio sísmico entre furos, vulgarmente denominado por "*cross-hole*" (CH) e o ensaio com dilatómetro de Marchetti (DMT). Para identificar o maciço num horizonte correspondente ao grau de alteração que vem sendo analisado, foram realizados previamente ensaios de penetração DP e CPT.

O nível freático sofreu alguma oscilação entre cada ensaio, tendo sido detectado a 1,7m aquando da execução dos CPT e DPL e a 2,4 m na campanha do "*cross-hole*". Em qualquer caso, os valores obtidos foram sempre referenciados às tensões efectivas vertical e média de repouso (considerando como base $K_0 = 0{,}36$) para as correspondentes posições do nível freático. Foi, assim, possível fazer uma correspondência entre valores dos parâmetros deduzidos, independentemente de alguma mudança do estado de tensão inicial.

O local adoptado para a realização destes ensaios situa-se na adjacência (a cerca de 10 a 15 m - ver Figura 3.11) da zona escolhida para a primeira campanha (esta zona encontrava-se entretanto ocupada pelas estruturas do Novo Hospital de Matosinhos) sendo, no entanto, característico das condições naturais do material que vem sendo estudado.

5.6.2 - Ensaios de penetração - DP e CPT

Numa fase inicial foram executados ensaios de penetração dinâmica com a energia mais elevada (DPSH - ver descrição em 2.4.1), com o objectivo de avaliar a profundidade da camada mais resistente, até à qual (considerando termos semelhantes de homogeneidade do saprólito definido na campanha principal) se concentraria este estudo que se pretendia correspondente. Para o efeito, utilizou-se um equipamento da FEUP (*Mehnir* - SUNDA) em tudo análogo ao descrito em 5.3.1.

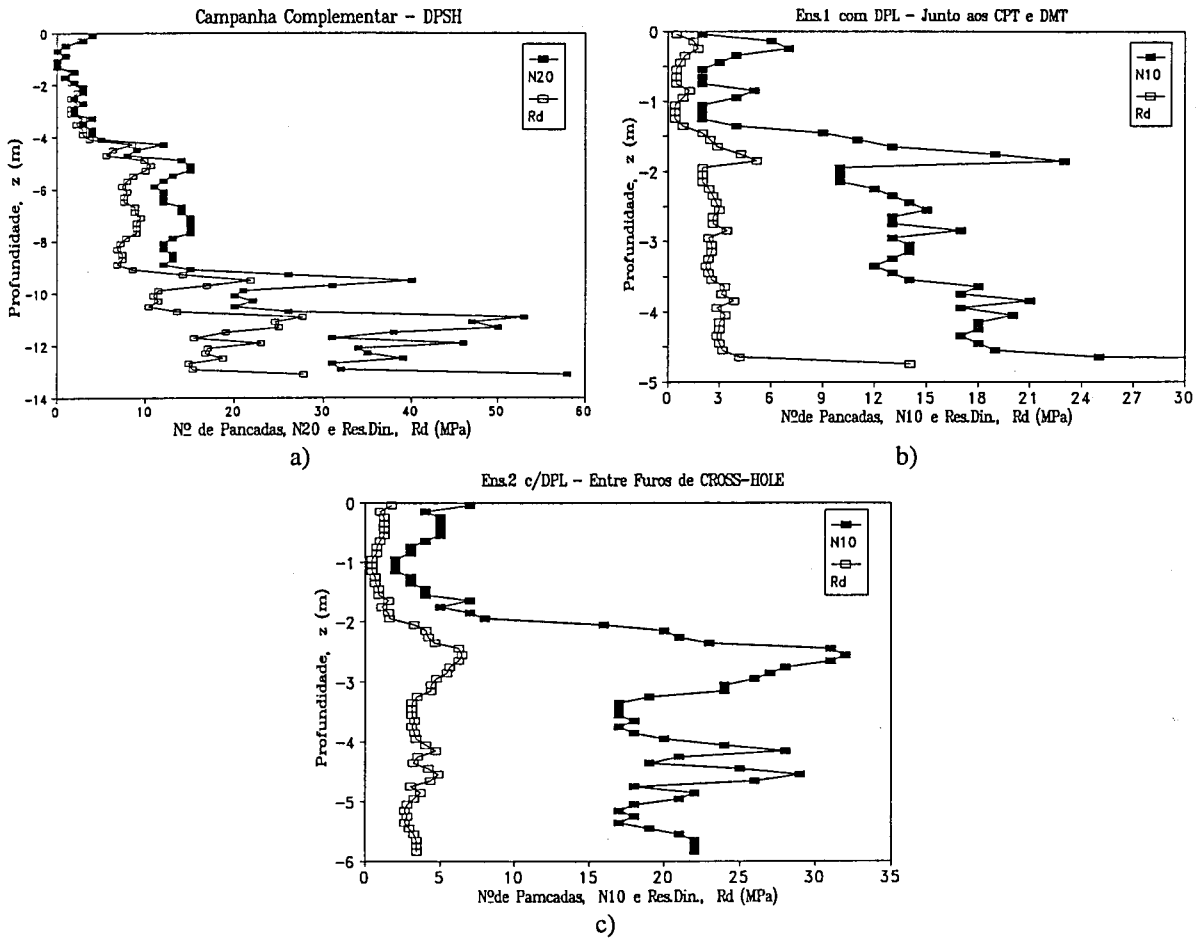


Figura 5.46 - Resultados obtidos com os ensaios complementares de penetração dinâmica: a) DPSH; b) DPL junto aos CPT e DMT; c) DPL entre furos do "*cross-hole*".

Na Figura 5.46 apresenta-se os resultados obtidos onde são aparentes três zonas de alteração um pouco distintas (de 0 a 4,5 m, de 4,5 a 9,0 m e a mais de 9,0 m da superfície). As duas primeiras parecem corresponder a saprólitos relativamente homogéneos enquanto a zona

mais profunda denota a presença de bolsas muito mais resistentes, típicas de materiais de interface (W_4), com blocos menos alterados.

Comparando estes valores com os obtidos na campanha principal, parece haver uma razoável consistência entre os resultados do horizonte mais superficial (em particular entre 1,5 e 4,0 m) e os então obtidos, pelo que será esta a zona considerada para o correlacionamento paramétrico que se segue. Acresce ainda o facto de, tanto na colocação dos tubos para os ensaios de "*cross-hole*" (com abertura prévia com trado mecânico), como na execução dos ensaios estáticos (CPT e DMT) não ter sido possível ir para além desta profundidade (4,0 a 5,0 m).

Pelo facto de a energia do ensaio DPSH ser excessiva para a definição conveniente da evolução paramétrica em maciços menos resistentes, e havendo interesse em bem caracterizar essa variação, complementou-se com dois ensaios com penetrómetro dinâmico ligeiro (DPL) - disparo e controlo de altura de queda automáticos (equipamento SUNDA do Geotecnia da FEUP - Figura 5.47a) com ponteira normalizada (ver 3.2.3.1). Por envolver uma energia de penetração relativamente baixa, a variação da resistência à penetração (definida como o número de pancadas por 10 cm de penetração ou calculada por meio da fórmula dinâmica dos holandeses) fica muito bem caracterizada em profundidade.

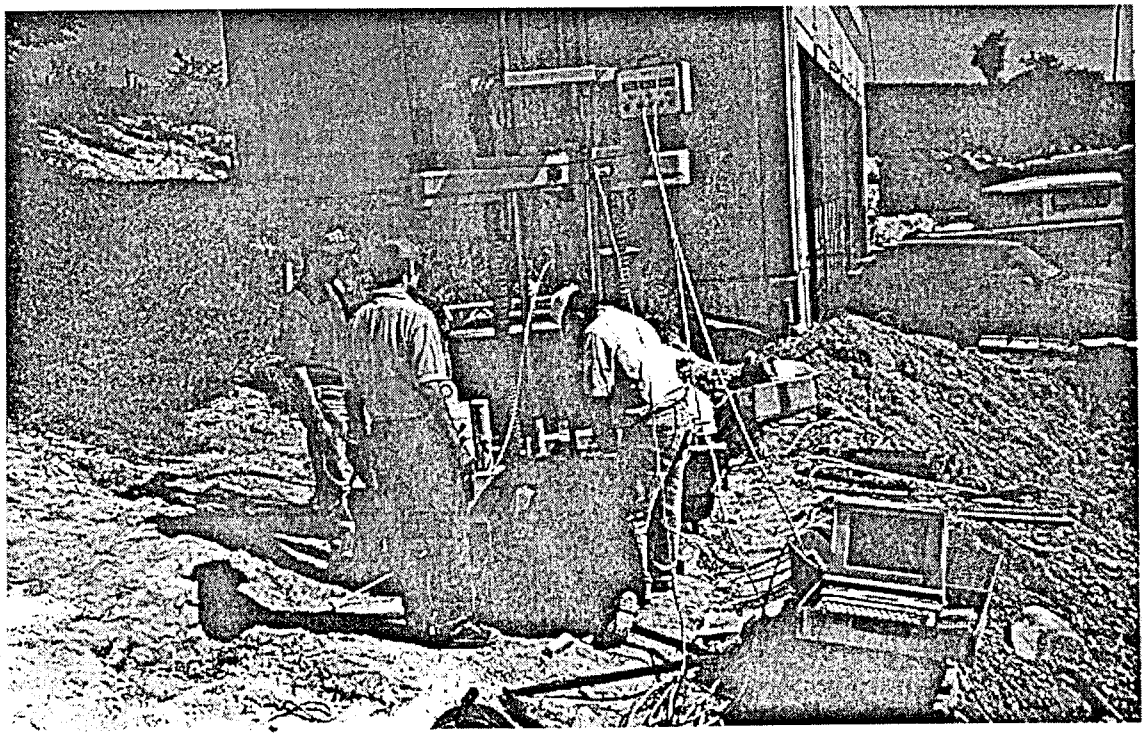
Como mostram as Figuras 5.46b e 5.46c, estes ensaios quedaram-se a profundidades reduzidas (5,0 - 6,0 m) sendo, contudo, a estratigrafia identificada pelo DPSH.

Por fim, procedeu-se à realização de dois ensaios CPT, um deles no mesmo local do *DPL-1* (e posteriormente do DMT) e o outro a 5,0 m do *DPL-2*, entre os furos do "*cross-hole*" (ver Figura 3.11). A esta pequena distância não se detectaram diferenças significativas de resposta paramétrica pelo que os resultados do conjunto *CPT+DPL1+DMT* serão integrados com o "*cross-hole*" (CH).

O equipamento usado na execução do CPT é também da marca *SUNDA*, dotado de ponta eléctrica com aquisição e tratamento automáticos de resultados, e é propriedade do Laboratório de Geotecnia da FEUP (ver Figura 5.47b).

Na Figura 5.48 apresenta-se os resultados do ensaio efectuado. Note-se que, facto já analisado em 5.2 (ver Figura 5.10), há uma muito boa correspondência entre R_{D_DPL} e q_{c_CPT} dos ensaios realizados adjacentemente, reforçando as hipóteses correntes de assimilação inter-paramétrica dos resultados destes dois tipos de ensaios para horizontes saprolíticos deste teor.

a)



b)

Figura 5.47 - Equipamento usado para os ensaios complementares de penetração: a) DPL; b) CPT.

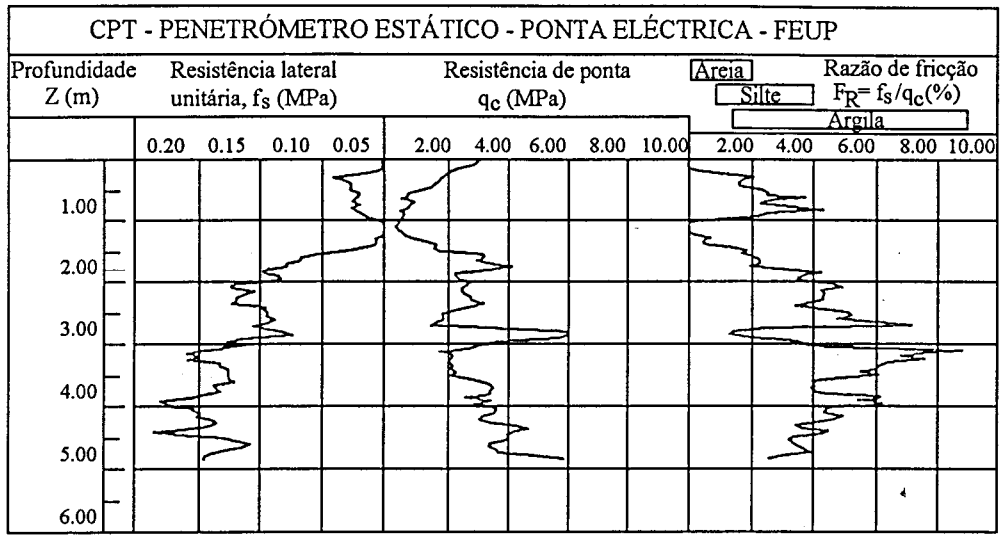


Figura 5.48 - Resultados obtidos com o ensaio CPT com ponta eléctrica. Campanha Complementar.

O ensaio CPT com ponta eléctrica (com a cadência de aquisição de resultados muito apertada) é, naturalmente, muito sensível a pequenas heterogeneidades. Esta radiografia tão pormenorizada deve ser medianizada para se obter uma razoável ponderação do comportamento de um horizonte suposto do mesmo material.

Na Figura 5.49 apresenta-se o enquadramento dos resultados obtidos à luz da classificação proposta por Robertson (1990) e já analisada para um universo maior de valores da campanha principal (Figura 5.16 em 5.3.3).

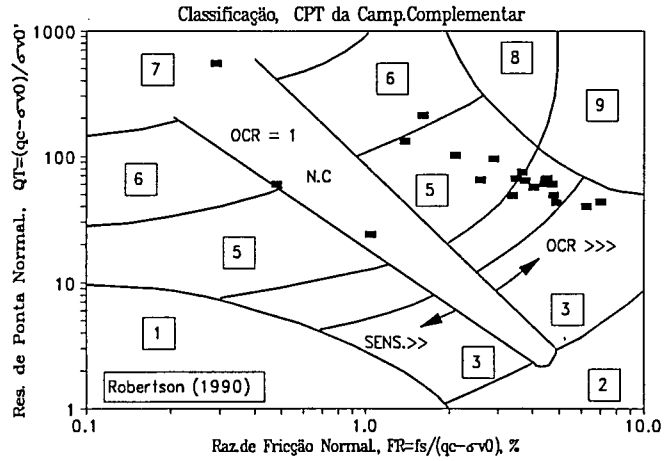


Figura 5.49 - Classificação do solo residual de granito à luz dos resultados do CPT (Robertson, 1990).

Constata-se que as razões de fricção normalizadas são equivalentes às então obtidas mas a resistência de ponta normalizada (à excepção de pontos mais profundos) tem maior incidência em valores mais baixos. Consequentemente, e exceptuando esses pontos mais

profundos que se indexam aos grupos areno-siltosos (5-6), o grupo seleccionado corresponde a siltes e siltes argilosos algo sobreconsolidados. Ou seja, os valores mais superficiais do ensaio agora realizado atravessam uma zona mais alterada ou - hipótese que se perfila mais provável - algo descomprimida, reflectindo-se em resistências de ponta mais baixas.

São, por essa razão, os valores de maiores profundidades de ensaio os que se considerarão para os correlacionamentos que em seguida se desenvolvem para os ensaios desta campanha, a partir da dependência em relação à tensão efectiva vertical de repouso. Supõe-se, assim, que se trata do mesmo tipo de material com uma ligeira diferença no grau de cimentação interparticular.

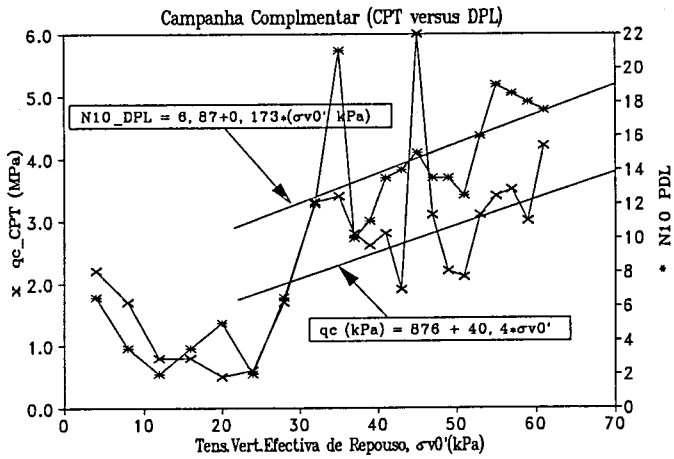


Figura 5.50 - Variação de q_c (*CPT*) com σ'_{v0}, em profundidade.

Para além da relação directa entre os valores de R_{D_DPL} e q_{c_CPT}, pode haver interesse em correlacionar o número de pancadas com o DPL para 10 cm de penetração, N_{10}, e a resistência de ponta do CPT, q_c. As relações entre estes parâmetros e a tensão efectiva vertical de repouso são as seguintes:

$$N_{10_PDL} = 6{,}9 + 0{,}17 \cdot \sigma'_{v0}\,(\text{kPa}) \tag{5.55}$$

$$q_{c_CPT}\,(\text{kPa}) = 876 + 40{,}4 \cdot \sigma'_{vo}\,(\text{kPa}) \tag{5.56}$$

o que, muito preliminarmente, indicia uma correlação entre aqueles parâmetros que permite, para estas condições de alteração, deduzir o valor de q_c (parâmetro corrente de dimensionamento de fundações superficiais) a partir dos valores de N_{10} (ensaio expedito e muito económico):

$$q_c\,(\text{kPa}) = 234 \cdot N_{10} - 161 \tag{5.57}$$

5.6.3 - Ensaios sísmicos entre furos ("*cross-hole*") - CH

5.6.3.1 - Preparação e disposição dos furos. Equipamento usado e ensaios realizados

Integrados na campanha complementar de caracterização mecânica deste saprólito de granito, os ensaios de "*cross-hole*" foram realizados por uma equipa do Núcleo de Prospecção do Departamento de Geotecnia do LNEC.

No local desta campanha complementar, definiram-se três pontos de execução de furos para instalação de tubos metálicos de fundo fechado (de 6 m comprimento e diâmetros interior de 82 mm e exterior de 90 mm). A furação foi feita por rotação mecânica com trados contínuos, com remoção a seco do material, completada com extracção vertical ascendente a partir de uma grua móvel. Assim se assegurou uma boa limpeza das paredes dos furos.

Dada a ligeira inclinação da superfície onde foram executados, as cotas relativas das bocas dos furos foram topograficamente definidas a fim de que os pontos de emissão e recepção estivessem à mesma cota absoluta.

A distância corrente entre furos é de 5 m mas, dada a particular heterogeneidade deste tipo de maciços, encurtou-se duas das distâncias para 3 m consoante a disposição que foi apresentada na Figura 3.11.

A selagem foi feita com a colocação de uma calda fina de cimento nos furos, após a qual os tubos metálicos foram neles introduzidos. O refluxo de calda à superfície garantiu uma boa selagem ao maciço.

O nível freático, estabilizado previamente à execução do ensaios sísmicos, encontrava-se então a cerca de 2,2 a 2,4 m da cota da superfície do furo *F2* - base de referência por possuir uma cota intermédia dos três pontos.

Para a execução dos ensaios utilizou-se um sismógrafo de 12 canais da marca *Atlas Copco*, modelo *ABEM Fenalok MK 111 ("seismic survey")*. Este equipamento, ilustrado na Figura 5.51, dispõe de um disparador por impacto gravítico ("martelo sísmico") fixado por ar comprimido às paredes do furo de emissão, de receptores igualmente fixados às paredes dos furos de recepção e de um visor digital com disposição gráfica dos sinais ondulatórios, que faz aquisição automática dos tempos de chegada das ondas, em particular das ondas de corte. A geração destas ondas faz-se nos dois sentidos verticais (duas polaridades inversas) e a energia é recebida na componente, também vertical, do geofone triaxial à mesma profundidade. Aquela inversão de polaridade facilita a identificação da onda de corte.

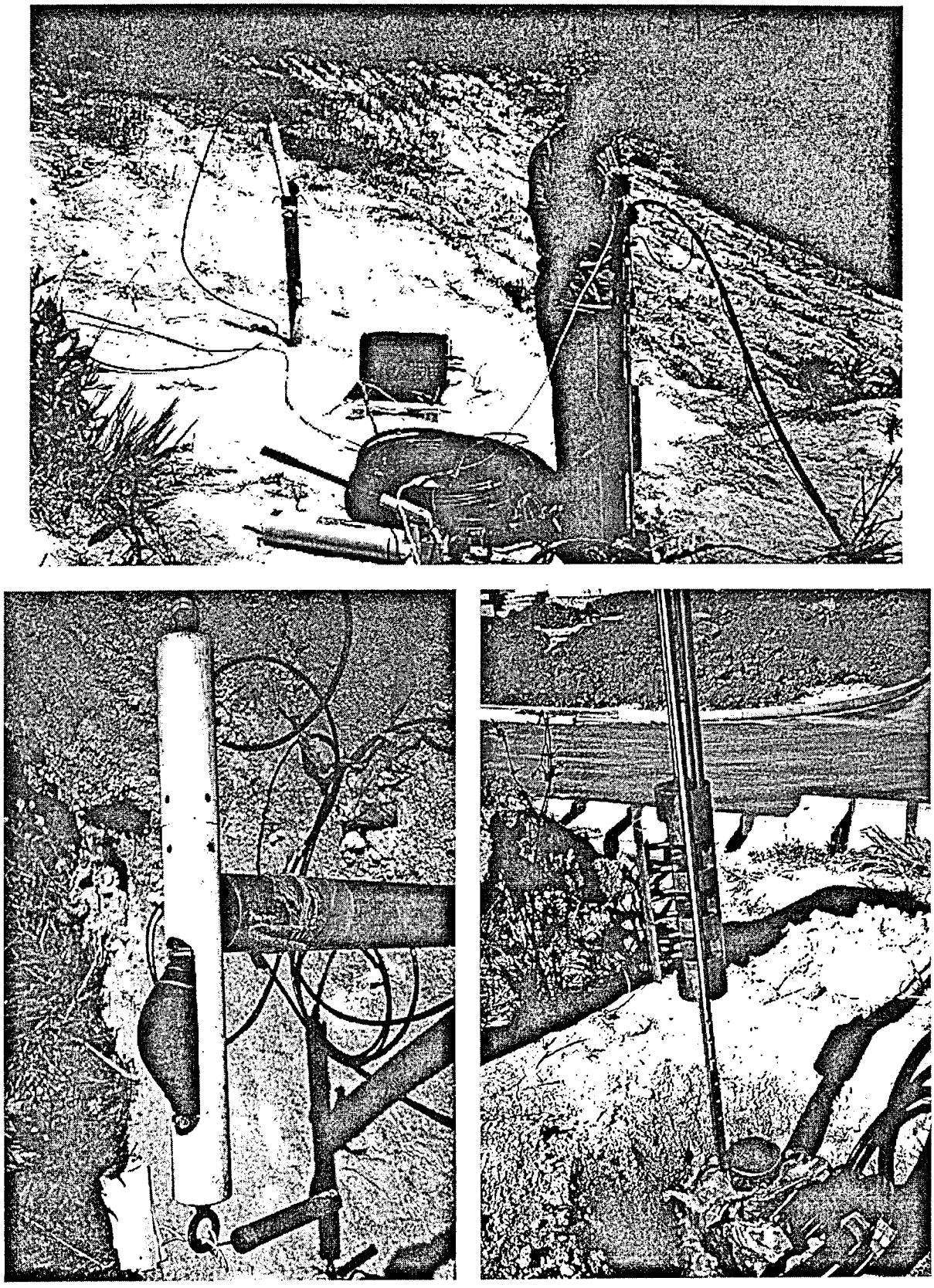


Figura 5.51 - Ilustração do equipamento e fases do ensaio "*cross-hole*".

5.6.3.2 - Resultados obtidos - interpretação

Os ensaios realizados foram executados em duas fases, sendo a primeira com a fonte emissora em F_1 e receptores em F_2 e F_3, e a segunda com aquela em F_2 e receptores em F_1 e F_3. Os valores obtidos para estas duas fases são resumidos no Quadro 5.30, tendo já sido apresentados em 5.3.6.1 (Figura 5.27) em função da tensão efectiva de repouso, para efeitos de enquadramento com os ensaios CPT, analisados em pormenor nesse parágrafo.

Verifica-se, desde logo, uma muito boa reprodutibilidade entre as velocidades das ondas "S" medidas em sentidos opostos ($F_1 - F_2$ e $F_2 - F_1$), o que traduz a boa fiabilidade do sistema e da operação. Também entre furos diferentes e nos triângulos equicotados se verifica uma muito boa reprodutibilidade dos valores em relação à profundidade de referência ($F_1 - F_2$ *versus* $F_1 - F_3$ com a fonte de emissão em F_1 e $F_2 - F_1$ *versus* $F_2 - F_3$ com fonte em F_2). Em profundidade, verifica-se uma grande homogeneidade (ou ligeiro crescimento aproximadamente linear) até à profundidade de cerca de 4,0 m, a partir da qual os valores disponíveis ($F_1 - F_2$) sobem consideravelmente. Este facto, antes identificado pelos ensaios DP e reforçado pela a dificuldade em cravar os tubos para além de cerca de 5,5 m, indicia o aparecimento de um horizonte menos alterado, correspondente a valores superiores das velocidades de propagação das ondas "S".

Quadro 5.30 - Resultados dos ensaios de "*cross-hole*"

Profundidade (m)	Fonte em F_1 / Recepção em F_2 e F_3				Fonte em F_2 / Recepção em F_1 e F_3			
	Velocidades das ondas de corte, "S" (m/s)		$G_0 = G_{din}$ (MPa)		Velocidades das ondas de corte, "S" (m/s)		$G_0 = G_{din}$ (MPa)	
	F_1–F_2	F_1–F_3	F_1–F_2	F_1–F_3	F_2–F_1	F_2–F_3	F_2–F_1	F_2–F_3
1,0	220	211	97	89	230	206	106	85
1,5	227	223	103	99	237	214	112	92
2,0	229	221	105	98	240	214	115	92
2,5	240	242	115	117	252	223	127	99
3,0	244	228	119	104	237	223	112	99
3,5	236	231	111	107	233	223	109	99
4,0	233	237	109	112	230	223	106	99
4,5	309	—	191	—	312	—	195	—
5,0	303	—	184	—	300	—	180	—

Considerou-se: $\gamma = 20$ kN/m^3.

Os valores medidos, independentemente das relações com outros parâmetros, como o estado de tensão, são típicos de materiais arenosos e longe de valores próprios da rocha-mãe sã (granitos sãos: $V_s = 2500 - 5000 m/s$).

O módulo distorcional máximo (G_0) depende do estado de tensão efectiva de repouso e do índice de vazios natural (ver Capítulo 2). A dependência com aquele estado faz-se a partir da tensão efectiva vertical de repouso, pela sua maior simplicidade, ou com base na tensão efectiva média de repouso (p'_0), pela sua generalidade, obtendo-se para os valores médios de G_0 (com referência a F_2) e admitindo o valor de $K_0 = 0{,}36$ para cálculo de p'_0, as seguintes expressões (Figura 5.26):

$$G_0 = 98{,}5 + 130 \cdot \sigma'_{v0} \ \text{(MPa)} \tag{5.58}$$

$$G_0 = 98{,}5 + 230 \cdot p'_0 \ \text{(MPa)} \tag{5.59}$$

Para enquadrar os valores de G_0, obtidos com estas rectas de regressão, nas linhas correspondentes às propostas de Ishihara (1982) - ver 2.9.3 - para areias aluviais naturais (com alguma cimentação e idade geológica), a expressão (2.112) concretiza-se nas duas seguintes:

$$G_{0_1}(\text{MPa}) = 14{,}3 \cdot 0{,}4 \cdot \frac{(2{,}17 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(p'_0 \cdot 10^3\right)^{0{,}4} \tag{5.60}$$

$$G_{0_2}(\text{MPa}) = 7{,}9 \cdot 0{,}4 \cdot \frac{(2{,}17 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(p'_0 \cdot 10^3\right)^{0{,}4} \tag{5.61}$$

apresentando-se na Figura 5.52 as tendência relativas, tomando para elas o índice de vazios natural do solo residual.

Verifica-se uma forte subestimação dos valores deste módulo pela aplicação directa das propostas do autor citado, reflectindo o carácter particularmente rígido da componente elástica destes solos residuais.

Na mesma figura apresenta-se uma proposta de ajuste dos valores, em que foi admitida a mesma dependência em relação ao índice de vazios natural ($e \cong 0{,}7$) e foram ajustados os valores das constantes para cumprir a tendência verificada:

$$G_0(\text{MPa}) = 65 \cdot \frac{(2{,}17 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(p'_0 \cdot 10^3\right)^{0{,}07} \tag{5.62}$$

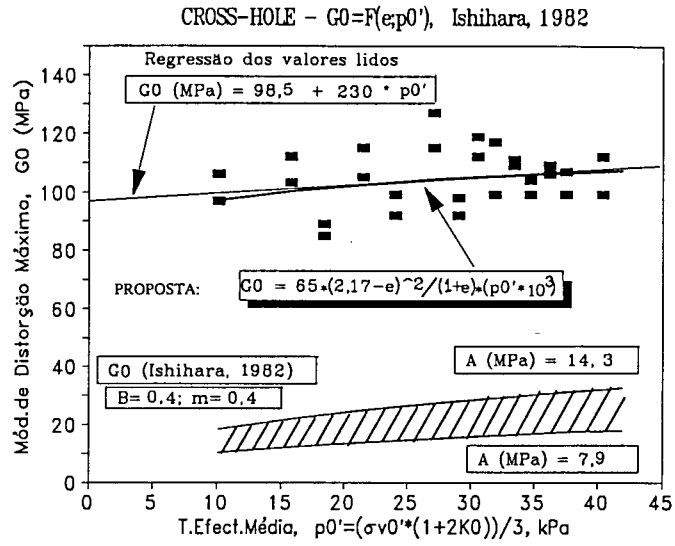


Figura 5.52 - Correlação de G_0 com p_0' e enquadramento com as propostas de Ishihara (1982).

Da expressão (5.62), verifica-se, em relação aos parâmetros da proposta original (2.112), que:

(i) os valores de base do módulo de distorção máximo - reflectidos pela constante identificada por $A \times B$ - são muito mais elevados do que em materiais arenosos do tipo sedimentar;

(ii) a dependência em relação à tensão octaédrica efectiva de repouso - traduzida pelo expoente m - é muito menor.

Naturalmente estas conclusões são válidas para as condições particulares deste grau de alteração e para as tensões efectivas de repouso envolvidas, de reduzido valor em que a influência da cimentação estrutural interparticular é elevada.

Sendo a dependência do módulo de distorção máximo em relação ao índice de vazios e à tensão de repouso, nos termos em que é apresentada atrás, razoavelmente ajustada a materiais do tipo granular sedimentar, já o mesmo não se aceita para solos do tipo residual em que o binómio e_0 *versus* p_0' não é definidor do comportamento destes maciços. Mais englobante é, como atrás foi desenvolvido, o conceito de parâmetro de estado ($\psi = e_0 - e_{crit}$) por integrar, não só o efeito da compacidade e estado de tensão de repouso, mas também alguma reserva de resistência e rigidez associada à estrutura cimentada. Por isso, procurou-se correlacionar o módulo de distorção com ψ, como se representa na Figura 5.53, tendo-se obtido uma relação do tipo:

$$G_0\,(\text{MPa}) = 0{,}11 + 0{,}05 \cdot \psi \qquad (5.63)$$

com $e_0 \cong 0{,}7$ e (ver 6.6):

$$e_{crit} = 1{,}15 - 0{,}26 \cdot \log_{10} p'_0(\text{kPa}) \tag{5.64}$$

Esta expressão para o caso em análise, poderia retratar a dependência paramétrica de solos deste tipo, não fosse a reserva conceptual que se deve pôr na relação de um índice de vazios como o crítico com a tensão efectiva média de repouso. De facto, pela natureza destes solos dificilmente se aceita que o seu comportamento possa ser indexado a uma lei de dependência de um índice de vazios como o crítico, obtida em condições desestruturadas, com o estado de tensão efectiva de repouso. Poderá ser mais consistente optar por uma lei de variação do índice de vazios natural com factores directamente relacionados com o grau de alteração do maciço. Sugere-se assim que, para maior generalização destas correlações em solos desta índole, se procure definir, no futuro, relações entre a compacidade natural e parâmetros como o índice de lixiviação ou o grau de decomposição (ver Capítulo 1).

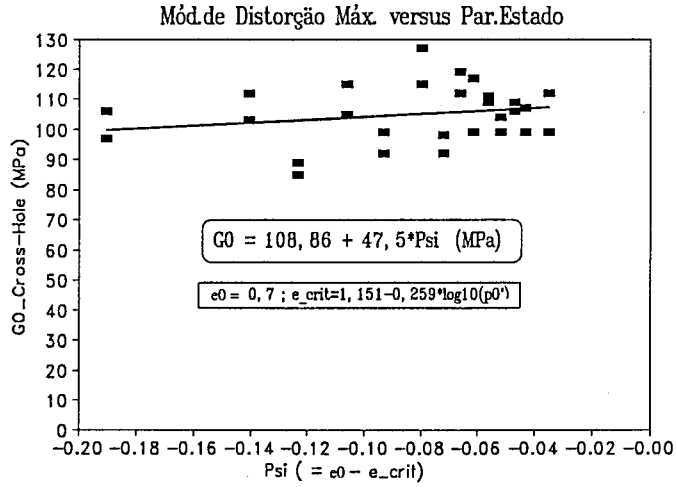


Figura 5.53 - Correlação de G_0 com o parâmetro de estado, $\psi = f(e_0, p'_0, e_{crit})$.

5.6.3.3 - Correlacionamento com G_0 e N_{60}(SPT) e q_c(CPT)

Quanto ao correlacionamento entre G_0 e os parâmetros de resistência à penetração dos ensaios SPT e CPT, fazem-se em seguida algumas análises comparativas relativamente às propostas de bibliografia apresentadas em 2.9.3.

Assim, quanto às correlações entre N_{SPT} e V_{S-CH} (Ohta e Goto, 1978; Seed *et al.*, 1986; Jamiolkowski e Robertson, 1988) - ver expressões (2.113), (2.114) e (2.115) e Quadros

2.16, 2.17 e 2.18 - são apresentados na Figura 5.54a os resultados obtidos na campanha de observação e os de deduzidos a partir de valores correspondentes de N_{60}. Para estes dados utilizou-se a lei de variação dos mesmos em relação à tensão efectiva vertical de repouso, obtida na campanha principal na adjacência do local agora escolhido.

Segundo as propostas referidas, consideram-se os seguintes valores das constantes:

$C=53{,}5$; $f_b=1{,}07$ (areia média); $f_a=1{,}30$ (considerado o pliocénico por se tratar de um material relicar de inerente estruturação histórica);

$\alpha=0{,}84$ (primeira opção em areia média do baixo holoceno).

Dada a subestimação da expressão assim parametrizada, sugere-se como mais representativo de materiais deste tipo a consideração de parâmetros de idade mais elevada. Na Figura 5.54b apresenta-se a proposta que melhor se adapta aos valores observados. Se se considerar fixas as constantes granulométricas ($f_b=1{,}30$; $\alpha=0{,}84$), deduz-se um valor mais alto de:

$$f_a=1{,}5$$

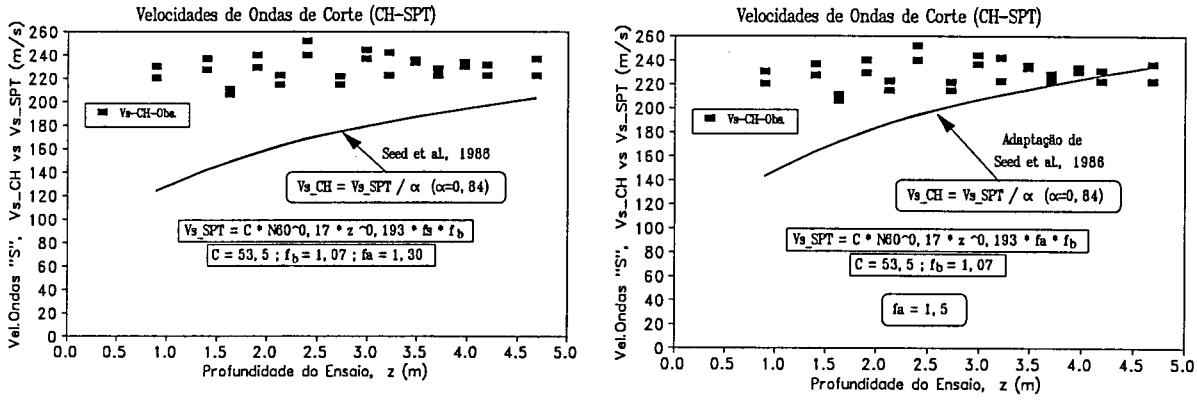


Figura 5.54 - V_S (CH) *versus* V_S (N_{60_SPT}) com as profundidades de ensaio: a) Ohta e Goto (1978), Seed *et al.* (1986) e Jamiolkowski e Robertson (1988); b) proposta para o saprólito estudado.

Como referido em 2.9.3, a maior praticidade das correlações directas entre G_0 e N_{60} (e alguma dificuldade em integrar factores cruzados de tipo mineralógico e físicos dos maciços) leva a uma certa generalização das relações do tipo directo. Na Figura 5.55 apresenta-se um confronto do conjunto das propostas de Ohsaki e Iwasaki (1973), Imai e Tonouchi (1982), Seed *et al.* (1983) e Stroud (1988) com os valores observados. De forma semelhante, usou-se a relação de N_{60} e σ'_{v0} estabelecida na 1ª campanha.

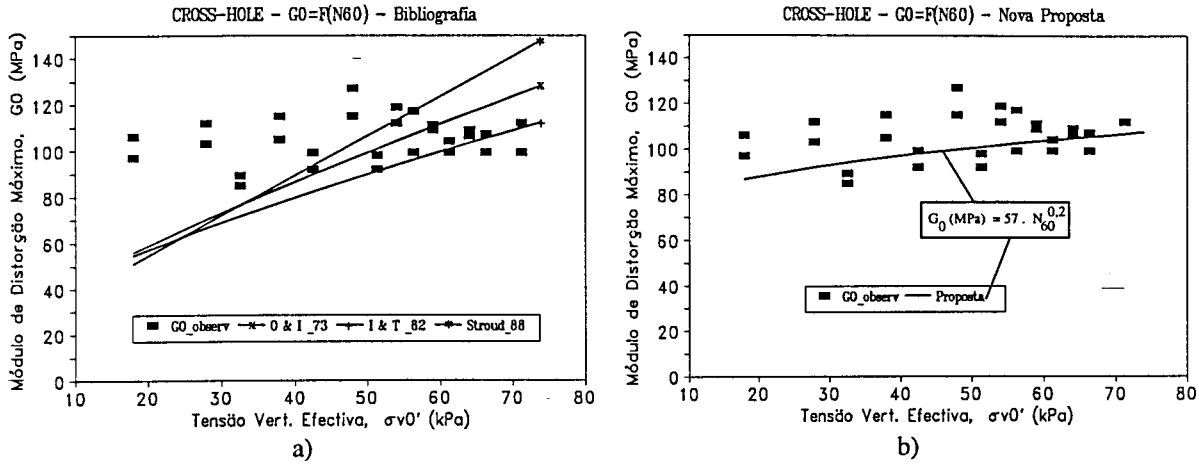


Figura 5.55 - a) Comparação dos valores medidos de G_0 com os obtidos a partir de correlações com N_{60}, utilizando a dependência deste com σ'_{v0} obtida para o maciço estudado; b) correlação proposta para o caso presente.

Desta figura pode-se concluir que é sobretudo o distinto grau de dependência dos parâmetros G_0 e N_{60} com a tensão efectiva de repouso que dissocia as propostas dos valores observados. Este facto, já discutido, revela uma muito maior estabilidade da matriz de rigidez elástica em relação ao estado de tensão nestes solos cimentados (pelo menos para valores tão incipientes das tensões de repouso) do que um parâmetro como o N_{60} cujo declive é, ele mesmo, um reflexo da dependência da resistência com os estados de tensão.

A proposta de correlação para as condições do material estudado tem a seguinte expressão:

$$G_0\,(\text{MPa}) = 57 \cdot N_{60}{}^{0,2} \tag{5.65}$$

e deve ser restringida a níveis de tensão relativamente baixos ($\leq 100\,\text{kPa}$). A generalização para outros níveis e outros graus de alteração deve ser objecto de futuros estudos. São contudo indicações de tendências distintas dos materiais sedimentares que aqui se fundamentam.

A disponibilidade de valores adjacentes de q_{c-CPT} levou a implantar os pontos observados de G_0 / q_c (valores medidos num ensaio de "*cross-hole*" e CPT à mesma tensão efectiva de repouso) em relação ao parâmetro normalizado de resistência de ponta (Jamiolkowski e Robertson, 1988). Em 5.3.6.1 já se havia feito uma interpretação preliminar da relação entre estes parâmetros (ver Figura 5.27). Na Figura 5.56 representa-se estes pontos e as curvas definidas pelos autores para areias reconstituídas em laboratório (em câmaras de calibração e em estados induzidos de consolidação com *OCR*=1 e 10, e gamas de tensões verticais de $\sigma'_{v0} = 50 - 300\,\text{kPa}$).

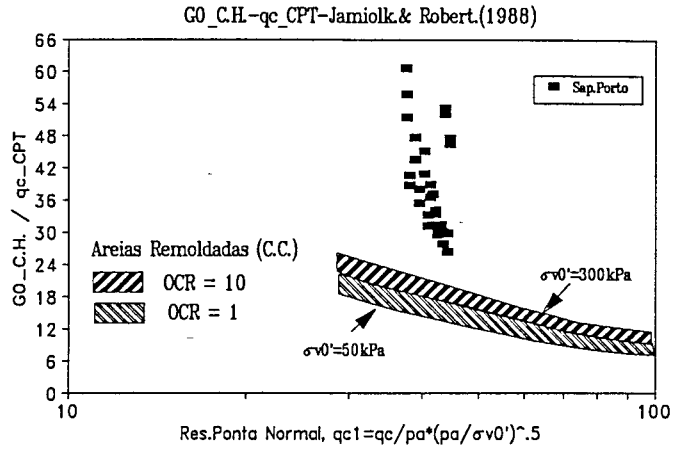


Figura 5.56 - Variação da razão G_{0_CH} / q_{c_CPT} com $q_{c1} = q_c \cdot (p_a / \sigma'_{v0})^{0,5} / p_a$. Confronto com a proposta de Jamiolkowski e Robertson (1988).

Verifica-se, conjuntamente com os resultados comparados de G_0 *versus* N_{60}, que a reserva de rigidez nas condições dos ensaios realizados sobre o saprólito de granito do Porto é muito elevada. Só se dispõe de uma gama de valores de q_{c1} relativamente reduzida, mas pode-se verificar que a não linearidade desta relação $(G_0 / q_c$ *versus* $q_{c1})$ é muito acentuada e tendente para valores mais conducentes com os propostos.

5.6.4 - Ensaios com o Dilatómetro de Marchetti (DMT)

5.6.4.1 - Descrição do equipamento usado e ensaios realizados

O equipamento utilizado nesta campanha é da marca *"Industrial de Sondeos"* e corresponde à versão original do equipamento desenvolvido por Marchetti (1970, 1975). É propriedade do Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção do CICCOPN. Para a penetração da lâmina utilizou-se o equipamento hidráulico do Laboratório de Geotecnia da FEUP - Menhir 100 kN, que permite o avanço controlado das ponteiras de CPT, CPTU ou da lâmina DMT (associado às varas do próprio equipamento da FEUP) à velocidade normalizada de 2 cm/seg.

O dilatómetro propriamente dito é constituído por uma lâmina plana, biselada na extremidade inferior a 60°, com 14 mm de espessura, 96 mm de largura e 220 mm de comprimento. Numa das faces da lâmina existe uma membrana circular de 60 mm de diâmetro, mais flexível, que pode ser expandida, sob pressão de gás, contra o terreno após instalação da lâmina à profundidade de ensaio. No interior da lâmina encontra-se um depósito

que, à medida que fecha ou abre um circuito eléctrico, activa ou desactiva um sinal sonoro ou um galvanómetro. Essa singularidade corresponde, como foi referido em 2.8.1, ao início do movimento da membrana e ao deslocamento do centro de lâmina de 1 mm. Todo o sistema está ligado a um equipamento de medição (manómetros) e controlo de pressões (regulador de pressão), através de cabo eléctrico e de um tubo condutor de gás pressurizado (de botijas de gás). Na Figura 5.57 ilustra-se o equipamento utilizado, com pormenores dos elementos que foram descritos.

O ensaio é realizado, após cravação estática, em cada 20 cm de profundidade e através da expansão fazem-se leituras das pressões A, B e C nos termos da descrição então feita em 2.8. Estas leituras são corrigidas dos valores de inércia e calculadas as pressões p_0, p_1 e p_2, a partir das quais se definem os índices e módulos dilatométricos (ASTM - Sub-Committee D18.02.10, 1986).

5.6.4.2 - Variação dos parâmetros do DMT em profundidade. Identificação do material

Os ensaios foram realizados até uma profundidade de cerca de 4,4 m na qual a resistência à penetração se revelou bastante elevada, pelo que se entendeu prudente não prosseguir pelo risco de danificar a lâmina do aparelho.

Na Figura 5.58 apresenta-se a variação dos parâmetros obtidos, q_{c-CPT}, p_{0-DMT} e p_{1-DMT}, em profundidade. A consistência do andamento destes valores em profundidade é grande o que permite estabelecer correlações com alguma facilidade. Esse trabalho de correlacionamento será feito nos pontos que se seguem.

Como se referiu em 2.8.2, a classificação mais divulgada de solos a partir do DMT (Marchetti, 1980) utiliza o índice do material I_D $(=(p_1 - p_0)/(p_0 - u_0))$.

Na Figura 5.59 apresenta-se o enquadramento, em gráfico de barras, dos valores obtidos de I_D para os pontos ensaiados na classificação referida (Quadro 2.13).

Constata-se que, à excepção de alguns resultados a pequenas profundidades, a classificação do material em termos granulométricos é muito consistente com a sua realidade física. Trata-se, efectivamente, de um material do tipo areia siltosa (*SM*) e pode-se, em princípio, concluir da boa adaptação desta classificação tipológica para o saprólito de granito do Porto.

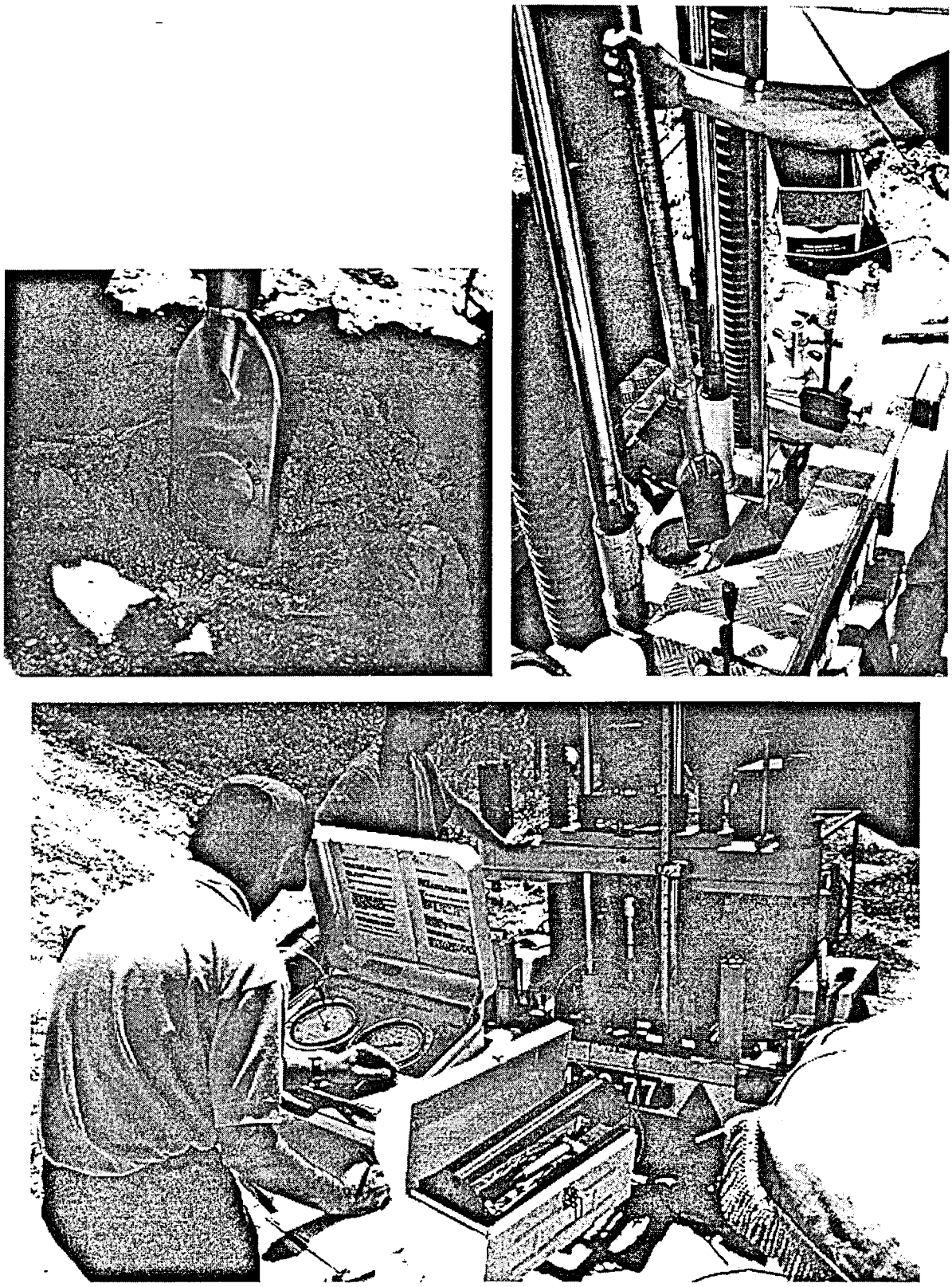


Figura 5.57 - Ilustração do equipamento do Dilatómetro de Marchetti (DMT).

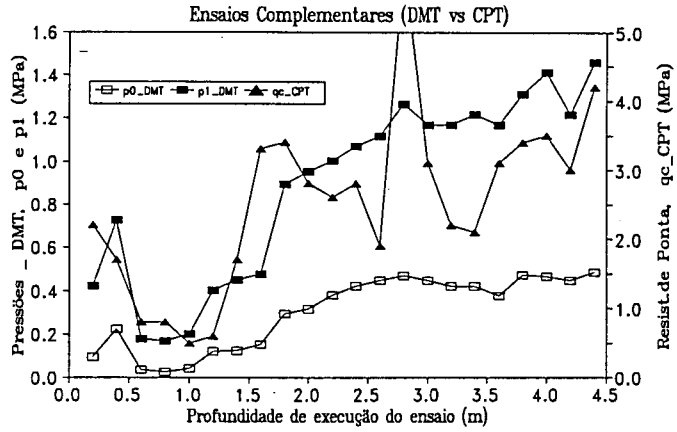


Figura 5.58 - Enquadramento da variação de q_{c-CPT}, p_{0-DMT} e p_{1-DMT} em profundidade.

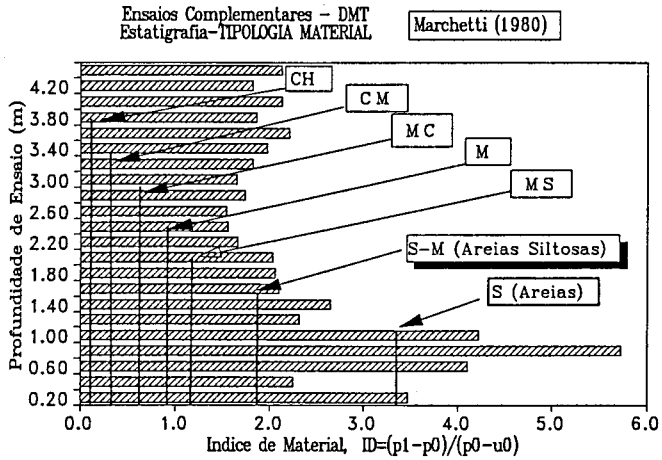


Figura 5.59 - Classificação tipológica do saprólito estudado a partir de I_{D_DMT} - Marchetti (1980).

Na Figura 5.60 apresenta-se, a título comparativo, as propostas de classificação via DMT e via CPT (com base em f_s / q_c), podendo constatar-se que esta última, além de resultar em valores menos uniformes, ajusta-se menos à realidade granulométrica do material (com tendência para classificação como material mais fino, silte e argila). Este facto, foi já anotado em pormenor em 5.3.3 e tem relação directa com o desenvolvimento de valores da resistência lateral mais elevados nestes materiais, provavelmente associados à presença das partículas laminares (micas). Este factor parece não afectar a relação de tensões deduzidas do DMT, pelo que a classificação com base neste ensaio parece mais adaptada ao tipo de resposta mecânica (deformabilidade-resistência) fundamental destes materiais, enquanto a que se baseia em f_s / q_c_CPT poderá ser mais adaptada ao dimensionamento de obras geotécnicas que envolvem a determinação de um coeficiente atrítico entre a parede de um elemento estrutural e o maciço (ex: estacas, paredes moldadas, etc.).

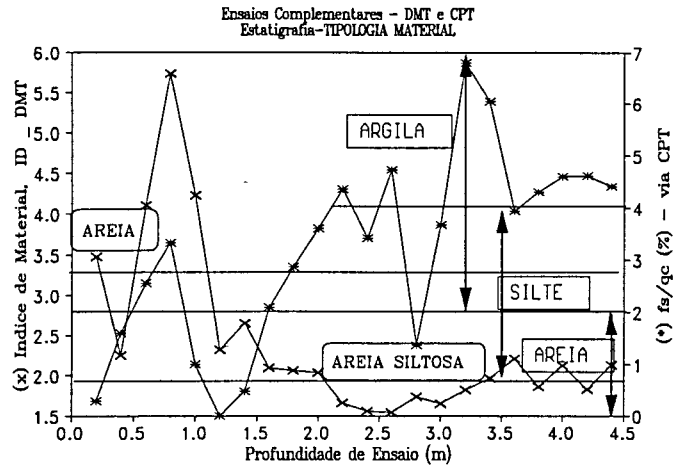


Figura 5.60 - Classificação tipológica do saprólito estudado a partir de I_{D_DMT} e $f_s / q_{c_}CPT$.

5.6.4.3 - Resistência

Das propostas para maciços granulares ou arenosos (ver 2.8.2.3) salienta-se a de Campanella e Robertson (1991) que complementa o ábaco de Marchetti (1985), usando as soluções de Durgunoglu e Mitchell (1970) que integram os parâmetros K_{D-DMT} e q_{c-CPT}. A relação de (q_c / σ'_{v0}) *versus* K_D desta proposta foi testada para os ensaios realizados, assumindo, como ilustra a Figura 5.61, um valor manifestamente baixo (8,4 contra 33) quando comparado com o referente aos solos acima mencionados.

Considerando os valores mais prováveis do índice K_D (entre 7 e 9) e integrando-os no ábaco então apresentado (Figura 2.38), obtém-se um ângulo de atrito da ordem de:

$$\phi' = 43 - 44°$$

o que, admitindo que este ângulo é representativo de um estado plano de deformação (ϕ'_{ps}), se traduz num ângulo de atrito em condições axissimétricas de:

$$\phi'_{ax} = \phi'_{ps} - \left(\frac{\phi'_{ps} - 32}{3}\right) = 39° - 40°$$

Estes valores excedem sensivelmente as estimativas obtidas em ensaios triaxiais (ver Capítulo 6), de 37-38°, o que é provavelmente devido ao facto de estes materiais apresentarem uma componente coesiva da resistência (imputável a cimentações estruturais) que a formulação aplicada não identifica.

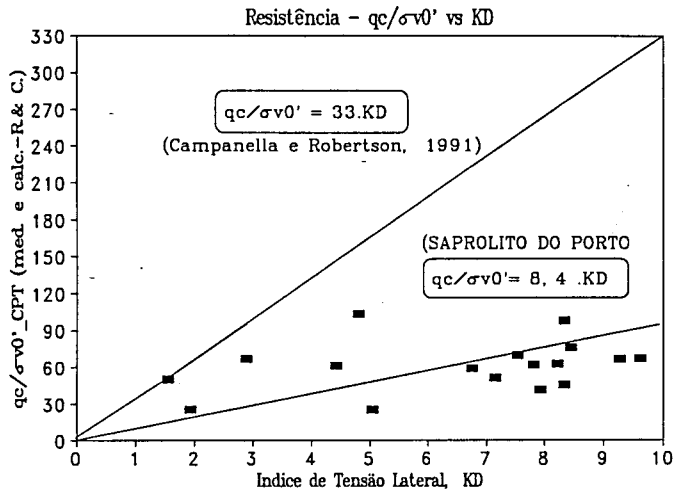


Figura 5.61 - Avaliação da resistência a partir de q_c / σ'_{v0} e κ_{D_DMT} (Campanella e Roberston, 1991).

Interessante torna-se, portanto, constatar que, embora a aplicação directa do ábaco apresentado por Campanella e Robertson (1991) a partir de q_c / σ'_{v0} subestime os valores do ângulo de atrito ($\phi'_{ps}(37-38°) \Rightarrow \phi'_{ax}(35-36°)$), a proposta de adaptação baseada no valor de K_D parece aplicar-se melhor ao comportamento resistente destes materiais.

A incongruência surge na relação de q_c / σ'_{v0} *versus* K_D que, como se viu pela figura anterior, é mais baixa do que a proposta pelos autores, pelo que parece poder concluir-se que:

(i) o ábaco de Marchetti (1985), considerando os parâmetros q_c / σ'_{v0} e K_0, subestima consideravelmente a resistência deste solo residual de granito;

(ii) o ábaco de Campanella e Robertson (1991) considerado nos termos de $q_c = 33 K_D$ (e não tomando a razão real identificada entre o CPT e DMT do campo) pode apresentar-se conveniente na determinação de um valor algo conservativo da resistência deste solo.

Uma breve referência deve ser ainda feita à integração da variação de p_1 com σ'_{v0} na proposta de Bogossian (1989). Na Figura 5.62 apresenta-se as variações de q_c e p_1 *versus* σ'_{v0}, sendo que no primeiro a regressão é directa enquanto no segundo se impõe a passagem pela origem. Esta última é análoga à da proposta do autor referido, verificando-se uma relação do tipo:

$$p_1 = 23{,}4 \cdot \sigma'_{v0} \tag{5.66}$$

manifestamente superior à do autor ($p_1 = 10 \cdot \sigma'_{v0}$ - ver expressão 2.110), o que poderá reflectir materiais de tipologias distintas. A identificação do tipo de alteração dos materiais ensaiados no Brasil por Bogossian não é clara, mas parece ser do tipo laterítico (solos mais maduros) com granulometrias mais finas, o que baixará fortemente o valor de p_1.

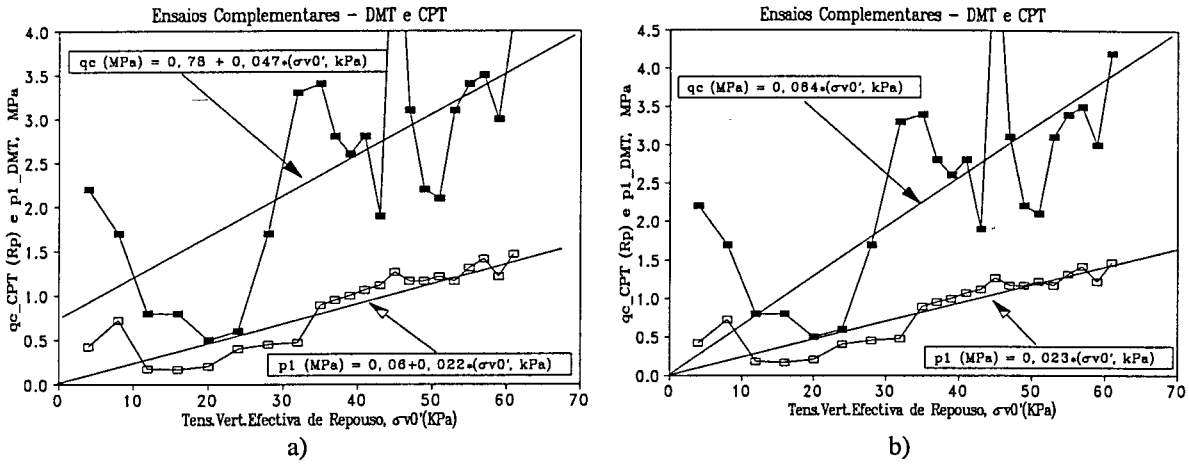


Figura 5.62 - Variações de q_c e p_1 *versus* σ'_{v0} : a) relações directas; b) imposição da origem dos eixos.

5.6.4.4 - História de tensões - coeficiente de impulso em repouso

A proposta de Marchetti (1980, 1985) para avaliação do coeficiente de impulso em repouso foi complementada mais recentemente por Baldi *et al.* (1986) com o estabelecimento da dependência de K_0 com K_{D-DMT} e q_{c-CPT} / σ'_{v0} - equação (2.100) apresentada em 2.8.2.4. Os valores dos parâmetros de dependência (C_1, C_2 e C_3) determinados em solos remoldados (normalmente consolidados e sobreconsolidados) foram os seguintes:

$$C_1 = 0,376;\ C_2 = 0,095;\ C_3 = -0,00172$$

Na Figura 5.63a comparam-se os valores de K_0 determinados por esta expressão com os obtidos nos ensaios atrás descritos. Como se verifica, à excepção de alguns resultados pontuais, esta formulação sobrestima fortemente os valores de K_0, o que não é de estranhar, nomeadamente pela forma distinta como se correlaciona com os dados de K_D e q_c / σ'_{v0}.

Partindo da relação antes estimada (ver Figura 5.61):

$$q_c / \sigma'_{v0} = 8,4 \cdot K_D \qquad (5.67)$$

foi alterado o valor do coeficiente C_2 na proporção entre a relação corrente e esta última:

$$C_2 = \frac{8,4}{33} \cdot 0,95 = 0,024$$

sendo a nova proposta de correlação para K_0:

$$K_0 = 0,736 + 0,024 \cdot K_D - 0,00172 \cdot q_c / \sigma'_{v0} \qquad (5.68)$$

Na Figura 5.63b mostra-se os valores assim calculados, constatando-se um muito bom enquadramento com os anteriormente definidos para K_0.

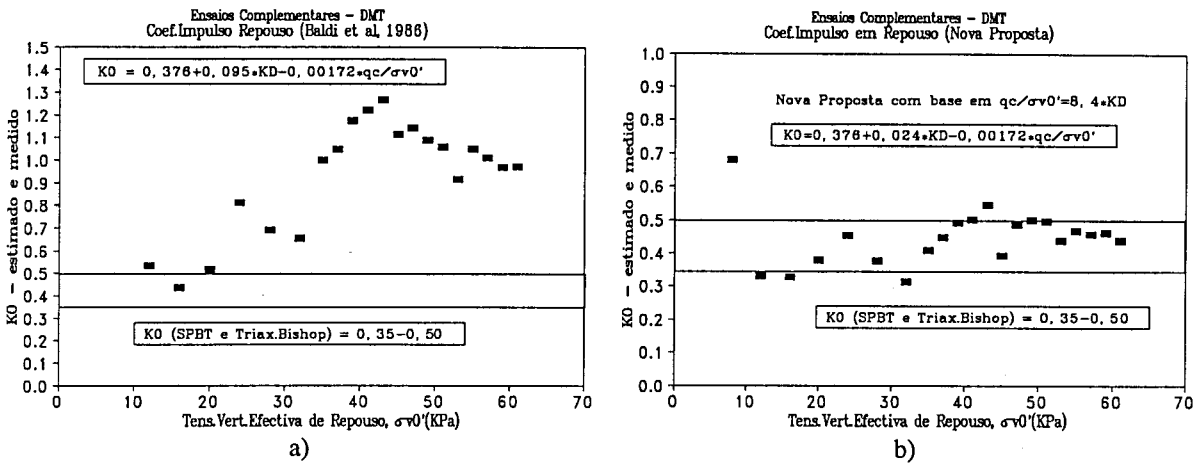


Figura 5.63 -Estimativa de K_0 a partir de q_c e K_D / σ'_{v0} - confronto com resultados do SBPT e Triaxial-K_0: a) proposta original de Baldi *et al.* (1986); b) nova proposta.

Esta proposta fica, naturalmente, sujeita a confirmação noutras campanhas experimentais mas indicia uma possível forma de abordagem das correlações com base num binómio $K_D - q_c / \sigma'_{v0}$ distinto, cuja razão pode tipificar o material na sua condição natural e integrar-se numa relação próxima da proposta por Baldi *et al.* (1986).

Outra forma de abordagem desta questão é a partir da proposta de Mayne (1987) - expressão (2.102) - que relaciona directamente a pressão efectiva de início de expansão com a tensão de pré-consolidação (determinada pelo autor em ensaios edométricos sobre amostras indeformadas). Embora a noção de grau de sobreconsolidação tenha, no caso de solos residuais, um significado físico pouco consistente com a sua génese, apresenta-se na Figura 5.64, como exercício meramente paramétrico, a variação do parâmetro δ, definido pelo autor, considerando os valores obtidos para p_0 nos ensaios realizados e σ'_p avaliada na extensa campanha de ensaios edométricos sobre amostras indeformadas (ver 6.2).

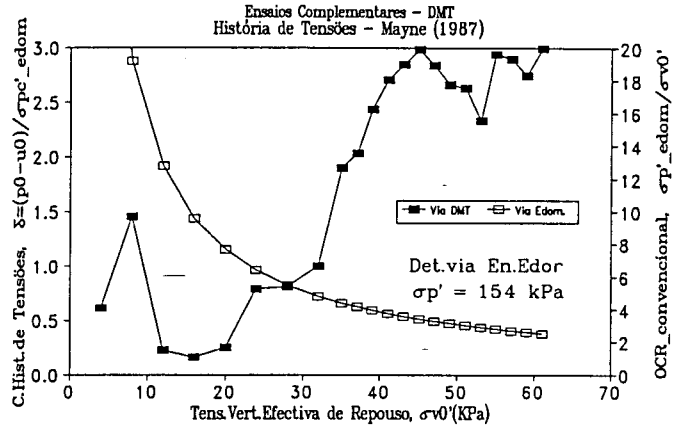


Figura 5.64 - História de tensões a partir de p_{o_DMT} (Mayne, 1987).

Ressalvando a zona mais superficial, já identificada como muito arenizada pelas razões expostas, δ tende para valores entre 2,5 e 3,0 numa gama de OCR - convencional - de 2 a 4. Esta solução é, contudo, pouco englobante por depender exclusivamente de uma pressão de início de expansão, sabendo-se que corresponde a um estado não controlado de remeximento do maciço, devido à inserção da lâmina, dificilmente quantificável e variável consoante o grau de estruturação e cimentação do mesmo.

As mais recentes tendências de caracterizar os materiais granulares por um parâmetro de estado (ψ), sugerem análises do tipo da solução apresentada por Bellotti *et al.* (1994) cuja expressão (2.103) foi apresentada em 2.8.2.4. A Figura 5.65 mostra as curvas do parâmetro de estado considerando um índice de vazios natural médio de $e_0 = 0,70$, a equação da linha dos estados estáveis (ver 6.9) e o valor de ψ estimado pela expressão (2.103), considerando K_{D-DMT} dos ensaios realizados e $K_0 = 0,36$.

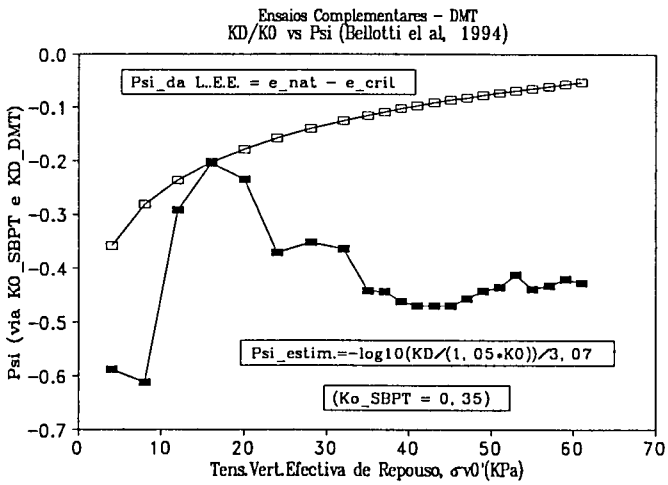


Figura 5.65 - Parâmetro de estado a partir de K_{D_DMT} / K_0 (Bellotti *et al.*, 1994).

As curvas representadas na figura anterior sugerem as seguintes considerações:

(i) há uma substancial sobrestimação do parâmetro de estado (sobrestimação do valor absoluto) o que se traduziria, nos termos da proposta de Bellotti *et al.*, em valores excessivamente elevados da reserva de resistência em relação ao ângulo de atrito crítico (estimado em 31,6°); valores, tão elevados de ψ indiciam um valor de ϕ'_{pico} muito para além dos indicados pelos ensaios que foram antes descritos;

(ii) esta sobrestimação de ψ, por meio da razão de K_D / K_0, resulta dos valores relativos de K_D e K_0 serem muito mais elevados em materiais do tipo residual, caracterizados por respostas iniciais muito rígidas e, paradoxalmente, coeficientes de impulso em repouso muito baixos (facto já amplamente discutido atrás); explica-se, assim, que a expressão proposta pelos autores, deduzida em condições de deposição recente de maciços terrosos, seja tão desajustada aos valores observados.

Como hipótese de correlacionamento aplicável a maciços do tipo saprolítico do granito do Porto, e com a devida reserva pela limitação de resultados, procurou-se uma relação que melhor se ajustasse aos valores observados. Assim, na Figura 5.66 representa-se as bases de uma proposta de correlacionamento para materiais deste tipo, cuja expressão assume a seguinte forma:

$$K_0 = K_D / \left(46{,}8 \cdot 10^{3{,}82 \cdot \psi}\right) \tag{5.69}$$

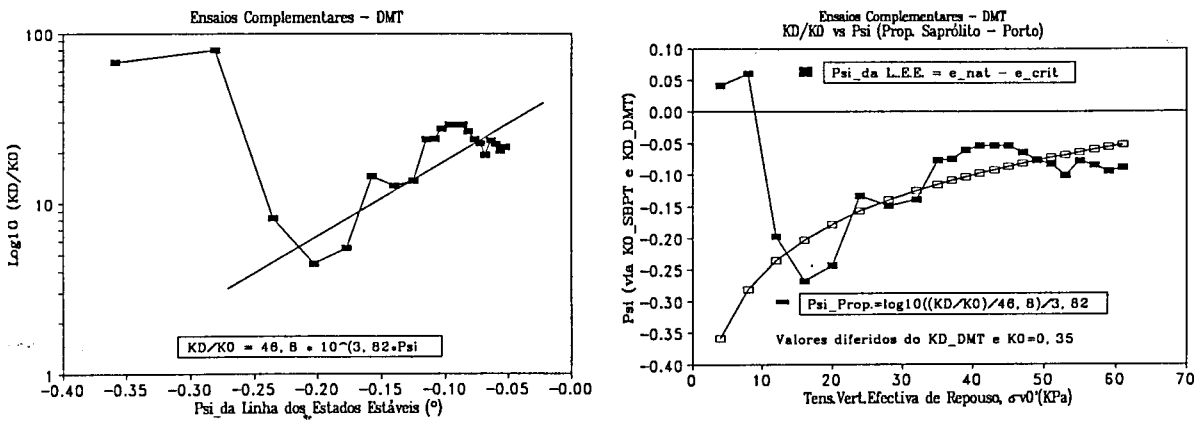


Figura 5.66 - Proposta de avaliação de ψ a partir dos valores de K_0 e K_{D_DMT} para o saprólito analisado.

5.6.4.5 - Módulo de compressibilidade unidimensional (edométrico)

Na perspectiva de análise das propostas mais correntes, apresenta-se na Figura 5.67a o enquadramento dos valores observados da razão, R_M, dos módulos dilatométrico e de compressibilidade unidimensional com K_D e os correspondentes à proposta de Marchetti (1980). O desfasamento entre os valores observados e os propostos pelo autor é evidente. Refira-se que o módulo edométrico (M_D) foi obtido em ensaios edométricos - ver 6.2 - nos ramos "virgens" de carregamento, enquanto E_D e K_D resultam directamente de ensaios DMT em condições naturais e estruturadas. Não há, por isso, correspondência entre as condições do material assim parametrizado. Assim, sendo os módulos do DMT - em especial E_{D-DMT} - determinados no campo, estes correspondem à condição material estável (anterior à zona limiar elástica-"threshold locus"), ainda cimentada, sendo mais natural correlacioná-los com os módulos de descarga - recarga determinados nos ensaios edométricos.

Na Figura 5.67b mostra-se esse enquadramento verificando-se uma ligeira melhoria nos termos dos valores absolutos com a metodologia de Marchetti, mas mantendo-se a tendência de variação inversa dos valores observados com a proposta do autor. Os valores de R_M (M_D / E_D ou mesmo M_R / E_D) são neste caso relativamente baixos, o que pode traduzir alguma perturbação na amostragem para os ensaios edométricos, devendo ser tratados com algumas reservas.

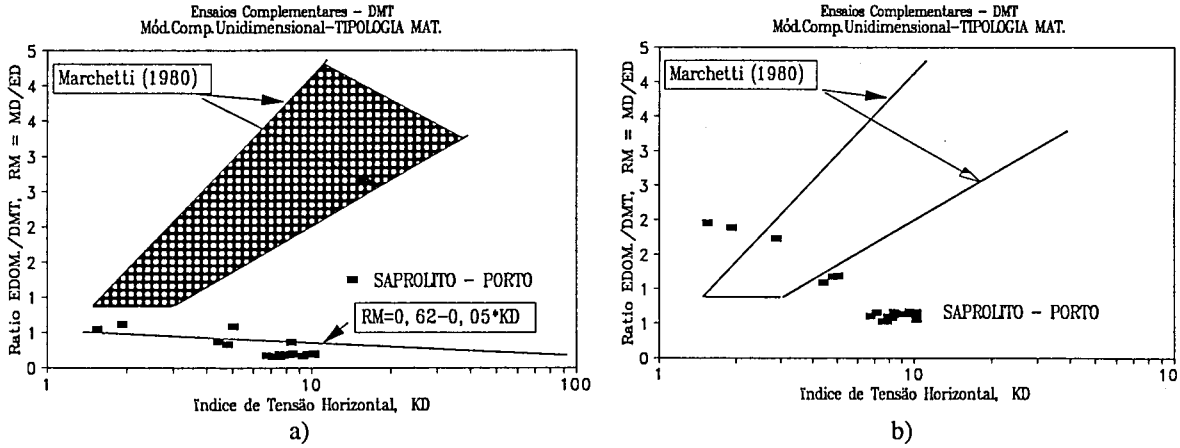


Figura 5.67 - Razão do módulo de compressibilidade unidimensional com E_D e K_D - DMT, considerando os ramos dos ensaios edométricos (Marchetti, 1980): a) virgens; b) de descarga-recarga.

Vê-se assim que o desenquadramento das relações de K_D e E_D com M_D e M_R impede a utilização dos ábacos sequenciais apresentados por Lacasse e Lunne (1988) - ver 2.8.2.5 - a menos que se consiga uma tendência mais apropriada da relação entre $R_M(M_D / E_D)$ e K_D para estes solos saprolíticos (o que naturalmente exigiria uma muito mais extensa campanha experimental). Definida esta lei ou gama de relações, poder-se-ía avaliar o módulo de descarga-recarga (M_R) através de um ábaco tipológico semelhante ao apresentado na Figura 5.68 (com a tendência do saprólito de granito do Porto definida nos ensaios edométricos).

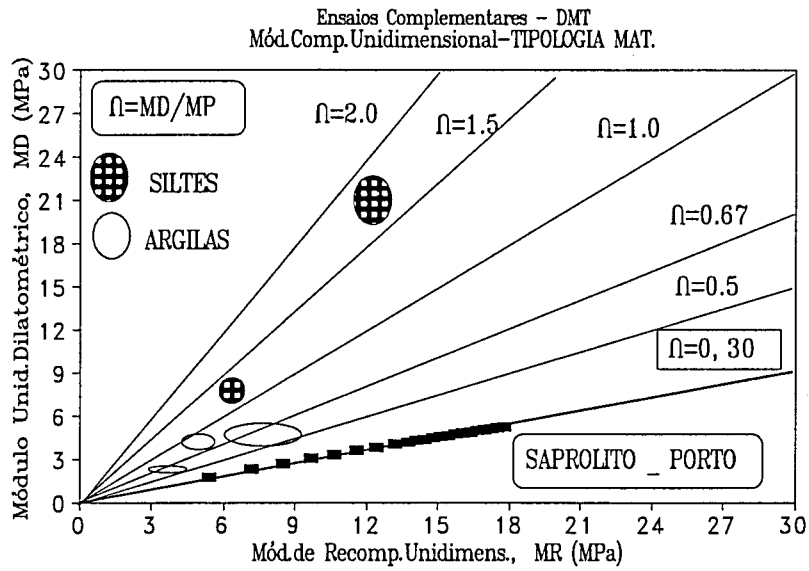


Figura 5.68 - Relação de $M_{R_edométrico}$ e M_D (E_D e K_{D_DMT}) (Lacasse e Lunne, 1988).

5.6.4.6 - Módulo de Deformabilidade

Como foi referido em 2.8.2.5, os critérios mais correntes para avaliação da deformabilidade dos maciços com vista ao dimensionamento geotécnico seguem correlações entre o módulo E_D do DMT e o módulo de deformabilidade do solo. A indefinição surge no nível de tensão-deformação a referenciar estas correlações. Para generalizar a dependência entre estes parâmetros, fez-se uma análise comparada entre os módulos de deformabilidade deduzidos de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas (ver 6.5) para vários níveis de tensão, os módulos definidos a partir dos ensaios de "*cross-hole*" e os obtidos no ensaio DMT, cuja variação com a tensão média efectiva de repouso se apresenta na Figura 5.69.

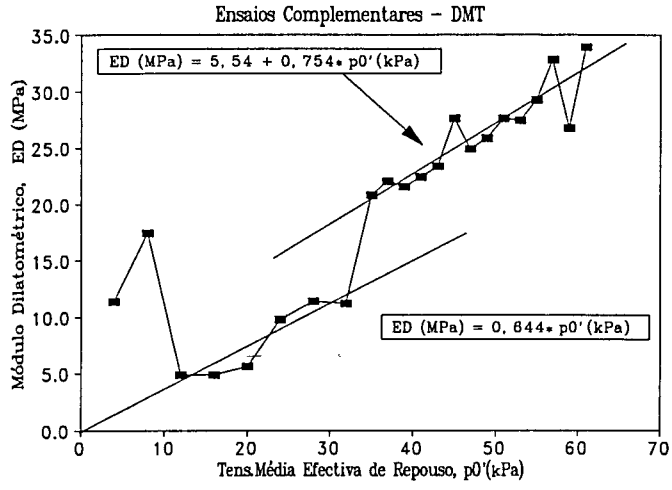


Figura 5.69 - Variação de E_D *versus* p'_0 .

O Quadro 5.31 inclui os coeficientes de correlação obtidos entre os módulos referidos numa expressão do tipo:

$$E = a + b \cdot E_{D-DMT} \tag{5.70}$$

sendo E o módulo de deformabilidade para as seguintes condições:

E_0 : definido a partir do valor de G_0 ("*cross-hole*") considerando $\upsilon = 0{,}26$,

E_{el} : definido no ramo rectilíneo de recarga (ver considerações no Capítulo 6),

E_{dr}: definido entre os pontos de vértice do ciclo intermédio de descarga-recarga,

$E_{ti,i}$: módulo tangente inicial definido nos primeiros pontos da curva,

$E_{s10\%}$: módulo secante para 10% de q_f,

$E_{s25\%}$: idem para 25% de q_f,

$E_{s50\%}$: idem para 50% de q_f,

e com todos os valores dos módulos de deformabilidade deduzidos dos ensaios triaxiais, considerando instrumentação interna (ver Quadro 5.5). A dependência com σ'_{c0} $(= p'_0)$ foi resumida no Quadro 5.5.

Destes parâmetros, os que mais se referenciam nos últimos trabalhos da especialidade (Jamiolkowski *et al.*, 1988; Jamiolkowski e Robertson, 1988; Baldi, 1989) são os correspondentes a E_0 e $E_{s10\%}$. O primeiro porque, como já foi referido, apresenta-se como independente de factores secundários, para além do índice de vazios e da tensão efectiva média de repouso, podendo ser estabelecidas correlações únicas para cada tipo de material e em particular para diferentes valores de OCR e condições de fábrica e estrutura. O segundo por melhor se adaptar às condições de serviço mais correntes em fundações.

Quadro 5.31 - Coeficientes da lei de variação: $E(triaxiais) = a + b \cdot E_{D-DMT}$ (MPa)

	a	b	$\overline{\varepsilon}$ - *CH* e triaxiais
E_0	248,3	0,76	10^{-6}–10^{-4}
E_{el}	39,0	1,22	—
E_{dr}	18,9	0,70	—
E_{ti}	20,0	0,51	10^{-4}
$E_{s10\%}$	10,9	0,22	4×10^{-4}
$E_{s25\%}$	7,7	0,19	2×10^{-3}
$E_{s50\%}$	5,8	0,18	5×10^{-3}

A apresentação das correlações entre estes módulos faz-se introduzindo uma dependência em relação a um parâmetro definidor do estado de tensão efectiva inicial, o que generaliza a relação entre estes módulos cuja expressão é:

$$p_{0N} = \frac{p_{0-DMT}}{\sqrt{\sigma'_{v0} \times p_a}} \tag{5.71}$$

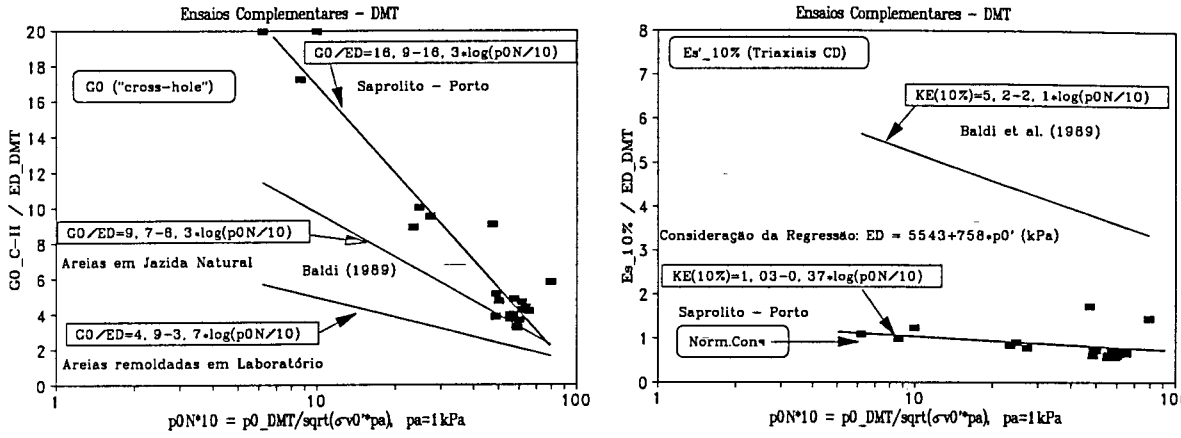
sendo $p_a = 1$ kPa para a adimensionalizar.

A Figura 5.70a mostra os valores obtidos e a correlação correspondente entre G_0 e E_{D-DMT}, enquadrando-os com as propostas de Baldi (1989). As expressões que se traduzem naquela figura foram deduzidas a partir dos pontos representados no gráfico do trabalho correspondente.

Para os valores dos ensaios efectuados no campo experimental de Matosinhos a relação obtida tem a seguinte forma:

$$G_0 / E_D \cong 16{,}7 - 16{,}34 \cdot \log_{10}(p_{0N}) \tag{5.72}$$

com um gradiente substancialmente maior do que as de Baldi (1989), ver 2.8.2.5 (Figura 2.40), com valores elevados para níveis mais baixos das pressões de expansão inicial normalizada (p_{0N}), o que revela o forte grau de não linearidade da rigidez e os valores relativos elevados desta última para tensões de confinamento mais baixas (zona em que a parcela de rigidez associada à estrutura - cimentação - mais se faz sentir).



a) b)

Figura 5.70 - Relações entre: a) G_0 e E_{D-DMT}; b) $E_{s10\%}$ e E_D (Baldi, 1989).

Quanto à relação entre os $E_{s10\%}$ e E_D, apresenta-se na Figura 5.70b os resultados comparados com as referências do mesmo autor. Aqui o enquadramento faz-se tão somente entre dois tipos de sobreconsolidação (*NC* e *OC*) em areias remoldadas e ensaiadas em câmaras de calibração, já que os factores envolvidos para módulos em níveis de deformação elevados são maiores. Assim, verifica-se que a razão daqueles módulos se situa entre as duas condições de consolidação, sendo a não linearidade em relação a p_{0N} muito semelhante à dos solos sobreconsolidados, mas com valores absolutos mais baixos e tendentes mais cedo para os valores típicos da relação para solos normalmente consolidados:

$$\frac{E_{s10\%}}{E_{D-DMT}} = 2{,}35 - 2{,}21 \cdot \log_{10}(p_{0N}) \qquad (5.73)$$

considerando sempre

$$E_{s10\%} / E_D \geq 0{,}9$$

que é o valor limite indicado pelos autores atrás citados.

5.6.4.7 - Assentamentos em fundações superficiais via DMT - sapata experimental

Como se viu em 2.8.3 os métodos mais consagrados até à data (Schmertmann, 1986; Leonards e Frost, 1988) recorrem a formulações variantes da Teoria da Elasticidade, introduzindo diagramas de influência do tipo do proposto por Schmertmann (1978). Consideram a variação do módulo dilatométrico (E_D) ao longo de uma profundidade de influência ($H_i \cong 2 \cdot B$, para o caso particular de sapatas circulares ou quadradas). O valor

correspondente a cada subcamada, em que se discretiza essa zona de influência, é afectado de um coeficiente K_E ($= E_i / E_{D_i}$, com E_i o módulo de deformabilidade) representativo da correlação estimada por cada tipo de material granular.

A expressão (2.107), então apresentada na sua versão mais geral, adaptada às condições de sapata experimental é a seguinte:

$$s_j = q_j \sum_{0}^{H_i=2\cdot B} \left(\frac{I_{zi} \cdot \Delta z_i}{K_E \cdot E_{Di}} \right)_j \tag{5.74}$$

sendo:

s_j - assentamento devido à tensão vertical aplicada à base da sapata, q_j;

$(I_{zi})_j$ - factor de influência no centro da subcamada i (dependente da tensão q_j) e formalmente estimado pelo diagrama de Schmertmann (1978);

Δz_i - espessura da subcamada i

$\left(K_{E_i} \cdot E_{D_i}\right)_j = E_{ij}$ - valor do módulo de deformabilidade representativo da subcamada i sujeita à carga j.

Para a lei da variação de E_{D-DMT} com a tensão efectiva vertical de repouso admitiu-se o ramo correspondente aos ensaios da campanha experimental complementar abaixo do nível freático, que se considera representativo do saprólito em estudo, e cuja expressão é:

$$E_D\,(\text{MPa}) = 5{,}54 + 430 \cdot \sigma'_{v0} \tag{5.75}$$

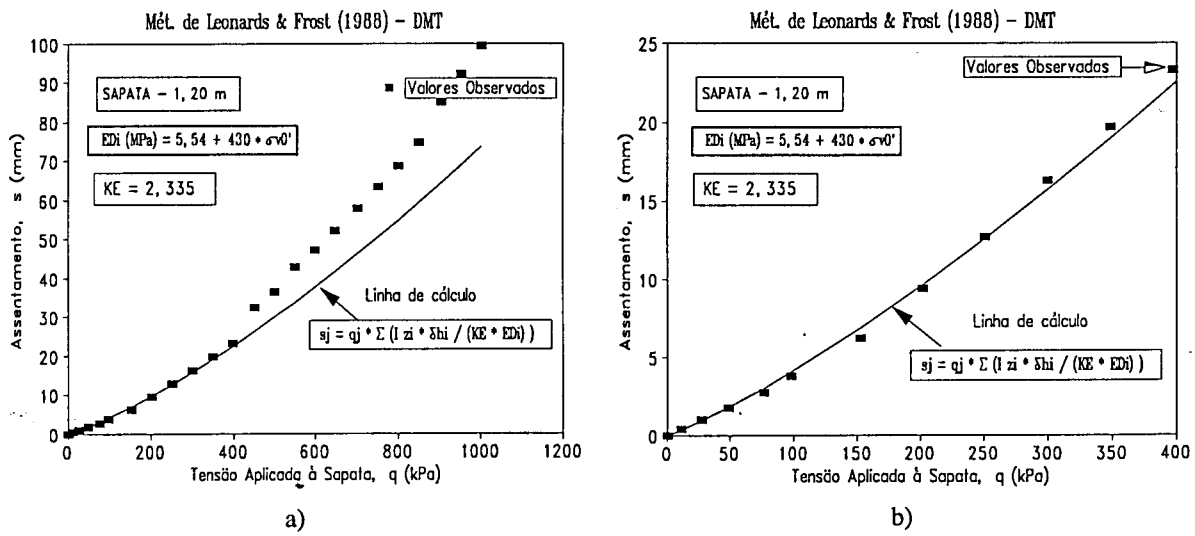


Figura 5.71 - Comparação da curva de ensaio da sapata experimental com a deduzida pelo método de previsão de assentamentos com base em resultados do DMT (Schmertmann, 1986; Leonards e Frost, 1988): a) curva geral; b) curva até 400 kPa.

Para obter um valor de K_E representativo da resposta da sapata nas condições do maciço em análise, procedeu-se à retroanálise da curva observada $(q_j - s_j)$ de forma a ajustar esses valores aos calculados pela formulação referida.

A Figura 5.71 ilustra as curvas comparadas, tendo sido obtido o melhor ajuste para as condições consideradas de serviço para um valor daquele coeficiente de $K_E = 2,34$. Este resultado sugere as seguintes considerações:

(i) as correlações a adoptar do módulo dilatométrico (E_D) com o módulo de deformabilidade para dimensionamento de fundações superficiais pela formulação dos diagramas de influência de Schmertmann (1978) - método do mesmo autor (1986) e Leonards e Frost (1988) - em solos saprolíticos de granito, parecem apresentar tendências intermédias entre as propostas para solos arenosos recentes normalmente consolidados e sobreconsolidados ($K_E = 0,99 \pm 0,19$ e $3,25 \pm 0,71$ para, respectivamente, $OCR = 1$ e $1,4 - 8,8$ - Berardi *et al.*, 1991); a esta tendência não são estranhas conclusões semelhantes deduzidas das análises dos métodos Berardi *et al.* (1991) e Robertson (1991) com base na variação do q_{c-CPT} e N_{60-SPT} (ver Capítulo 7); de facto, tratando-se de solos de categoria 2, as relações entre parâmetros de deformabilidade e resistência situam-se em gamas intermédias entre os correspondentes aos solos de categoria 1 (sedimentares recentes, normalmente consolidados) e de categoria 3 (sedimentares sobreconsolidados) segundo a classificação de Berardi *et al.* (1991) - ver 2.5.4.3;

(ii) o parâmetro de correlação em causa corresponde, praticamente, ao de $K_{E10\%}$ (correlação entre o módulo dilatométrico e o módulo de deformabilidade secante a 10% de q_f) para a pressão de expansão normalizada (p_{0N}) - ver ponto anterior - o que indicia que os valores mais baixos da correlação entre $K_{E10\%}$ e p_{0N} corresponderão a estados de deformação para além do limiar elástico e que importam às condições de serviço da sapata; ou seja, tendo sido realizados os ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas recolhidas dentro da zona de influência da sapata experimental e segundo tensões de confinamento correspondentes, são os valores da relação $K_{E10\%}$ referentes a p_{0N} dessa mesma gama os que naturalmente representam a correlação mais adequada entre os módulos; este facto é indicador da necessidade de se procurar definir os valores de E_{D-DMT} representativos das zonas de influência das sapatas, cujas dimensões se calculam em projecto, para que os mesmos - afectados do coeficiente K_E agora indicado - venham traduzidos em módulos correspondentes às condições geométricas da sapata.

5.6.4.8 - Correlações entre o DMT e outros ensaios *in situ* - tendências preliminares

Dada a marcada heterogeneidade dos solos residuais do granito, não se pode generalizar o correlacionamento entre os resultados dos ensaios desta campanha complementar com os da campanha principal. Apresentam-se, no entanto, tendências de correlações preliminares, cuja legitimidade parece aceitável à luz da extrema proximidade da execução dos ensaios e do enquadramento dos correspondentes DPL e CPT.

Para melhor visualização paramétrica, o Quadro 5.32 inclui as leis de variação de alguns dos parâmetros mais significativos dos ensaios realizados em função da tensão efectiva vertical de repouso, e no horizonte abaixo da zona que atrás se considerou descomprimida.

Quadro 5.32 - Coeficientes das leis de variação de E_{D-DMT} com G_{0_CH}, q_{c-CPT} e N_{10_DPL}.

Relação (σ'_{v0}) segundo:		G_0 (MPa) (CH)	q_c (MPa) (CPT)	N_{10} (DPL)	p_1 (MPa) (DMT)	E_D (MPa) (DMT)
$P = a + b \cdot \sigma'_{v0}$	a	98,52	0,68	3,70	0,34	5,54
(σ'_{v0} em kPa)	b	0,13	0,04	0,24	0,02	0,43
Correlação		$G_0 = a + b \cdot E_D$ (MPa)		$q_c = a + b \cdot E_D$ (MPa)	$N_{10} = a + b \cdot p_1$ (p_1,MPa)	
Índices	a	96,85		-0,11	-0,83	
	b	0,30		2,32	14	

Como curiosidade, e de acordo com as indicações de bibliografia (ver 2.8.2.6), verificaram-se as relações entre os parâmetros do pressiómetro de Ménard (PMT) e do dilatómetro de Marchetti (DMT) para a gama de tensões envolvidas $(\sigma'_{v0} = 0 - 70\,kPa)$, tendo-se obtido:

$$p^*_{L-PMT} / (p_0 + p_1) = 0{,}9 - 1{,}15 \qquad (5.76)$$

$$E_{D-DMT} / E_{pm-PMT} = 1{,}15 - 2{,}81 \qquad (5.77)$$

A razão $p^*_{L-PMT}/(p_0+p_1)$ obtida é superior à que é típica dos solos sedimentares arenosos correntes ($\cong$ 0,5), reflectindo valores mais elevados da resistência deduzida da pressão limite de Ménard, provavelmente consequência de:

(i) as pressões do DMT (p_0 e p_1) se situarem aquém da envolvente de rotura nestes solos de tipo residual;
(ii) (ou) de a introdução da lâmina em materiais com frágeis cimentações interparticulares ser mais perturbadora do que a préfuração para o pressiómetro de Ménard.

No que respeita à razão E_{D-DMT}/E_{pm-PMT}, a gama obtida é inferior à indicada na bibliografia (valores de 2 a 5), provavelmente como consequência da elevada desestruturação destes materiais pelo processo de cravação da lâmina.

Estas indicações sugerem a necessidade de um muito cuidadoso critério na adopção das correlações (apresentadas na bibliografia e desenvolvidas para solos do tipo sedimentar), quando realizados ensaios deste tipo em maciços residuais, e um alerta muito veemente para o desenvolvimento de correlações específicas para estes últimos materiais.

5.7 -CONCLUSÕES

Neste capítulo apresentaram-se os resultados da campanha de ensaios *in situ* levados a cabo no campo experimental do Novo Hospital de Matosinhos, tendo-se analisado a aplicabilidade das correlações paramétricas, desenvolvidas geralmente para solos sedimentares e que se encontram na bibliografia da especialidade, e proposto novas e mais adaptadas aos materiais saprolíticos. Procurou-se, ainda, avaliar preliminarmente alguns critérios de definição de parâmetros mecânicos (de deformabilidade e de resistência) com vista ao dimensionamento de fundações superficiais. A sua integração com os resultados dos ensaios de carga em placa, e, particularmente, da sapata protótipo, será feita no Capítulo7.

ENSAIOS COM SPT

Os resultados dos ensaios SPT, realizados em 4 furos de sondagem e numa sequência praticamente contínua (houve a preocupação de definir o mais extensivamente possível a resposta até camadas incipientemente envolvidas no processo deformacional da sapata protótipo), para além de permitirem uma classificação directa dos horizontes atravessados a

partir das amostras recolhidas (ver Capítulo 3), permitiram definir um andamento do número de pancadas do ensaio SPT ($N_{SPT}=N_{60}$) - corrigidas - ao longo do horizonte importado por este estudo e, com isso, definir leis de variação com as tensões efectivas de repouso que serviram de base ao confronto paramétrico com os outros ensaios realizados.

Tendo-se avaliado a importância do factor de alívio de tensões pela préfuração, houve o cuidado de fazer leituras nos segundos e terceiros 15 cm de penetração (após as pancadas de ajuste correspondentes aos primeiros 15 cm de penetração), constatando-se não haver uma diferença consistente entre estas medições consecutivas.

A interpretação da resposta de N_{60} para avaliação de parâmetros de dimensionamento fez-se sistematicamente em termos de resistência e deformabilidade. Assim, foram testadas as metodologias de cálculo do ângulo de atrito a partir de $\Delta N_{60} / \Delta\sigma'_{v0}$ e do valor de $(N_{60})_i$ na origem das tensões efectivas (De Mello, 1972), tendo-se constatado que o primeiro critério se apresenta fortemente anti-conservativo, facto conceptualmente estranho, mas que, para os valores baixos de tensões efectivas de repouso envolvidas, é explicado pela grande importância dos aspectos estruturais - cimentação interparticular e outras ligações relicares - que poderão sobrepor-se aos factores de estado de tensão geostática. Já o segundo critério, que aliás carece de fundamentação teórica, parece desajustar-se fortemente dos valores expectáveis para este solo e é claramente dispersivo.

A metodologia mais envolvente de avaliação do ângulo de atrito de maciços granulares (Décourt, 1989), que adopta o parâmetro normalizado $(N_1)_{60}$ em relação à tensão octaédrica efectiva de repouso, permitiu verificar que a variação de $(N_1)_{60}$ não é substancial, reflectindo uma banda de valores entre 34° e 41° para o conjunto de todos os ensaios e 36° a 40° para os adjacentes à sapata e num horizonte mais superficial ($\sigma'_{v0} <= 5 \cdot D$), com um valor médio semelhante a 38°, correspondente a cerca de $(N_1)_{60}= 23$. Há um ligeiro crescimento de ϕ' em profundidade, o que não será de estranhar dado que o grau de alteração do horizonte estudado decresce com a mesma, como é típico de materiais de natureza residual. Estes valores são muito próximos dos obtidos por retroanálise dos ensaios de carga (Capítulo 4) e converge claramente com os valores deduzidos de outros ensaios *in situ* (ex: SBPT) e de laboratório sobre amostras indeformadas, que serão descritos no Capítulo 6.

Pode-se considerar, ainda, que a parcela coesiva que foi estimada na retroanálise referida e nos ensaios de caracterização mecânica laboratorial não é de desprezar, e que a resistência definida exclusivamente por este valor de ϕ' é conservativa em relação ao verdadeiro valor da resistência deste solo residual.

Analisou-se também a variação do ângulo de dilatância, pormenorizada no Capítulo 6, com N_{60}, verificando-se que a reserva da resistência destes solos naturais cimentados não é só condicionada pelos factores volumétricos (dilatância) mas, muito especialmente, por orientações e ligações estruturais interparticulares numa matriz que nos solos saprolíticos é relativamente floculada. Considera-se, assim, que as análises que se regem pela teoria dilatante são conservativas e fenomenologicamente viciadas. Enquadrando os valores de $(N_1)_{60}$ no gráfico de Skempton (1986), em que se representam algumas relações do binómio $(N_1)_{60}$ e da compacidade relativa, D_r $(= e_r)$, do material ensaiado constata-se que não há correspondência entre a compacidade natural e os valores de $(N_1)_{60}$, facto que não é de estranhar dada a particularidade estrutural destes solos cimentados. Além disso, a associação de valores de OCR maiores do que um, nos critérios de estimativa das características mecânicas dos solos residuais a partir destes ensaios SPT, desvia os resultados para valores alarmantemente conservativos.

Das soluções empíricas de determinação da tensão admissível em fundações superficiais a partir do valor de N_{SPT} (associadas a critérios de estados limite de utilização correspondentes a um determinado assentamento máximo admissível) fez-se uma sucinta análise dos critérios de Terzaghi e Peck (1974), Bowles (1988), que integra propostas anteriores no mesmo teor, e Décourt (1992), considerando os resultados do ensaio da sapata protótipo. Verificou-se que os critérios diminuem o grau de conservatividade cronologicamente, ou seja, os coeficientes de segurança das primeiras propostas resultam, para a sapata experimental, em valores muito elevados e, correspondentemente, a valores baixos de assentamentos relativos. Considera-se que, nos termos dos resultados encontrados, a proposta de Bowles-Meyerhof parece adaptar-se bem ao caso em análise.

Os métodos empíricos de correlacionamento dos valores de N_{SPT} com os módulos de deformabilidade, têm sido deduzidos e confirmados para solos sedimentares, não se conhecendo desenvolvimentos específicos para solos residuais. Tratando-se de um problema enquadrável directamente nos ensaios de carga em sapata de dimensão real e placas adjacentes, a análise criteriosa dos vários métodos disponíveis é feita exaustivamente nos pontos relativos a este tipo de ensaios (Capítulo 7). Sabendo-se, no entanto, que a relação entre os valores de rigidez máximos (G_0) e os parâmetros de ensaio de penetração é a que melhor garante alguma independência de factores marginais como os efeitos de escala, a não linearidade da rigidez com o nível de tensões aplicadas, etc., fez-se um confronto dos valores do módulo distorcional máximo (G_0), determinados em ensaios sísmicos entre furos ("*cross-hole*") com N_{60}. Constata-se que a variação de G_0 com o nível de tensão é muito menos acentuada do que outros parâmetros, como o N_{60}, concluindo-se que para os níveis de tensão de relevância para fundações superficiais de dimensão moderada, as propostas correntes de G_0

versus N_{SPT} (Imai e Tonouchi, 1982, Stroud, 1988, Ohsaki e Iwasaki, 1983, Décourt, 1992) subestimam fortemente a componente elástica destes solos.

ENSAIOS COM PENETRÓMETROS DINÂMICOS (DP)

No decurso das duas campanhas de ensaios *in situ* foram usadas as duas energias de penetração mais correntes, ou seja, o denominado "Penetrómetro Dinâmico Super Pesado" (DPSH) e o "Penetrómetro Dinâmico Ligeiro" (DPL) enquadrados pelos restantes ensaios, em particular, pelo de penetração estática (CPT) e(ou) pelo SPT.

Em geral constata-se que, independentemente de se apresentarem os resultados em número de golpes normalizados ou em resistência dinâmica (R_D), por recurso à fórmula dos holandeses, a variação dos parâmetros deduzidos do DPSH é menos acentuada em profundidade do que a dos valores de N_{SPT} ou de q_c (CPT). Mesmo uma análise comparativa com base na energia específica da penetração, particularmente entre os resultados do DPSH e do SPT, não é conclusiva.

Já no que respeita aos resultados dos ensaios complementares com o DPL, realizados na adjacência de um ensaio CPT, verifica-se que os valores de R_{D_DPL} e q_c (CPT) são praticamente iguais, o que confirma tendências de ensaios semelhantes sobre solos sedimentares. Esta correspondência tem sido, aliás, verificada regionalmente quando considerados os saprólitos medianamente a fortemente arenizados, como o que foi objecto do presente trabalho. As vantagens desta constatação são evidentes e permitem potenciar, algumas vezes com custos relativamente baixos inerentes a um ensaio como o DPL, correlações entre resistências à penetração e alguns parâmetros geotécnicos desde que se estudem previamente as correspondências deste com q_c (CPT).

A razão porque aquela correspondência não se verifica nos resultados do DPSH, deve-se à elevada energia associada a este ensaio que, assim, se apresenta insensível para identificar convenientemente o crescimento natural dos valores em profundidade. Para que se generalize esta relação dirtecta entre R_{D_DP} e q_c (CPT), este estudo deve ser alargado a horizontes mais resistentes ou, o que é o mesmo, menos alterados. Para graus de alteração como o que foi estudado é, assim, aconselhável utilizar energias mais baixas (DPL, por hipótese).

Sobre a questão do efeito do atrito lateral das varas do penetrómetro dinâmico, constatou-se que, apesar do nível freático se encontrar relativamente próximo da superfície, os furos executados por via destes penetrómetros dinâmicos mantiveram-se estáveis, ou seja, não houve colapso das paredes dos mesmos sobre as varas, pelo que o efeito do atrito lateral

praticamente não se faz sentir para ensaios realizados até profundidades como as atingidas (cerca de 7 m nos ensaios DPL e 13 m no ensaio DPSH).

ENSAIOS COM O CPT

Os ensaios CPT realizados junto aos furo de sondagem (com SPT) e restantes ensaios *in situ* permitiram estabelecer correlações interparamétricas apropriadas a este tipo de solos, bem como definir novas propostas de avaliação de parâmetros de deformabilidade e resistência com vista ao dimensionamento de fundações directas.

O exame dos resultados obtidos permitiu constatar um crescimento aproximadamente linear de q_c com σ'_{v0}, particularmente nos horizontes mais superficiais. Constatou-se , ainda, que a resistência unitária lateral cresce suavemente com a tensão vertical efectiva com taxas de cerca de $f_s / \sigma'_{v0} = 7$, o que denota uma boa homogeneidade dos parâmetros atríticos deste material ao longo do horizonte considerado e em especial naquele definido pelo limite de correlacionamento. A indexação do tipo de material em função dos valores de K_0, OCR e f_s / σ'_{v0}, à luz das propostas desenvolvidas para solos sedimentares, reflecte valores de OCR relativamente elevados, facto que denota alguma inconsistência paramétrica já que a noção de OCR é conceptualmente desajustada à génese destes materiais, que apresentam valores de coeficientes de impulso em repouso manifestamente baixos para os indicadores de resistência acrescida reflectidos num parâmetro do tipo OCR (cujo conceito aqui deve ser visto, exclusivamente como reserva de resistência de cimentação interparticular e não como consequência de estados de tensão pré-históricos).

A classificação do material, feita por meio da relação de q_c / f_s com σ'_{v0}, denota uma tendência para estabilização de valores entre 20 e 40, intervalo que corresponde a materiais arenosos e areno-siltosos (Folque, 1988). Por seu turno, pela implantação dos índices obtidos na carta de Robertson (1990), verifica-se que todos o solo se situa em zonas tipificadoras de materiais fortemente sobreconsolidados que o autor designa por materiais "cimentados naturalmente". Há uma boa indexação granulométrica, incidindo em grupos de "areias muito rijas com siltes ou siltes e argilas", não obstante os altos índices de vazios naturais por eles exibidos quando comparados com os dos solos sedimentares de granulometria similar.

As relações obtidas entre os valores de q_{c_CPT} e N_{SPT} oscilaram entre $q_c / N_{60} = (5-9)\cdot 10^{-1}\,(q_c, \text{MPa})$, que são ligeiramente elevados quando comparados com os solos de granulometria semelhante, o que reflectirá que a resistência de ponta do CPT é mais sensível à componente coesiva do que o N_{SPT}. Os resultados confirmam tendências

identificadas em solos residuais brasileiros, que indiciam que o *ratio* q_c/N_{SPT} obtido com recurso ao ábaco de Burland e Burbidge (1985) - considerando D_{50} e a linha média - subestima o valor obtido em casos reais em cerca de 30%. Nota-se ainda que a proposta clássica (Folque, 1976) é fortemente conservativa e não se adapta a estes materiais. Refira-se que o ensaio CPT, pela seu avanço estático, traduz mais substancialmente a parcela deformacional do que a resistente, ao contrário dos ensaios de penetração dinâmica (SPT ou DP), razão pela qual, a resistência à penetração do CPT aumenta mais significativamente com o estado de tensão confinante, com consequências evidentes em solos cimentados.

A avaliação do ângulo de atrito a partir da Robertson e Campanella (1983) origina valores elevados ($\phi' \cong 44-45°$), relativamente aos determinados por outras vias, pois reflecte a simultânea sensibilidade de q_c em relação às componentes atrítica e coesiva. Estes valores devem, assim, ser considerados como enquadrados numa formulação eminentemente atrítica, que não considera explicitamente a componente coesiva. Estes ângulos de atrito "secantes" decrescem suavemente com o aumento da tensão efectiva vertical, o que - dado que se depreendem dos ensaios triaxiais valores de ϕ' e c' relativamente constantes na gama considerada de tensões - é muito consistente com a formulação apresentada. Conclui-se que dificilmente se obterá parâmetros resistentes bem fundamentados pelas propostas convencionais em areias. Tratando-se de materiais de componente coesiva não desprezável a adopção de correlações que se baseiam exclusivamente na parcela atrítica de solos arenosos, dificilmente serão tratáveis pelos mesmos, sabendo que a parcela coesiva influi muito fortemente no cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais.

Procurou-se configurar os parâmetros de resistência lateral, por retroanálise dos resultados do CPT, para conseguir o melhor par de valores de cálculo à rotura pelas formulações baseadas na teoria de Janbu e Senneset (1974), tendo-se obtido valores oscilando entre 15 e 40 kPa, o que sobreavalia o deduzido nos ensaios triaxiais, e leva a colocar algumas reservas quanto à adaptabilidade de formulações desenvolvidas para materiais granulares não cimentados para tipologias residuais. Na mesma linha, a avaliação da coesão efectiva em areias artificialmente cimentadas, estudadas para diferentes condições de compacidade e quantidade de cimento (Puppala *et al.*, 1993), apresentou-se fortemente sobrestimadora o que se compreende em virtude de as condições de fábrica e arranjo estrutural dos solos residuais serem substancialmente diferentes das conferidas no âmbito de trabalhos sobre areias artificialmente cimentadas em laboratório.

Da interpretação dos resultados do CPT à luz da componente adicional de resistência, definida pelo parâmetro de estado ψ (Been *et al.*, 1986, 1987), função da resistência normalizada de ponta, constata-se que os valores obtidos do CPT reflectem uma maior reserva de resistência (maiores valores absolutos de ψ - lado "seco" ou "sobreconsolidado") do que os

avaliados pelo índice de vazios natural, fruto da fábrica e a cimentação relicar destes solos, pouco indexável a factores volumétricos.

Os valores de q_c foram correlacionados com os de G_0 determinados em ensaios CH, verificando-se uma dependência de baixo grau em relação ao crescimento da resistência à penetração. Também do enquadramento dos valores obtidos e da proposta de Robertson (1989) para materiais sedimentares com diferentes graus de sobreconsolidação, se verifica que os valores de G_0 são substancialmente mais elevados em relação à resistência à penetração de ponta, q_c. Estes factos são fruto da muito maior estabilidade da matriz elástica dos materiais com cimentação estrutural relativamente ao nível de tensão efectiva de repouso, do que as características mais dependentes da resistência dos mesmos.

As correlações estabelecidas entre q_c e valores do módulo de deformabilidade deduzidos em ensaios triaxiais *(CID* e *CAD)*, utilizando instrumentação interna e externa das deformações dos provetes ensaiados, confirmaram a forte dependência daquele tipo de instrumentação (facto que será analisado em pormenor no Capítulo 6), e muito particularmente da não linearidade da rigidez, reflectindo-se num decréscimo substancial da deformabilidade, para níveis crescentes de tensão-deformação. Além disso, salvo para os níveis mais altos de tensão-deformação, as relações E / q_c estão longe de serem representadas exclusivamente por um valor constante, mas antes, ainda que por simplificação, por leis lineares com duas constantes não desprezáveis e dependentes do nível de tensão-deformação envolvido.

Numa perspectiva mais prática, fez-se uma análise de convergência dos assentamentos obtidos no ensaio da sapata experimental, com base na Teoria de Elasticidade e para dois níveis de tensão, correspondentes a coeficientes de segurança em relação à carga última (determinada nos termos descritos no Capítulo 4) de 4,7 e 9,5, tendo-se obtido valores de α de 4 e 3, respectivamente. Saliente-se que o assentamento relativo correspondente ao valor de $\alpha = 3$ é muito consistente com o critério de limitação de assentamento adoptado em solos residuais brasileiros, $s / B = 0{,}75\%$ (Décourt, 1992). Admitindo, ainda, como referência os valores determinados em ensaios triaxiais, constata-se que os módulos E_{dr} e $E_{ti,i}$, particularmente estes últimos, são os que melhor se adaptam aos níveis de segurança mais correntes.

ENSAIOS COM O PMT

Foram realizados quatro ensaios clássicos num mesmo furo e um outro com drenagem total, no qual se definiu claramente o crescimento do período de estabilização com o nível de carga, traduzindo a forte influência da parcela visco-plástica para altos valores de tensão-

-deformação. De facto, há uma boa correspondência entre as variações de 30 segundos a 1 minuto, mesmo até valores de pressão de cerca de 700 kPa, enquanto se denota um crescimento da parcela visco-plástica, definida pelas diferenças de volumes de 1 minuto e para o tempo de estabilização "total", reforçando a ideia de que é preferível trabalhar em tempos mais dilatados para se garantir parâmetros drenados.

Usando os módulos pressiométricos corrigidos pelo coeficiente reológico de Ménard (α), relativos à zona de influência (centro do assentamento) da sapata protótipo, foram comparados os assentamentos observados com os calculados a partir da expressão da Teoria de Elasticidade, tendo-se concluído que o valor de α representativo de materiais siltosos (correspondente, aliás, ao tipo de granulometria do saprólito estudado) origina muito boa concordância entre aqueles valores, validando a proposta de Leblanc (1982). Esta proposta é particularmente adaptada a níveis de tensão correspondentes a elevados coeficientes de segurança em relação à capacidade de carga. Por outro lado, parece não ser apropriado corrigir os módulos de descarga-recarga (em particular os realizados sob condições de drenagem total) pelos valores propostos de α, o que vem de encontro às propostas de Konstantinidis (1986) e Kahle (1983).

Constatou-se que a avaliação dos parâmetros resistentes fundamentais a partir dos parâmetros deduzidos deste ensaio, mesmo tendo sido feita com base em critérios tão distintos como os que usam a tensão de cedência, ou a tensão limite, bem como a teoria dilatante de Windle *et al.* (1977) ou mesmo as propostas semi-empíricas adaptadas de Baguelin *et al.*(1978), dão resultados pouco plausíveis neste tipo de solos.

A determinação do coeficiente de impulso em repouso sofre neste ensaio das limitações inerentes à préfuração, e a determinação do seu valor pela metodologia proposta por Cassan (1978) resultou em valores excessivos de K_0. Provou-se, aliás, que nas circunstâncias lito-hidrológicas do maciço em causa, é formalmente impossível determinar de valores de K_0 abaixo de 0,5, mesmo considerando grandes profundidades.

No que respeita às correlações dos parâmetros do PMT com os de ensaios de penetração verifica-se, de uma forma geral, alguma inconsistência com as propostas da bibliografia. De facto, enquanto as razões q_c / p_L^* que mais se ajustam a este solo residual são as referentes a materiais arenosos grosseiros, já os *ratios* f_s / p_L^* parecem ser granulometricamente incongruentes com o tipo de solo presente, sendo as relações entre N_{60} e p_L^* ou E_{pm} mais próximas de materiais coesivos e menos típicas de solos sedimentares arenosos. Das expressões obtidas de correlação entre estes parâmetros, salienta-se a de

E_{pm} *versus* N_{60} que se constatou ser muito próxima da proposta por Martin (1987), em solos saprolíticos de micaxisto e gnaisse de Piedmont (EUA).

O índice classificativo E_{pm} / p_L^* é consistente com a natureza granular deste tipo de solo, mas deve ser visto com as reservas que advêm da indefinição da resistência calculada do parâmetro p_L^*. A relação $E_{pmdr} / E_{pm} = \alpha$ é baixa revelando que, mesmo quando realizados a baixos níveis de tensão induzida, os ciclos de descarga-recarga não reflectem o comportamento elástico deste material, pois o processo de préfuração induz pequenos mas suficientes níveis distorcionais para desestruturar o material que plastifica relativamente cedo. A relação, aliás, entre o módulo distorcional deduzido do ensaio sísmico entre furos e o obtido por este ensaio, para o mesmo nível de tensão efectiva vertical de repouso, é particularmente elevada (18 a 20).

ENSAIOS COM O SBPT

Dos quatro ensaios realizados com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge (SBPT), dois foram-no sob tensão controlada e os outros dois sob deformação controlada, mas em condições de drenagem similares ("não drenado").

Feita a modelação das curvas pressiométricas a fim de se obter uma relação entre a tensão de desvio e a distorção (Palmer, 1972), constatou-se que o comportamento deste material é bastante rígido e razoavelmente linear até níveis elevados de tensão de desvio (2/3 de $\tau_{máx}$), que os valores máximos da tensão de desvio ("pico") são atingidos para valores relativamente moderados da deformação cilíndrica $(\varepsilon_c \cong 3{,}0-4{,}5\%)$. Há uma tendência para amolecimento pós-pico, não apresentando, contudo, um comportamento tão frágil quanto o revelado em materiais residuais maduros, apresentando, ainda, o comportamento pós-rotura (residual) uma tendência própria de materiais com endurecimento plástico.

Dadas as características deste ensaio, a determinação do coeficiente de impulso em repouso foi encarada com muita acuidade, tendo-se definido com algum rigor as pressões de "lift-off" (considerando as respostas individualizadas dos três extensómetros) a partir das quais se deduziu o valor médio do coeficiente de impulso em repouso de $\overline{K_0} = 0{,}38$. Este coeficiente foi estimado em ensaios de laboratório (triaxiais com recurso a instrumentação radial - Capítulo 6), tendo-se obtido valores da mesma ordem de grandeza.

A avaliação dos módulos de deformabilidade deduzidos do SBPT, particularmente os de descarga-recarga (em ciclos que procuraram cumprir as condições de amplitude geralmente indicadas), por serem geralmente associados às respostas deformacionais em condições de

serviço mais exigentes, mereceu especial atenção. Os valores obtidos estão longe de reproduzir o comportamento elástico natural destes materiais estruturados, sendo a relação entre G_{0_C-H} e G_{dr_SBPT} muito afectada pela forte constância da rigidez "elástica" (dinâmica) em relação à tensão efectiva, ou seja, decresce com a mesma, podendo estabilizar a maiores profundidades. Para os níveis de tensão efectiva envolvidos neste estudo, a relação entre estes módulos (de 2,6 a 3,0) é substancialmente menor do que as apresentadas (10 ou mais) entre módulos correspondentes mas considerando o valor tangente inicial de carregamento virgem nos ensaios SBPT, em granitos muito alterados e solos residuais do Japão (Tatsuoka e Shibuya, 1992).

Analisou-se, ainda, a aplicabilidade dos módulos G_{dr_SBPT} aos resultados do ensaios de carga da sapata protótipo, tendo-se verificado que representam muito consistentemente os módulos de deformabilidade deduzidos de ciclos de descarga e recarga realizados em tensões intermédias do carregamento à rotura da sapata. Além disso, comparando este módulo com os deduzidos de ensaios triaxiais *CID* sobre amostras indeformadas e com recurso a instrumentação interna, constatou-se uma correspondência muito boa com os valores de *módulos pseudo-elásticos* (ver Capítulo 6) assim determinados.

Considerando que a avaliação dos parâmetros resistentes mais adequados deve ser feita em termos de tensões efectivas, e sendo materiais cujo comportamento quando solicitados ao corte é regido pela conjugação da componente atrítica e pela componente dilatante, recorreu-se à metodologia de interpretação proposta por Hughes *et al.* (1977) para avaliação dos ângulos de atrito e de dilatância. Das curvas de análise foi tendencialmente possível obter valores de pico próximos dos deduzidos pelos ensaios SPT e triaxiais sobre amostras indeformadas, considerando comportamento exclusivamente atrítico. Detectaram-se ainda, pelas inclinações dos ramos correspondentes a mais elevadas deformações, ângulos de atrito para a condição crítica (ψ=0) próximos do determinado em ensaios de laboratório (ver Capítulo 6). As leis de variação com a tensão efectiva dos ângulos de dilatância definidos por estes ensaios SBPT e por triaxiais *CID* sobre amostras indeformadas de boa qualidade (Capítulo 6), são muito consistentes entre si (há uma ligeira subestimação laboratorial), o que revela que as deduções paramétricas associadas ao SBPT são de grande fiabilidade, atendendo a que são praticamente independentes da alteração induzida em processos de amostragem..

ENSAIOS SÍSMICOS ENTRE FUROS ("CH")

Dos ensaios realizados entre furos próximos (com medição das velocidades das ondas de corte nos dois sentidos em cada direcção), obtiveram-se resultados muito homogéneos e de crescimento moderado dos módulos de distorção máximo ou dinâmico (G_0) em profundidade,

ao longo do horizonte de alteração que foi objecto deste estudo. Os valores crescem, no entanto, significativamente a partir da cota correspondente à transição de grau de alteração detectada pelos ensaios de penetração.

Os valores de G_0 foram enquadrados, a partir das leis de variação com o estado de tensão efectiva de repouso, nas propostas da bibliografia de dependência de G_0 com esta tensão e o índice de vazios natural, tendo-se constatado que os valores de base do módulo de distorção máximo - reflectidos na constante $A \times B$ (Ishihara, 1982) - são muito mais elevados do que em materiais arenosos do tipo sedimentar, e que a dependência em relação à tensão octaédrica efectiva de repouso - traduzida no expoente m - é muito mais baixa. Este facto já havia sido analisado aquando do confronto de G_0 com os parâmetros dos ensaios de penetração, nomeadamente N_{60_SPT} e q_{c_CPT}.

Tendo-se analisado algumas correlações entre N_{60} e V_{S-CH} disponíveis na bibliografia para solos sedimentares (Ohta e Goto, 1978; Seed *et al.*, 1986 e Jamiolkowski e Robertson, 1988), à luz dos resultados obtidos, constatou-se que os valores mais adaptados das constantes destas leis correspondem a solos idosos, tendo-se conseguido valores mais adaptados das constantes: $f_g = 1{,}30$; $\alpha = 0{,}84$ e $f_a = 1{,}5$. Confrontando as correlações directas entre G_0 e N_{60} (Ohsaki e Iwasaki, 1973, Imai e Tonouchi, 1982, Seed *et al.*, 1983 e Stroud, 1988) com os resultados obtidos, conclui-se que é sobretudo o distinto grau de dependência dos parâmetros G_0 e N_{60} com a tensão efectiva de repouso (σ'_{v0} ou p'_0) que dissocia as propostas dos valores observados. Apresentou-se uma nova correlação para as condições do material estudado.

Foi, finalmente, proposta uma correlação particular entre o módulo de distorção G_0 e o parâmetro de estado (ψ), que poderá definir muito convenientemente a dependência paramétrica de solos deste tipo.

ENSAIOS COM O DMT

Os ensaios com o DMT foram realizados ao longo de uma profundidade que cobriu o horizonte importado pelas análises anteriormente descritas para os restantes ensaios.

A classificação do material em termos granulométricos, baseada no parâmetro I_D (Marchetti, 1980), é consistente com a sua realidade física (*SM*), contrapondo-se às antes descritas por via dos resultados dos ensaios CPT (com base em f_s / q_c), que tendencialmente o indexara a materiais mais finos (silte e argila). Como já foi referido, a presença das partículas laminares (micas), induz valores de resistência do fuste mais elevados nestes materiais, mas

não afecta a relação de tensões deduzidas do DMT, relativamente à pressão hidrostática, pelo que as classificações com base neste ensaio se apresentam mais adaptadas às características mecânicas destes solos, enquanto as que se baseiam no CPT poderão ser mais adaptadas a dimensionamento de obras geotécnicas que envolvem a determinação de um coeficiente atrítico entre a face de um elemento estrutural e o maciço.

No que se refere às características de resistência, verifica-se que as propostas mais recentes para materiais sedimentares (Campanella e Robertson, 1991) se adaptam muito razoavelmen-te aos resultados dos ensaios realizados sobre este saprólito, se se admitir um valor da relação $\left(q_c / \sigma'_{v0}\right)$ *versus* K_D, um dos parâmetros de base, manifestamente baixo (8,4 contra 33), quando comparado com o referente aos solos sedimentares.

As propostas de avaliação do coeficiente de impulso em repouso, que se servem da dependência de K_0 com K_{D-DMT} e q_{c-CPT} / σ'_{v0}, com parâmetros de correlação desenvolvidos para solos remoldados (normalmente consolidados e sobreconsolidados), são ajustáveis aos resultados obtidos neste solo residual, desde que se considere o valor referido para relação $\left(q_c / \sigma'_{v0}\right)$ *versus* K_D (=8,4), tendo-se para esse fim sugerido uma lei particular de correlação.

As tendências mais recentes de associação de K_0 com K_{D-DMT} por via do parâmetro de estado (ψ) - Bellotti *et al.* (1994) - foram também analisadas, tendo-se verificado um claro desajuste da proposta referida aos resultados obtidos, fruto dos valores relativos de K_D e K_0 serem muito diferentes nestes solos residuais, ou seja, caracterizados por respostas iniciais muito rígidas (K_D elevados) e, paradoxalmente, coeficientes de impulso em repouso muito baixos, associados a índices de vazios elevados. Numa perspectiva de particularização destas tendências, propôs-se uma relação mais ajustada aos valores observados.

A aplicabilidade das relações mais correntes entre os parâmetros de deformabilidade unidimensional e os deduzidos dos ensaios com o DMT, não é possível, a menos que se consiga uma tendência mais apropriada da relação entre $R_M\left(M_D / E_D\right)$ e K_D para estes solos saprolíticos (o que exigiria uma muito mais extensiva campanha experimental). É, no entanto, mais realista fazer a avaliação da deformabilidade dos maciços, com vista ao dimensionamento de fundações de reduzido desenvolvimento em planta, a partir de relações entre o módulo E_D do DMT e o módulo de deformabilidade. Dada a indefinição do nível de tensão-deformação a referenciar, fez-se uma análise comparada entre os módulos de deformabilidade deduzidos de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas para vários níveis de tensão, os módulos definidos a partir dos ensaios de "*cross-hole*" e os obtidos no ensaio DMT. Destes parâmetros os que mais se referenciam nos recentes trabalhos da

especialidade são os correspondentes a G_0 e $E_{s_10\%}$ (Jamiolkowski *et al.*, 1988; Jamiolkowski e Robertson, 1988, e Baldi, 1989). A correlação agora proposta entre G_0 e E_{D-DMT} apresenta um gradiente substancialmente superior ao relativo às areias antes estudadas, com valores particularmente elevados para níveis mais baixos das pressões de expansão inicial normalizada (p_{0N}), o que revela o forte grau de não linearidade da rigidez e os valores relativos elevados desta última para tensões de confinamento mais baixas (zona em que a parcela de rigidez associada à estrutura - cimentação - mais se faz sentir).

Quanto à relação entre os $E_{s10\%}$ e E_D, os resultados obtidos quando comparados com as referências bibliográficas citadas, reflectem que a razão entre aqueles módulos se situa entre as condições dos solos sedimentares normalmente consolidados e sobreconsolidados, sendo a não linearidade em relação de p_{0N} tendente mais cedo para valores típicos de solos normalmente consolidados. Propõe-se uma correlação entre estes módulos para o caso estudado.

Faz-se uma análise comparativa da resposta carga-assentamento do ensaio da sapata protótipo com a previsão baseada nos métodos mais consagrados até à data e que consideram a variação do módulo dilatométrico (E_D), através de um diagrama de influência até $H_i \cong 2 \cdot B$ (Schmertmann, 1986 e Leonards e Frost, 1988). O coeficiente K_E ($= E_i / E_{D_i}$) que melhor se ajusta, para as condições consideradas de serviço, é de 2,34, sendo um valor intermédio entre as propostas para solos arenosos recentes normalmente consolidados e sobreconsolidados (Berardi *et al.*, 1991).

Finalmente, apresenta-se algumas correlações entre os parâmetros do DMT e parâmetros mais significativos dos restantes ensaios realizados. Faz-se uma referência particular às relações entre os parâmetros do pressiómetro de Ménard (PMT) e do dilatómetro de Marchetti (DMT), salientando-se alguma incongruência entre valores de rotura definida pelos dois ensaios, o que problematiza correlações do tipo $p^*_{L-PMT} / (p_0 + p_1)$. Também para a razão E_{D-DMT} / E_{pm-PMT} , a gama obtida é inferior à indicada na bibliografia, provavelmente como consequência da elevada desestruturação destes materiais pelo processo de cravação da lâmina do DMT.

Estas indicações sugerem a necessidade de um muito cuidadoso critério na adopção das correlações (apresentadas na bibliografia e desenvolvidas para solos do tipo sedimentar), quando realizados ensaios deste tipo em maciços residuais, e um alerta muito veemente para o desenvolvimento de correlações específicas para estes últimos materiais.

Capítulo 6

APRESENTAÇÃO, DISCUSSÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

6.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE A QUALIDADE DA AMOSTRAGEM

Qualquer investigação geotécnica com vista ao dimensionamento de obras de fundações deve ser acompanhada por uma identificação e classificação dos materiais envolvidos para que, nomeadamente, os resultados obtidos possam ser de alguma forma confrontados com a experiência adquirida em materiais similares. Esta é a base da estratégia das classificações geotécnicas que se fundamentam em grandezas físicas e em algumas grandezas mecânicas determinadas correntemente em ensaios de laboratório. Os ensaios *in situ* completam, pelas razões referidas no Capítulo 2, a caracterização geral dos maciços. Nesse mesmo capítulo foram discutidas as vantagens e limitações dos ensaios *in situ versus* ensaios laboratoriais.

Distinguir-se-á nos pontos que se seguem, os ensaios laboratoriais sobre amostras remexidas - supostamente integrais - e amostras indeformadas. As primeiras interessam à indexação químico-mineralógica e física dos materiais envolvidos, enquanto as segundas têm como objectivo a avaliação das propriedades mecânicas.

Essa distinção é particularmente importante em materiais mais expansíveis e recolhidos a grandes profundidades, nos quais o alívio de tensões bem como a indução de solicitações de corte nos processos de extracção, provocam níveis de deformação elevados.

Em abono da qualidade de amostragem efectuada no maciço saprolítico estudado e de acordo com as considerações feitas em 2.1.2.1, congregaram-se dois factores favoráveis. Ou seja, a pequena importância da expansibilidade dos materiais argilosos presentes neste tipo de solo e as pequenas profundidades envolvidas neste estudo, traduzem-se em solicitações de teor distorcional e volumétrico no processo de amostragem pouco relevantes.

Em relação a esta questão do alívio das tensões, Clayton (1986) indica que no processo de amostragem a opção pelo mínimo de ressalto interior, do anel de corte para o tubo amostrador, resolve grandemente o problema por manter o solo praticamente imóvel. No caso presente, usou-se um equipamento em que o bisel integra o próprio amostrador e teve-se o cuidado de ir retirando material do exterior da frente em penetração, o que quase garante a integridade estrutural.

Com a amostragem por acesso directo não se tem qualquer interferência de processos de expansão por mudança de estados higrométricos (facto que perturba muitas vezes a recolha indirecta), com a consequente criação, por exemplo, de estados de sucção acrescidos nas amostras.

A retirada das amostras dos tubos realizou-se sem dificuldade pelo facto de se ter usado amostradores de aço inox e lubrificados com parafina refinada nas paredes interiores. O inevitável alívio de tensões é contrabalançado pelo facto da estrutura interparticular possuir alguma resistência à tracção e por se ter reduzido ao mínimo o tempo de montagem dos provetes nos equipamentos de ensaio. A extrusão foi sempre feita no mesmo sentido da entrada do amostrador no maciço e o pistão de extracção coincidiu sempre (com um mínimo de folga) com a área interior daquele.

Importantes para a representatividade da amostragem são a dimensão e a intensidade, por forma a integrar o comportamento global do maciço. Esta questão é de grande acuidade em materiais do tipo residual que, embora se possam simplificadamente considerar isotrópicos ao nível microestrutural (De Campos, 1989; Viana da Fonseca, 1988), podem apresentar problemáticas variabilidades macroestruturais (ver Capítulo 1). Assim, se a microestrutura, caracterizada por ligações interparticulares em dimensão muito reduzida, pode ser integrada numa amostragem convencional (partindo de relações correctas entre diâmetro do amostrador *versus* o diâmetro máximo das partículas - ASTM D4767-88, 1989), já a macroestrutura ou macrofábrica destes materiais apresenta-se de grande complexidade para ser consistententemente integrada numa amostragem convencional. A presença nos materiais

saprolíticos de macroestruturas relicares (veios, fissuras, bolsas - ex: caulinos e afins) é frequente e pode assumir proporções relevantes para o comportamento mecânico (Lacerda *et al.*, 1985; Fontoura *et al.*, 1985) ou hidráulico (Costa Filho e Vargas Jr., 1985).

No reconhecimento que se fez (ver pormenorização no Capítulo 3) a partir da análise das amostras recolhidas pelo amostrador SPT, da inspecção das valas, onde se retiraram os blocos e amostradores para fins laboratoriais, e do poço de cerca de 5,0m de profundidade, aberto após a execução do ensaio de carga da sapata experimental, foram detectadas algumas heterogeneidades que, contudo, não denotaram incidência marcante (tanto em número como em dimensão). A estrutura macroscópica do maciço era relativamente homogénea e permitiu considerar, sem grande cepticismo, o processo de amostragem como relativamente representativo.

Ainda assim nos blocos e amostradores recolhidos observaram-se algumas dessas estruturas relicares, pelo que o trabalho experimental que se seguiu ao processo de amostragem teve sempre presente, pelo elevado número de ensaios realizados e mesmo pelo critério selectivo das amostras que se adoptou, a necessidade de caracterizar em especial a matriz mais global do maciço.

Mostra-se na Figura 6.1 um dos blocos retirados, o qual ilustra o tipo textural do maciço, vendo-se com clareza algumas das suas particularidades: veios mais ou menos arenizados, manchas caulinizadas, concentrações micáceas, etc..

Refira-se, ainda, que quanto à dimensão base da amostragem, dada a natureza granular média do material, se considerou suficiente a adopção de provetes com dimensões pelo menos dez vezes superiores à dimensão máxima das partículas (ASTM D 2850-87, 1989).

Os ensaios que serão descritos no presente capítulo foram todos realizados sobre amostras recolhidas nas zonas definidas como mais representativas do maciço influenciado pelos ensaios de carga *in situ*, em particular pelo da sapata experimental. Tendo sido recolhidos em blocos e amostradores a profundidades relativamente pequenas (1,0 a 1,5 m) são representativos de um maciço sob estados de tensão em repouso relativamente baixos. Foi considerada a referência à cota da plataforma actual (à data de recolha das amostras), cota 66, embora a cota original da superfície estivesse próxima da 70, tendo havido uma escavação de cerca de 4,0 m. O alívio de tensões que está associado a essa escavação poderia ter tido consequências no estado do material que foi objecto deste estudo se o mesmo fosse de características sedimentares, mas não tem grandes implicações no estado de um maciço do tipo residual, como foi analisado em 5.3.2 a respeito da avaliação do estado de tensão em repouso via SBPT.

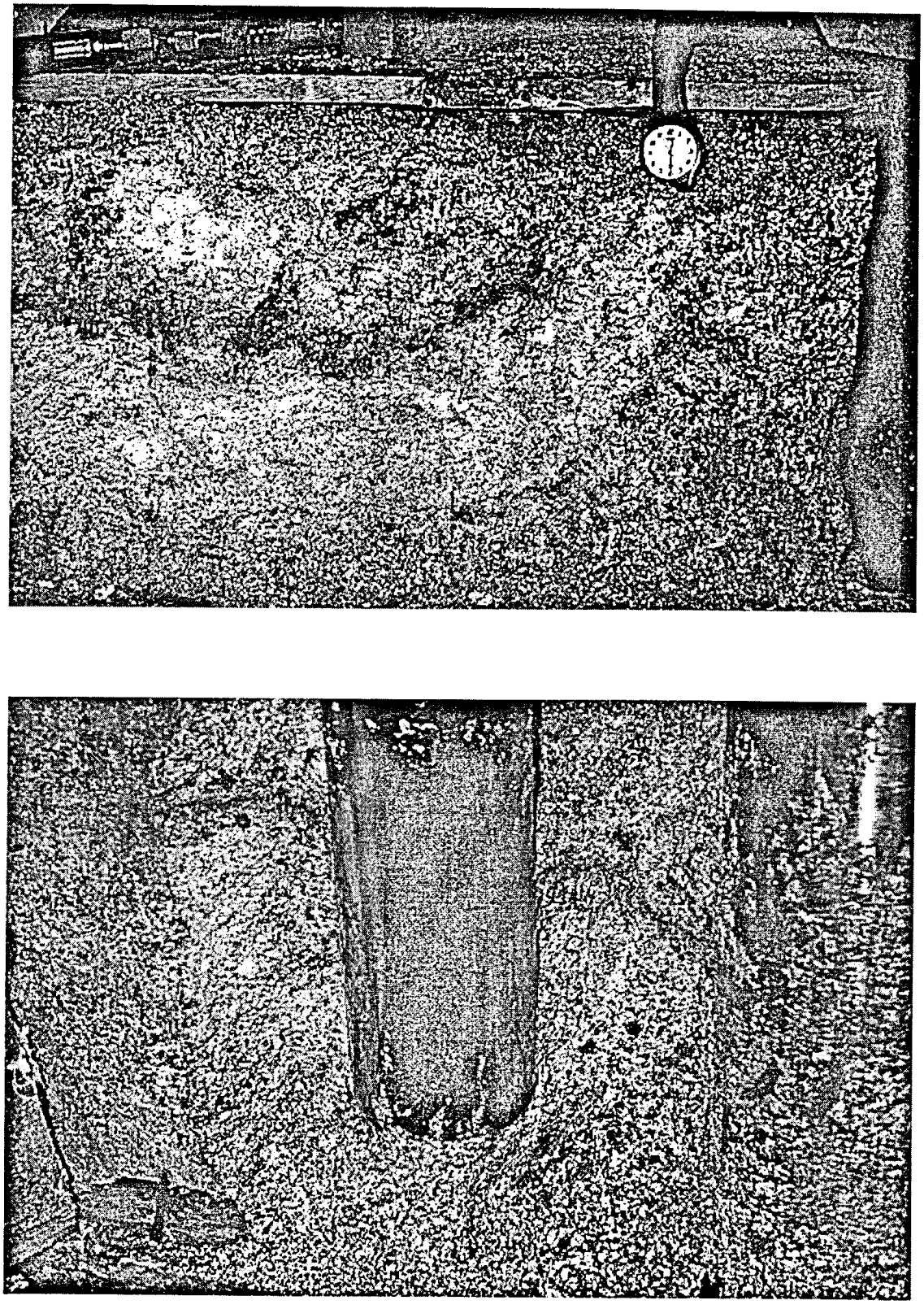


Figura 6.1 - Amostragem em blocos. Macroestrutura num dos blocos de amostragem indeformada.

Assim todas as considerações que se tecem a partir dos resultados dos estudos com as amostras recolhidas, terão sempre como premissa que estas se encontram num estado aquém de um limiar elástico ("yield locus") ou, se se quiser, num estado pré-desestruturado, que é resultado das cimentações interparticulares naturais próprias dos solos residuais e não de uma sobreconsolidação do tipo convencional.

6.2 - ENSAIOS EDOMÉTRICOS

6.2.1 - Introdução

Entre os ensaios laboratoriais, o ensaio edométrico é classicamente considerado como uma referência importante para avaliação da deformabilidade (e do eventual efeito do tempo neste parâmetro) dos solos com vista ao dimensionamento de fundações, ainda que seja representativo de um estado de deformação unidimensional e, por isso, associado correntemente a superfícies de carregamento de dimensões em planta consideravelmente superiores à da zona influenciada em profundidade.

Para estimar a compressibilidade dos solos residuais, a qual é controlada (ver 6.2.5) pela ultrapassagem ou não da tensão limiar elástica (ou de préconsolidação virtual), Vaughan (1988) sugere o recurso ao índice de compacidade relativa, e_r (definido pela equação 3.4, ver 3.5.5). Este índice dá uma indicação, ainda que qualitativa, da margem de estabilidade (espaço interior à tensão limiar) e metaestabilidade da resposta em compressibilidade do material.

Das curvas que são apresentadas por aquele autor (Figura 6.2), respeitantes a solos residuais brasileiros, verifica-se que a resposta é tanto mais controlada pela matriz cimentada (interior à zona limiar elástica) quanto mais baixo é o valor do índice de compacidade relativa. Ou seja, o estado natural da amostra em relação aos índices e_L e e_{opt} determina a resposta constitutiva do material.

6.2.2 - Ensaios realizados

Foram realizados 8 ensaios com amostras indeformadas e 5 com amostras remoldadas, tendo-se usado amostradores de diversas dimensões ou adoptado diferentes procedimentos, como consta do Quadro 6.1, onde se incluem também os valores dos parâmetros físicos iniciais e finais.

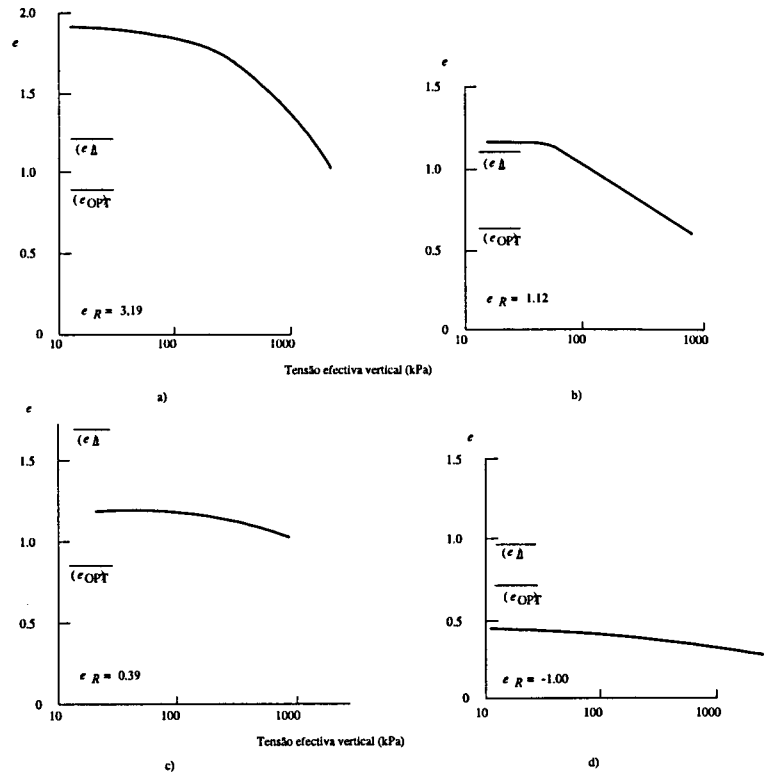


Figura 6.2 - Índice de compacidade relativa e compressibilidade unidimensional (Vaughan, 1988): a) saprólito caulinítico de filito; b) laterite de arenito; c) laterite de basalto; d) saprólito micáceo de filito.

Quadro 6.1 - Ensaios edométricos.

Amostra		Dimensão e tipo de carregamento	*Parâmetros Iniciais*			*Parâm. Finais*	
			e	w (%)	S (%)	e	S (%)
Indeformada	(a) Bloco 1	*D125* - clássico	0,701	22,2	83	0,604	99
	(b) Bloco 2	*D125* - maiores períodos de estabilização	0,873	21,1	64	0,799	92
	(c) Bloco 3	*D125* - menores incrementos de carga	0,880	20,6	62	0,629	100
	(a) Bloco 1	*D75* - clássico	0,772	22,6	77	0,619	100
	(b) Bloco 1	*D75* - clássico	0,847	23,6	73	0,633	100
	(c) Bloco 2	*D75* - clássico	0,803	15,2	50	0,664	94
	(a) Bloco 1	*D50* - clássico	0,775	22,0	75	0,706	94
	(b) Bloco 1	*D50* - clássico	0,834	21,4	68	0,600	100
Desestruturadas/ /remoldadas	Bloco 1 (w_L)	*D125* - clássico	0,898	32,0	94	0,602	94
	Bloco 1 (w_L)	*D75* - clássico	0,907	32,7	95	0,557	100
	Bloco 1 (w_L)	*D50* - clássico	0,957	31,1	85	0,521	100
	Bloco 1 (w_0)	*D125* - clássico	0,685	21,3	77	0,619	100
	Bloco 1 (w_0)	*D50* - clássico	0,646	20,8	85	0,485	100

Os ensaios foram planeados de molde a ser possível estudar os seguintes aspectos:

(i) influência da dimensão das amostras; usaram-se amostras com as seguintes dimensões: *D*125–*H*50; *D*75–*H*30 e *D*50–*H*20 mm;

(ii) influência do tipo de carregamento; utilizando amostras indeformadas com a maior dimensão (*D*125–*H*50mm) consideraram-se três tipos de carregamento:

(ii-1) incrementos segundo a *sequência clássica* $\left(\Delta\sigma'_i = 2 \cdot \Delta\sigma'_{i-1}\right)$ e com períodos de estabilização de *24 horas*;

(ii-2) idem mas com *períodos de estabilização mais elevados* (cerca de uma semana);

(ii-3) *incrementos de carga de menor grandeza (10 a 20 kPa)* e tempos de estabilização de 24 horas;

(iii) influência da desestruturação do solo; foi desestruturado à mão com prévia secagem até a "individualização" das partículas, com o cuidado de não quebrar as partículas lamelares, tendo posteriormente sido moldado nos três tipos de anéis (*D*125, *D*75 e *D*50 mm) em duas condições de compacidade:

(iii-1) adensado estaticamente, com auxílio de uma prensa até um teor em água próximo do valor médio obtido nas amostras indeformadas ($w_0 = 21$–22%);

(iii-2) moldado com teor em água entre os limites de liquidez e de plasticidade ($w \cong 32\%$), antes determinados sobre uma amostra representativa do material recolhido para esta série de ensaios edométricos; a homogeneização da pasta foi feita durante meia hora e colocada sem pressão nos anéis; refira-se que a opção por teores em água próximos ou superiores ao limite de liquidez ($1{,}3 \cdot w_L$ - Vaughan, 1988) se mostra, nestes materiais saprolíticos, difícil de concretizar por não haver estabilidade da massa homogeneizada.

Em todos os ensaios houve o cuidado de usar anéis de aço inox polido lubrificados com vaselina fina, já que o atrito pode ser significativo devido à elevada percentagem de partículas laminares e subangulares presentes em materiais deste tipo (Lacerda *et al.*, 1989). Além disso, após a colocação nos edómetros e antes da embebição das amostras, a expansão foi evitada por fixação do sistema de carga, visto que aquela acarretaria desestruturação por rehidratação dos finos.

6.2.3 - Influência da dimensão das amostras

A Figura 6.3 mostra os resultados dos ensaios com amostras indeformadas de diferentes diâmetros. Nestas amostras observa-se uma significativa variação dos índices de vazios iniciais o que reflecte a heterogeneidade do material, de bloco para bloco e dentro do

mesmo bloco (ver provetes de *D*75 do bloco 1); paradoxalmente, é nos edómetros mais pequenos que os índices de vazios iniciais são mais semelhantes. Consequentemente, a influência da dimensão de amostragem é velada por essa heterogeneidade, o que sugere a necessidade de uma análise deste factor sob condições controladas.

No que concerne às amostras remoldadas, cujos resultados são apresentados na Figura 6.4, verifica-se que:

(i) na condição absolutamente desestruturada ($w \approx w_L$) as respostas são bastante consistentes entre si, definindo com alguma clareza uma faixa (naturalmente tendente a uma linha) de compressibilidade "normalmente consolidada"; constata-se também que, quase em proporção directa, as linhas assim definidas são gradualmente mais deslocadas para o lado húmido quanto menor é a dimensão; ou seja, nos edómetros de reduzida dimensão as linhas "*NC*" estão excessivamente deslocadas para estados mais próximos dos de materiais granulometricamente mais finos, pelo que, embora as inclinações das rectas sejam semelhantes, o valor do índice de vazios para a tensão efectiva de referência é sobrestimado para as menores dimensões de ensaio;

(ii) na condição de solo remoldado com w_0 a amostra de menores dimensões (*D*=50mm) é também excessivamente compressível, logo no primeiro escalão de carga ($e_0 = 0{,}646 \Rightarrow e_1 = 0{,}580$) e principalmente apresenta uma acentuada curvatura extemporânea, ou seja, muito antes de ser atingida a linha do estado normalmente consolidado (*L.N.C.*), o que revela que dificilmente se consegue uma boa representatividade do solo como um todo em dimensões pequenas; pode-se questionar porque tal acontece num material em que a razão de partículas grosseiras em relação às dimensões do provete poderia ter um efeito de escala contrário ao verificado; pensa-se, contudo, que, sendo a presença de partículas lamelares (micáceas) determinante na resposta em compressão exclusivamente granular (sem considerar a estrutura natural), a sua influência pode-se fazer sentir mais acentuadamente em dimensões mais baixas.

É interessante constatar que no estado remoldado com w_0 os resultados exibem uma curvatura acentuada com uma zona inicial mais rígida, reflectindo a elevada sobrecarga usada na a preparação dos provetes para valores de índices de vazios relativamente baixos. Também é claro que esse adensamento e consequente indução de um novo estado estável, não tem reflexos para além da banda de comportamento "normalmente consolidado" (ver Figura 6.5), definida pelos ensaios com o solo fofo ($\approx w_L$). Está-se portanto perante um comportamento típico de materiais sedimentares. Mais adiante se verá que tal não acontece com os provetes indeformados que, pela sua estrutura, ultrapassam essa banda para zonas "meta-estáveis".

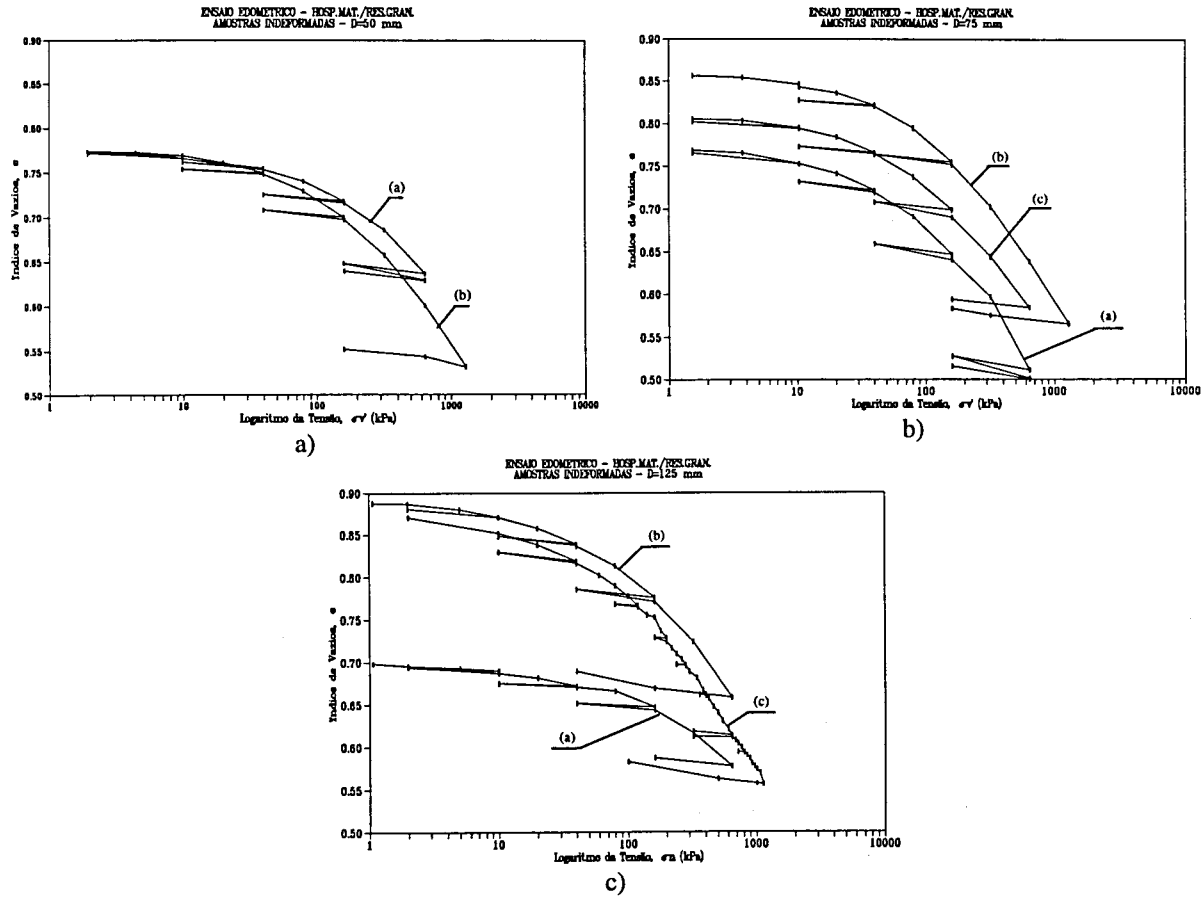


Figura 6.3 - Ensaios edométricos sobre amostras indeformadas. Influência da dimensão do provete: a) D=50mm; b) D=75mm ; c) D=125mm.

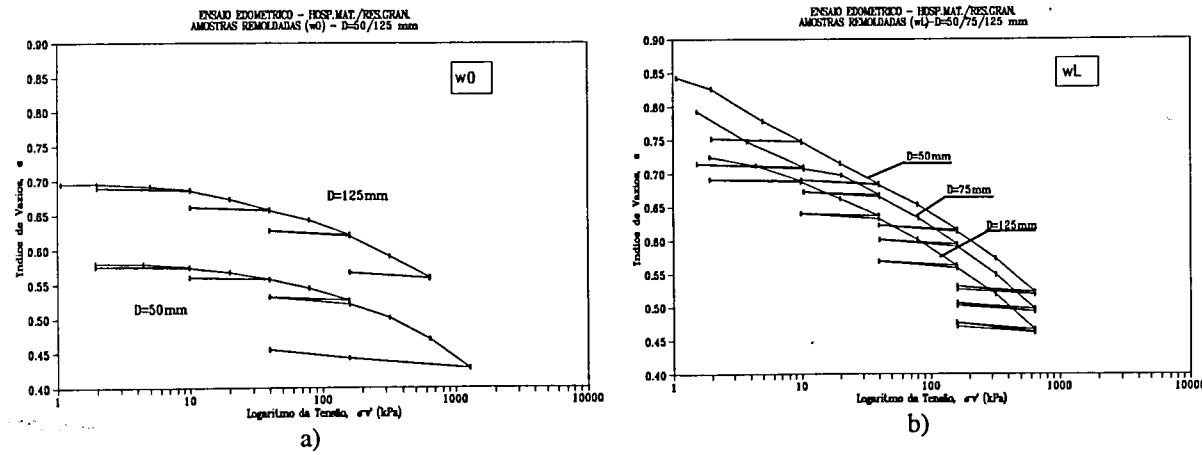


Figura 6.4 - Ensaios edométricos sobre amostras remoldadas. Influência da dimensão do provete: a) w_0 com D = 50 e 125 mm; b) w_L com D = 50, 75 e 125 mm

Se se pensar que, para além das razões de escala relativas à granulometria do material, os solos residuais (em particular os saprólitos de grão médio) possuem estruturas com pontes interparticulares, cuja integridade pode ser facilmente posta em causa pela própria preparação e montagem das amostras no edómetro, conclui-se que se torna imperioso usar edómetros de grandes dimensões, superiores a um limiar considerado suficiente para cobrir a sensível heterogeneidade do material. Este efeito reflecte-se noutros tipos de ensaio como será abordado para o caso dos triaxiais.

6.2.4 - Influência do tipo de carregamento

Das amostras indeformadas de maior dimensão ($D125$), duas têm sensivelmente as mesmas condições físicas iniciais (ver Quadro 6.1), a amostra do bloco 2 ($e_0 = 0{,}878$), ensaiada com maiores períodos de estabilização, e a amostra do bloco 3 ($e_0 = 0{,}880$), carregada com escalões menores. Na Figura 6.5 inclui-se os resultados obtidos com essas duas amostras bem como o da amostra que, tendo sido submetida ao procedimento clássico, tinha um índice de vazios inicial mais semelhante ao daquelas duas (amostra indeformada do bloco 1 com D=75mm e $e_0 = 0{,}847$). Pela observação das curvas correspondentes, constata-se que:

(i) não parece haver efeito substancial, no andamento geral da curva de compressibilidade, do ritmo de carregamento adoptado; ou seja, em termos de avaliação dos parâmetros de compressibilidade, o critério corrente de 24 horas de estabilização é ajustado a estes materiais, não sendo notório o efeito da componente de consolidação secundária entre as 24 horas e 1 semana; refira-se que os tempos de consolidação primária são muito baixos (ver adiante), pelo que num e noutro caso a consolidação secundária é integrada nos valores deduzidos da compressibilidade, embora em parcelas diferentes;

(ii) a maior ou menor discretização dos acréscimos de carga parece também não ter influência substancial; a vantagem de intensificar a discretização desses escalões reside exclusivamente numa melhor definição da curvatura da linha de compressibilidade, em particular na perspectiva da determinação do limiar da resposta metaestável (a chamada "tensão de préconsolidação virtual") ou de melhor definir uma lei de variação de m_v com os níveis de tensão.

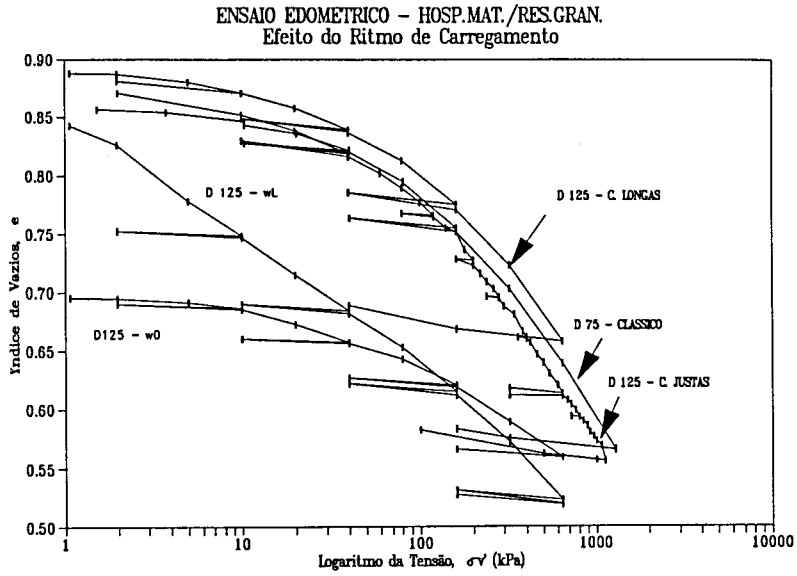


Figura 6.5 - Ensaios edométricos sobre amostras indeformadas e remoldadas com ritmos de carregamento distintos.

6.2.5 - Enquadramento do comportamento do solo natural e remoldado - zonas estáveis e metaestáveis e tensão de "préconsolidação virtual"

Aproveitou-se a Figura 6.5 para também nela incluir os resultados obtidos com as duas amostras remoldadas de maior dimensão, preparadas das duas maneiras atrás indicadas. É muito clara a diferença das respostas das amostras indeformadas, por um lado, e remoldadas, por outro.

Vaughan (1988) definiu no espaço tensão efectiva-índice de vazios duas zonas que caracterizam a dualidade entre os materiais clássicos e os materiais cimentados ou estruturados fisicamente. Na Figura 6.6 representa-se uma curva típica de materiais deste tipo e as zonas e linhas que caracterizam a sua resposta em compressibilidade:

1 - *zona de pré-cedência ou limiar elasto-estrutural*: nesta zona os materiais comportam-se formalmente do mesmo modo que os solos sedimentares sobreconsolidados, com gradientes de compressão (C_r) muito baixos, sendo controlados pela rigidez da estrutura cimentada interparticular;

2 - *zona metaestável*: ao contrário dos materiais sedimentares, os solos residuais podem situar-se em zonas de espaço e–logσ' para além da curva do comportamento normalmente consolidado; nesta zona o par de valores constitutivos não é indexável a um grau de sobreconsolidação associado à história

de tensões, mas antes se deve à reserva estrutural; ultrapassada a tensão de sobreconsolidação virtual, ocorre uma "aceleração" da compressibilidade devido à quebra sequencial e irreversível das ligações estruturais, com a consequente evolução do material para características típicas dos materiais não cimentados granulometricamente semelhantes; esta evolução dá-se até os gradientes de compressibilidade serem próximos dos característicos destes materiais, definindo-se, assim, um índice de compressibilidade metaestável (C_{cs}) particularmente mais elevado do que o do último estado;

3 - *zona desestruturada (granular)*: após a quebra total das cimentações interparticulares com individualização granulométrica - geralmente atingida para elevados valores das tensões efectivas dado o carácter progressivo dessa desestruturação - o comportamento converge para o típico de um material granulometricamente equivalente em que a deformabilidade (C_c) é comandada eminentemente pelas tensões de contacto entre as partículas individuais e cujo gradiente corresponderá à *L.N.C.*, podendo ser avaliada por ensaios sobre o mesmo solo remoldado em laboratório.

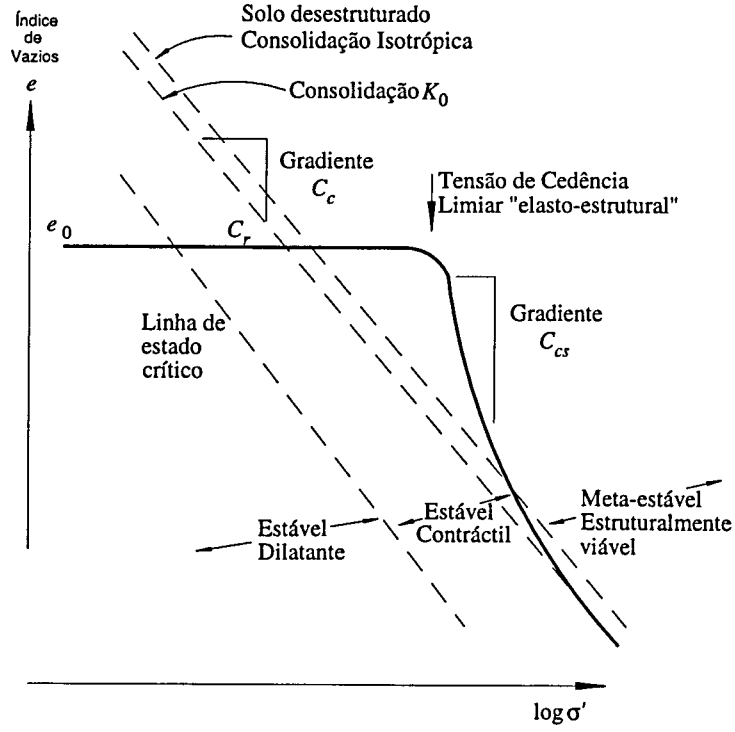


Figura 6.6 - Compressão unidimensional de um solo com estrutura cimentada (Vaughan, 1988).

Refira-se que este comportamento "trifásico", identificado em curvas de compressibilidade unidimensional, tem tradução na forte não linearidade da rigidez em solicitação distorcional; no ponto relativo aos resultados dos ensaios triaxiais esse facto será explanado com pormenor, mas desde já se salienta a existência de ramos iniciais relativamente rígidos (C_r), troços intermédios de gradiente mais acentuado (a que se pode associar o comportamento metaestável) e ramos finais (valores elevados de deformação) e suavizados (correspondente ao comportamento granular, C_c).

Porque na prática corrente de solicitação dos maciços residuais dificilmente se atingem os valores do último estado, é sintomaticamente importante definir com clareza as duas primeiras zonas para que se possa adoptar parâmetros de cálculo ajustados às condições de projecto. Na Figura 6.7 apresenta-se as curvas dos ensaios realizados sobre 3 provetes, de grande dimensão ($D125$), de amostras indeformadas e ainda a curva do solo "normalmente consolidado" obtida com o material remoldado no teor em água próximo do w_L. Aí definem-se bem as zonas atrás referidas, verificando-se que, para níveis de carregamento elevados (≅ 1000kPa), o material natural ainda preserva parte da estrutura cimentada não tendo atingido a *L.N.C.*.

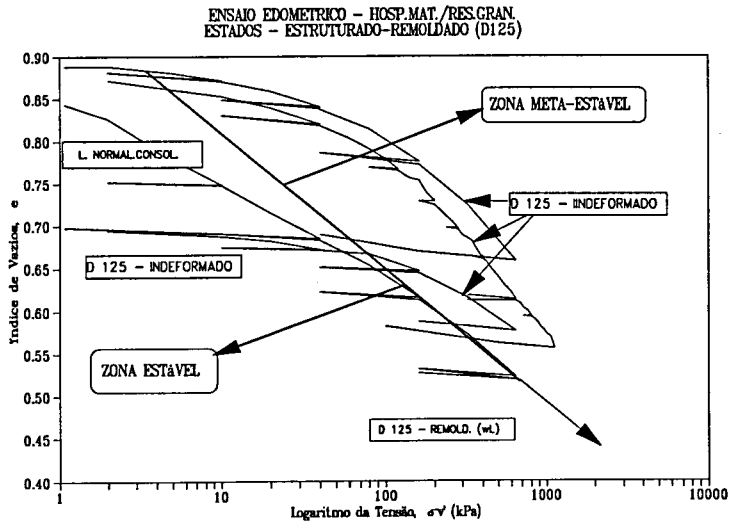


Figura 6.7 - Ensaios edométricos sobre amostras indeformadas. Definição de zonas características.

Repare-se também na curvatura relativamente pouco acentuada da transição entre os dois comportamentos iniciais, o que sugere que o processo de cedência é progressivo desde os primeiros estágios de carga para o material mais solto (provavelmente mais remexido na amostragem), sendo-o só para estágios intermédios de carga no provete com menor índice de vazios, mais próximo do medido *in situ*.

6.2.6 - Resumo dos parâmetros de compressibilidade obtidos nos ensaios edométricos

É indispensável nesta fase quantificar os valores obtidos para os diferentes índices de compressibilidade e situá-los em relação às tensões de cedência ("préconsolidação virtual"), o que é feito no Quadro 6.2. Na Figura 6.8 ilustra-se a metodologia de avaliação dessa tensão para os provetes de 125 mm diâmetro. Para o efeito, adoptou-se o método proposto por Pacheco e Silva (1970) que se tem demonstrado ser mais próprio para materiais do tipo do ensaiado. Refira-se ainda que, sendo um método que utiliza como referência o ramo de compressibilidade pós-cedência, permite, como foi também já salientado, optar pela linha metaestável (com inclinação C_{cs}) cujo comportamento é fenomenologicamente mais adaptado à realidade do andamento sequencial em deformabilidade, ao contrário da adopção de linhas correspondentes à resposta granular (representativa de um estado distinto). Também a referência ao índice de vazios inicial permite incorporar a realidade física de um material que se caracteriza por um binómio constitutivo "e_0 *versus* estrutura cimentada" nunca dissociável.

Quadro 6.2 - Parâmetros de compressibilidade deduzidos dos ensaios edométricos.

Amostra		C_r	σ'_p (kPa)	C_{cs}	C_c	C_c / C_c ou C_{cs} (%)
Indeformada	(a) *D*125	0,0068	140	0,1294	...	5
	(b) *D*125	0,0144	100	0,2172	...	7
	(c) *D*125	0,0176	80	0,2084	...	8
	(a) *D*75	0,0151	90	0,2887	...	5
	(b) *D*75	0,0107	100	0,2437	...	4
	(c) *D*75	0,0107	130	0,2015	...	5
	(a) *D*50	0,0113	200	0,1640	...	7
	(b) *D*50	0,0096	150	0,2275	...	4
Remoldadas	*D*125 - w_L	0,0115	–	–	0,1651	7
	*D*75 - w_L	0,0101	–	–	0,1718	6
	*D*50 - w_L	0,0104	–	–	0,1717	6
	*D*125 - w_0	0,0056	–	–	0,1010	6
	*D*50 - w_0	0,0053	–	–	0,1378	4

(a), (b) e (c) - ver Quadro 6.1;

C_r - índice de compressibilidade do material estruturado/cimentado - pré-cedência - limiar elástico (nas amostras indeformadas) - ou de recompressibilidade (nas amostras remoldadas);

C_{cs} - índice de compressibilidade "metaestável" (pós-cedência e antes da convergência para o estado granular - não atingido);

C_c - índice de compressibilidade do material granulometricamente equivalente.

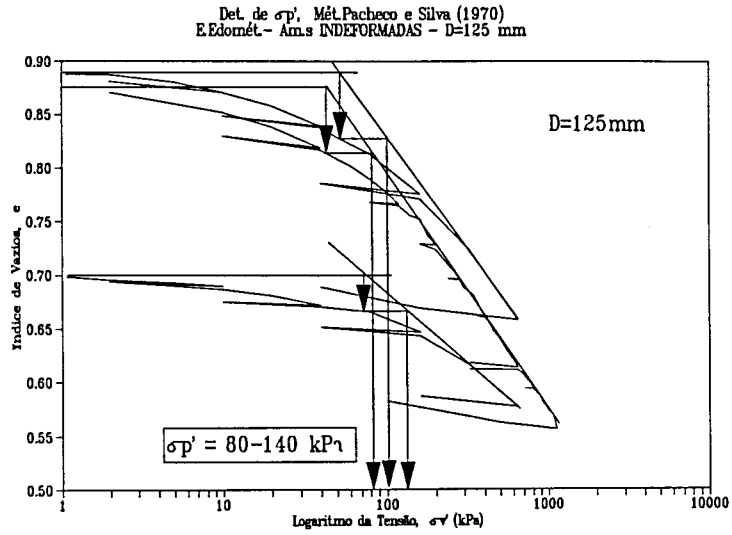


Figura 6.8 - Tensão de "préconsolidação virtual", amostras indeformadas (*D*125). Mét.Pacheco e Silva (1970).

Em relação aos valores (ver Quadro 6.2) das tensões de "préconsolidação virtual" (ou cedência estrutural, σ'_p) pode-se concluir que:

(i) à excepção dos provetes de menor dimensão (*D*50), eles são bastantes reprodutíveis mesmo em situações de compacidade inicial distintas; este facto revela que nas condições em que foram feitas as amostragens - ainda que sobre massas matriciais distintas - há uma boa preservação da estrutura relicar;

(ii) os provetes de menor dimensão são mais fortemente dependentes das condições de fronteira e escala relativa, o que afecta o valor da cedência;

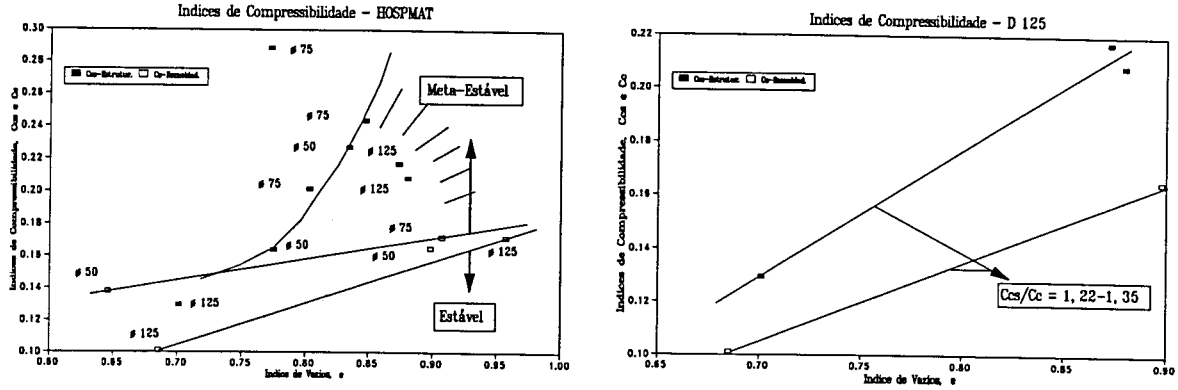
(iii) de entre os resultados mais significativos (*D*125 e *D*75), são os valores mais elevados ($\sigma'_p = 130-140$kPa) que devem ser considerados para a definição do limiar estrutural, por corresponderem não só a índices de vazios mais próximos do maciço natural, logo a provetes de melhor integridade.

No que respeita aos índices de compressibilidade, os valores do Quadro 6.2 sugerem alguns comentários (ver Figura 6.9):

(i) há dependência dos índices de compressibilidade em relação ao índice de vazios inicial, tanto na situação estruturada como na remoldada;

(ii) a razão dos índices de compressibilidade C_{cs}/C_c, que reflecte o grau de "metaestabilidade", aumenta com o índice de vazios inicial, o que significa que a aceleração da compressibilidade após o início da cedência é maior em estruturas mais abertas;

(iii) para as amostras de maior dimensão (*D*125) a razão C_{cs}/C_c (ver Figura 6.9b) indica que para os materiais cimentados são de esperar, para carregamentos após cedência, taxas de compressibilidade cerca de 30% maiores do que as dos solos não cimentados granulometricamente equivalentes.



a) b)

Figura 6.9 - Variação do índice de compressibilidade com o índice de vazios: a) todas as amostras; b) amostras *D*125.

É também importante quantificar, como é feito na última coluna do Quadro 6.2, a relação dos índices de compressibilidade pré e pós-cedência como medida da influência do grau de estruturação. De uma forma geral as relações entre os índices de recompressibilidade (C_r) e de compressibilidade ("metaestável", C_{cs}, ou estável, C_c) cumprem as relações correntes (5 a 10%) em solos sedimentares argilosos (Wroth, 1979).

6.2.7 - Representação alternativa da compressibilidade unidimensional

Pelo exposto em relação às suas particularidades constitutivas, é muito discutível aplicar aos solos residuais os conceitos clássicos de divisão do espaço de tensões em duas zonas definidas pela história daquelas. Além disso, a representação logarítmica da tensão efectiva, que no caso dos solos sedimentares conduz a respostas lineares em cada uma dessas zonas (separadas pela tensão de préconsolidação), nos materiais de estrutura cimentada, em que há quebra gradual das ligações cimentadas com o aumento das tensões, não apresenta o mesmo grau de normalização.

Barsksdale *et al.* (1982) retomaram a representação directa de e e σ'_v em solos do tipo residual da região de Piedmont, nos EUA, constatando a inexistência de um aumento claro da compressibilidade para além da "tensão de préconsolidação virtual". Com efeito, de acordo com os resultados apresentados mais recentemente referentes a ensaios sobre solos residuais da ilha de Java, a compressibilidade mantém-se praticamente constante ou decresce continuamente com o aumento da tensão aplicada (Wesley, 1994), sendo, o primeiro caso, mais típico de solos residuais maduros, enquanto, o segundo, é característico de solos residuais jovens.

Estas considerações não põem em causa a noção de tensão de préconsolidação virtual, já que a transição da resposta nas curvas semi-logarítmicas é efectiva, embora suave, e porque, sendo generalizada a opção por este tipo de análise, a mesma deve ser entendida como limite entre as zonas de pré e pós-cedência. No entanto, perante aqueles resultados, questiona-se se será vantajosa a consideração de parâmetros do tipo semi-logarítmico (como C_r ou C_c), uma vez que eles, como se viu, estão longe de poderem ser considerados constantes por causa da quebra estrutural progressiva que caracteriza os solos residuais.

De facto, para estes solos a adopção de parâmetros directos (m_v ou o seu inverso, D) constitui uma opção claramente mais realista e mais prática. Se, no caso da taxa de compressão ser praticamente constante, as vantagens são óbvias (estar-se-á perante um único valor de um módulo constitutivo com o ganho adicional de ser independente do valor absoluto do índice de vazios), no caso de decréscimo dessa taxa com o nível de carga, dada a evolução suave da mesma, é em regra possível definir a lei da sua variação com a tensão.

Na Figura 6.10 representa-se as curvas (σ'_v, e), sendo notória a variação suave e contínua dos módulos de compressibilidade com o nível de tensões aplicado. A redução gradual do módulo de compressibilidade volumétrico (m_v) pode ser modelada matematicamente, pelo que, para o efeito, se procedeu na Figura 6.11 à implantação dos valores de $D = 1/m_v$ em função do nível de tensão aplicado numa representação semi-logarítmica (σ'_v, $\log_{10} D$). Apresenta-se quer os pontos correspondentes a todos os ensaios realizados sobre amostras indeformadas (Figura 6.11a), quer os correspondentes aos ensaios realizados sobre amostras de maior dimensão (Figura 6.11b), dada a sua maior representatividade e com o objectivo de diminuir a dispersão causada pelos diversos factores condicionantes.

Na Figura 6.11b mostra-se a regressão linear que melhor se ajusta aos valores representados, cuja equação é:

$$D(=1/m_v) = 2536 \cdot 10^{3{,}4 \cdot \sigma'_v} \quad \text{(kPa)} \tag{6.1}$$

Por sua vez, no tocante aos módulos de descarga e recarga, questiona-se se em materiais com cedência estrutural progressiva faz sentido considerá-los constantes. O problema é complexo já que, por um lado, eles tendem a decrescer com os níveis crescentes de carga pois a compressão tende a destruir as pontes de cimentação dos materiais residuais que evoluem, assim, para matrizes granulares, e, por outro lado, eles tendem a crescer com aqueles níveis, particularmente em materiais de fábrica porosa e floculada, pois a diminuição dos índices de vazios, em especial após o desenvolvimento generalizado da cedência, induz imbricamento interparticular com rigidez mais elevada.

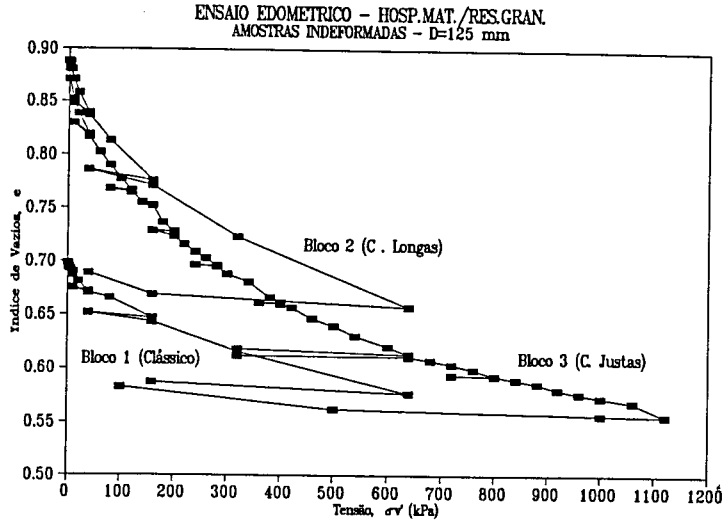


Figura 6.10 - Curva de compressibilidade no espaço *e versus* σ'_v. Amostras indeformadas (*D*125).

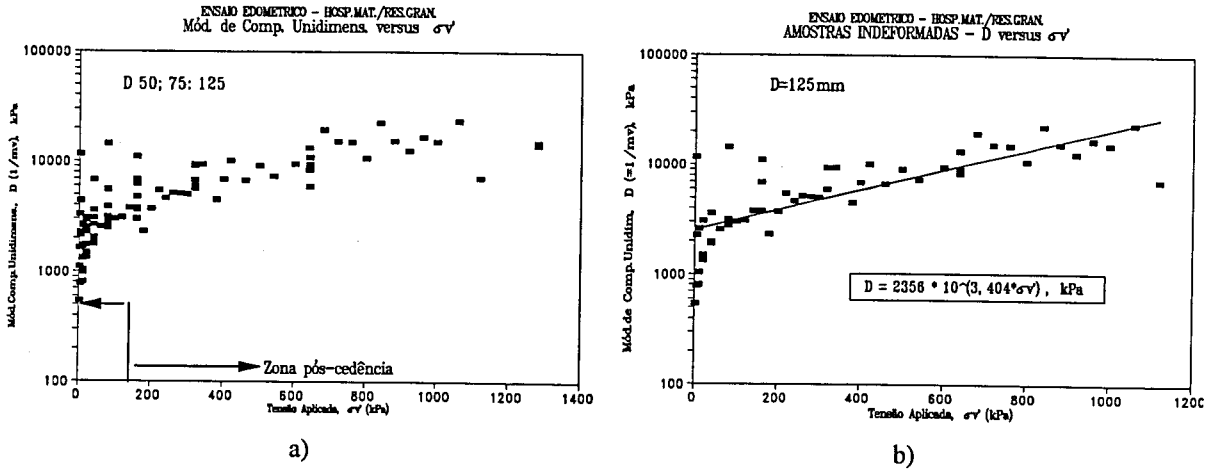
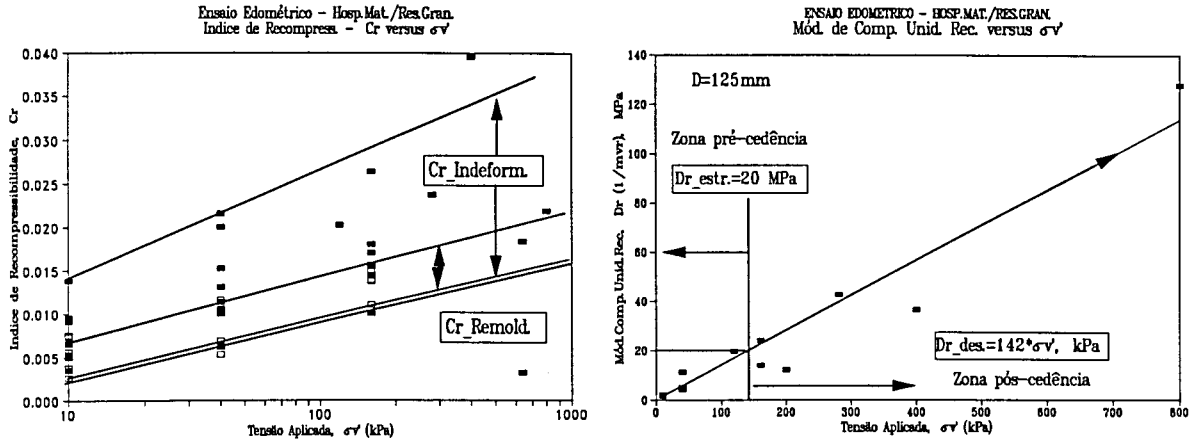


Figura 6.11 - Variação de $D = 1/m_v$ com a tensão efectiva das amostras indeformadas: a) todas as amostras ; b) amostras *D*125.

Na Figura 6.12a representa-se os valores obtidos em troços intermédios de descarga e recarga de C_r *versus* $\log \sigma'_v$ - obtido no ramo de recarga - para todos os ensaios sobre amostras indeformadas e remoldadas. O objectivo desta representação é sobretudo o de salientar que:

(i) contrariamente à noção de que a resposta volumétrica reversível é constante no espaço de tensões, os módulos de recarga crescem com o nível de tensão de início do ciclo de descarga e recarga, numa taxa sensivelmente semelhante nas amostras indeformadas e remoldadas, o que reflecte que a parcela de imbricamento se torna relevante na resposta pseudo-elástica;

(ii) a componente estrutural do material reflecte-se em valores superiores dos C_r nas amostras indeformadas em relação aos das amostras remoldadas, o que revela que as pontes de cimentação mantêm a sua influência para níveis crescentes de tensão.



a) b)

Figura 6.12 - Variação dos módulos de descarga e recarga com o nível de tensão aplicada de: a) C_r para todas as amostras indeformadas e remoldadas; b) $D_r=1/m_v$ para as amostras indeformadas de *D125*.

Na tentativa de parametrizar a resposta pseudo-elástica representa-se na Figura 6.12b os inversos dos valores do módulo de recompressibilidade volumétrico, $D_r=1/m_{vr}$, obtidos nos ensaios sobre as amostras indeformadas de maior dimensão (*D*125), observando-se uma relação praticamente linear com o valor da tensão aplicada, sem evidência de alteração substancial da taxa de crescimento na mudança de fase (pré e pós cedência). A relação de dependência é expressa pela seguinte lei:

$$D_r\ (=1/m_{vr}) = 142\cdot\sigma'_v \tag{6.2}$$

Refira-se que na Figura 6.12b é indicado um valor supostamente constante, até cerca de 150 kPa de tensão aplicada, deste coeficiente de recompressibilidade ($D_r=20$ MPa) e que corresponde à tensão de sobreconsolidação virtual, pressupondo que reultados de ensaio inferiores para tensões aplicadas mais baixas são fruto da inevitável desestruturação por descompressão superficial na fase de montagem dos provetes para o ensaio edométrico.

6.2.8 - Consolidação primária

Das curvas obtidas nos ensaios de consolidação sobre amostras indeformadas e remoldadas seleccionaram-se para a análise dos coeficientes de consolidação, c_v, as mais representativas, isto é, as referentes às amostras de diâmetro de *D*=125mm. A título exemplificativo, nas Figuras 6.13 e 6.14, apresentam-se as curvas de consolidação correspondentes a dois escalões de carga de amostras indeformadas e remoldadas, respectivamente. Só se representa o valor do assentamento correspondente ao escalão de carga indicado na própria figura.

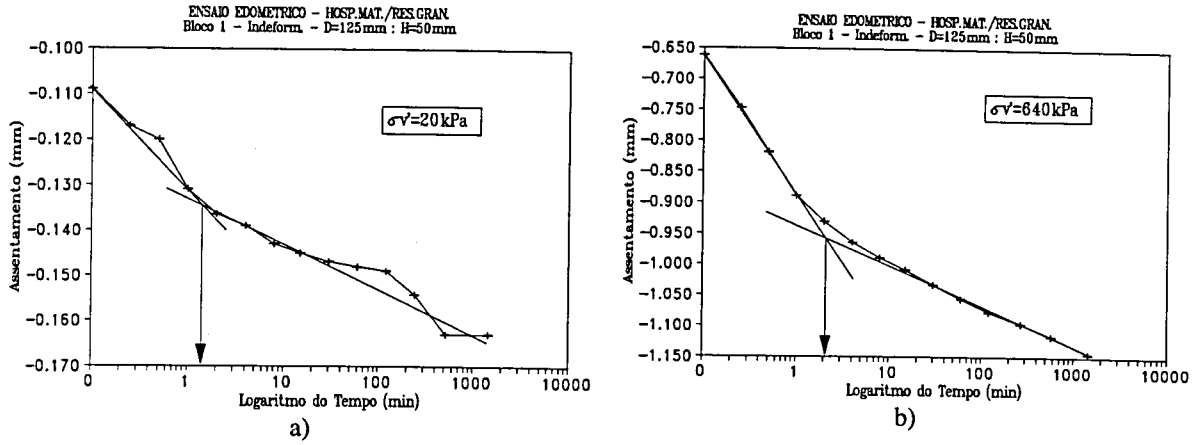


Figura 6.13 - Curvas de consolidação típicas obtidas em amostra indeformada de D=125mm: a) σ'_v=20 kPa; b) σ'_v=640 kPa.

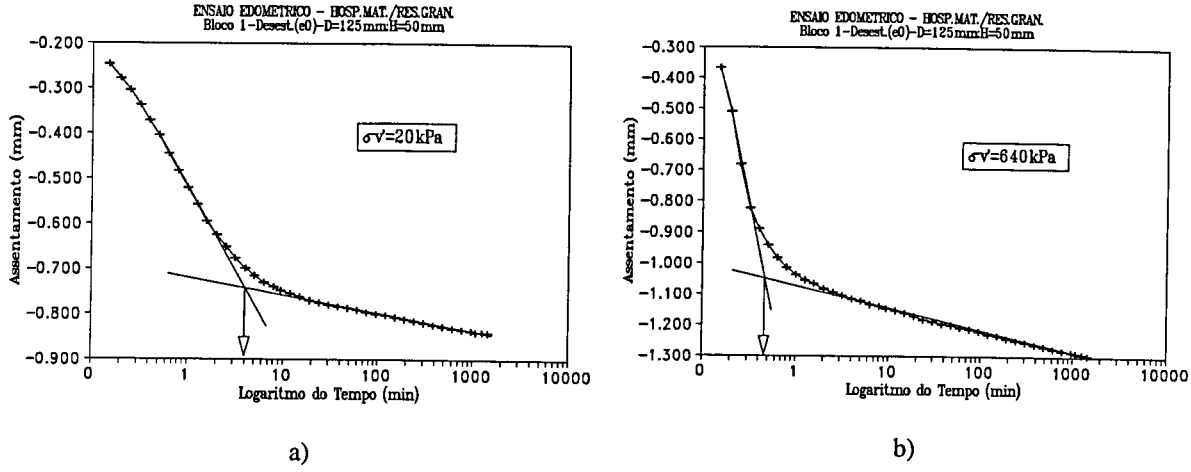


Figura 6.14 - Curvas de consolidação típicas obtidas em amostra remoldada com w_0: a) σ'_v=20kPa; b) σ'_v=640kPa.

Observe-se que a taxa de consolidação primária é muito elevada, sendo dificilmente detectáveis os valores de t_{50} ou t_{90} para uma avaliação clássica do coeficiente de consolidação. No Quadro 6.3 apresenta-se alguns valores de c_v de solos residuais retirados da bibliografia, bem como os agora obtidos através da construção de Casagrande.

Wesley (1994) salienta que os coeficientes de consolidação determinados pelos processos convencionais em amostras indeformadas podem ser bem maiores se forem usados sistemas de aquisição muito rápidos, indicando um limite de 10^{-4} cm²/seg para os valores obtidos por meio de sistemas de aquisição clássicos. Parece, contudo, que níveis mais elevados do que este limite são na prática geotécnica irrelevantes, pelo que não se insiste mais nesta pormenorização.

Quadro 6.3 - Valores de referência de c_v em solos do tipo residual.

Tipo	c_v (cm^2/seg)	Referência
Saprólito de granito (Malásia)	$2\text{–}25 \times 10^{-4}$	Lacerda (1986)
Saprólito de gnaisse (Rio de Janeiro)	$0{,}1\text{–}10 \times 10^{-4}$	Lacerda (1986)
Saprólito de granito (V.N. Gaia)	$0{,}6\text{–}3{,}2 \times 10^{-4}$	Viana da Fonseca (1988)
Saprólito de migmatito (V.N. Gaia)	$0{,}6\text{–}2{,}7 \times 10^{-4}$	Viana da Fonseca (1988)
Saprólito de granito (Matosinhos)	$1{,}5\text{–}8{,}1 \times 10^{-4}$	Amostras Indeformadas
Saprólito de granito (Matosinhos)	$0{,}2\text{–}4{,}0 \times 10^{-4}$	Amostras Remoldadas

6.2.9- Consolidação secundária

Uma importante parcela da resposta deformacional diferida no tempo é a respeitante à consolidação secundária ou de fluência. É possível, perante o conjunto de resultados disponíveis, fazer uma análise da evolução dos coeficientes de consolidação secundária com o nível de tensões aplicado e confrontar os resultados das duas condições materiais (indeformada e remoldada).

Como é usual, os coeficientes de consolidação secundária, c_α, são definidos pela inclinação dos ramos finais aproximadamente rectilíneos das curvas de consolidação (assentamento-logaritmo do tempo). Para cada amostra, o parâmetro c_α varia com os escalões de carga. Na Figura 6.15 apresenta-se a variação de c_α com a tensão efectiva, tanto para amostras indeformadas como remoldadas. No que respeita às amostras indeformadas, salientam-se as seguintes tendências:

(i) os valores de c_α são inferiores a 0,003, isto é, baixos, de acordo com as classificações aplicáveis a solos argilosos sedimentares (Mesri, 1973), o que reflecte a estabilidade da estrutura cimentada; esses valores são semelhantes aos característicos de materiais sobreconsolidados (Lambe e Whitman, 1969);

(ii) o potencial de fluência cresce rapidamente com o nível de carga, ainda no interior da zona atrás referenciada como limiar estrutural (abaixo da hipotética tensão de préconsolidação); este facto revela o carácter progressivo da desestruturação, crescendo o potencial de fluência à medida que se quebram as ligações interparticulares;

(iii) há uma aparente estabilização do potencial de fluência para valores de tensão superiores ao da cedência.

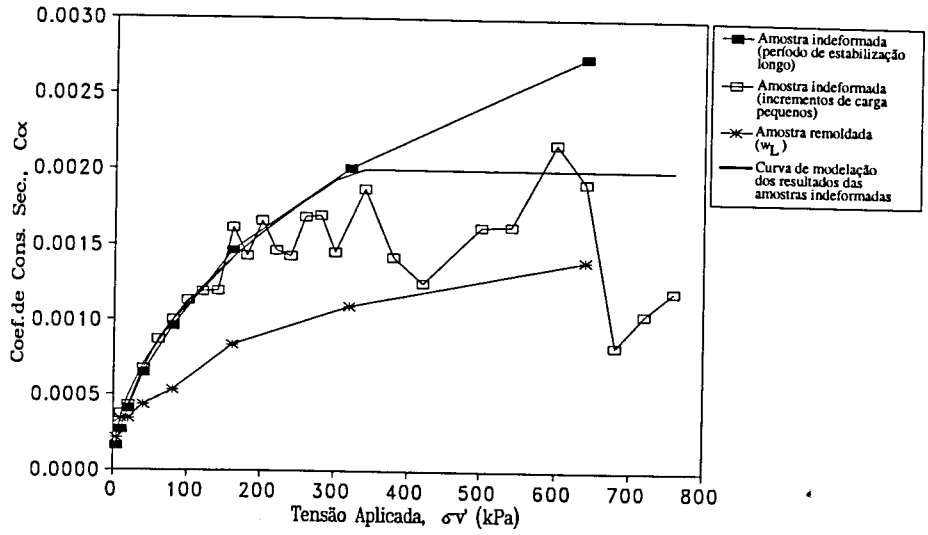


Figura 6.15 - Variação do coeficiente de consolidação secundária com o nível da tensão efectiva.

Como se mostra também na Figura 6.15, para os dois ensaios sob material indeformado, as curvas de evolução do coeficiente c_α com a tensão efectiva são globalmente ajustadas pela seguinte equação:

$$c_\alpha = \begin{cases} 1{,}1\times10^{-4}\sqrt{\sigma'_v}, & \sigma'_v \text{ em kPa} \quad \text{quando } \sigma'_v \le 320\,\text{kPa} \\ 0{,}002 & \text{quando } \sigma'_v > 320\,\text{kPa} \end{cases} \tag{6.3}$$

Quanto às amostras remoldadas constata-se que c_α cresce com a tensão efectiva, tendendo a estabilizar num valor inferior ao das indeformadas (cerca de 0,0015).

Destas considerações retém-se a ideia de que o potencial de fluência do solo suposto em condições naturais de estruturação é, em geral, mais alto do que o correspondente ao solo desestruturado, tendo, além disso, um crescimento mais acentuado com a tensão efectiva, pelo que a avaliação do assentamento diferido no tempo deve sofrer uma atenção especial e ser tratada nos níveis previstos da tensão de serviço.

Deve-se fazer uma referência a uma aparente tendência (em alguns escalões de carga mais longos) para a aceleração do potencial de fluência (consolidação secundária) no tempo. Este facto parece caracterizar alguns materiais naturais do tipo arenoso, com fábrica e estrutura natural, e foi constatado num ensaio de longa duração cujos resultados são apresentados no parágrafo que se segue.

6.2.10 - Aumento do coeficiente de consolidação secundária no tempo

6.2.10.1 - Preâmbulo

Num projecto de investigação da evolução dos assentamentos de fundações sobre solos sedimentares naturais, Amar *et al.* (1994a, 1994b) estudaram essa evolução durante longos períodos de tempo, tendo concluído que em alguns materiais, em especial areias naturais com fábrica estrutural, a taxa de evolução dos assentamentos com o logaritmo de tempo (c_α) não se mantinha constante. De facto, a Figura 6.26, que se reproduz do segundo artigo, é eloquente a esse respeito. Verifica-se uma nítida aceleração no tempo daquela taxa, notando-se um segundo troço semi-logarítmico linear. Os autores salientam que alguma flutuação das condições naturais poderá ter tido influência nas oscilações observadas; porém, nos casos em análise tais condições mantiveram-se razoavelmente constantes, pelo que os resultados observados estarão ligados a fenómenos eminentemente constitutivos.

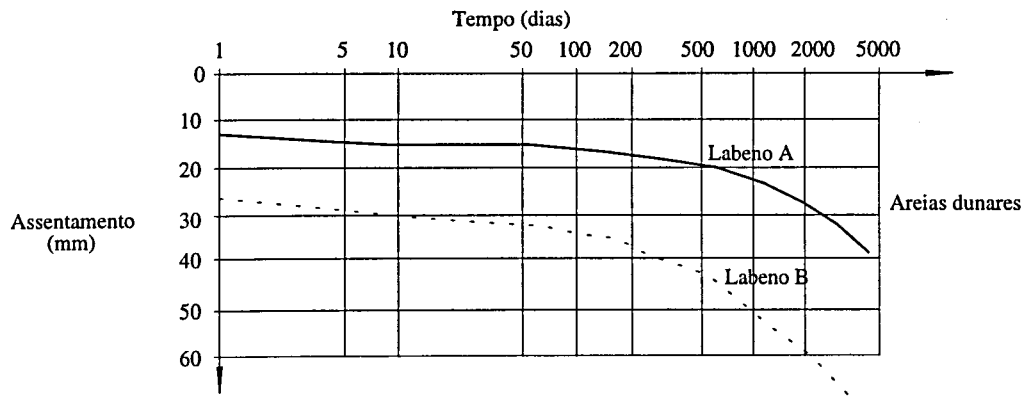


Figura 6.16 - Aumento do coeficiente de consolidação secundária no tempo. Ensaios de carga de longa duração em sapatas (Amar *et al.*, 1994a e b).

São óbvias as implicações deste comportamento na previsão de fundações, pois é prática corrente a adopção de factores correctivos de fluência nas fórmulas de cálculo baseadas em valores determinados experimentalmente em ensaios de curta a média duração.

Os autores citados propõem uma forma de consideração do efeito do tempo em que o assentamento é genericamente definido por:

$$s_t = s_0 \cdot \left[1 + \sum_{i=1}^{n-1} m_i \cdot \log \frac{t_i}{t_{i-1}} + m_n \cdot \log \frac{t}{t_{n-1}} \right] \qquad (6.4)$$

sendo:

s_t - assentamento total correspondente ao tempo t;

s_0 - assentamento definido para um tempo de referência t_0;

$i(1 \text{ a } n)$ - número de ramos lineares da curva (s, log t);

m_i - coeficiente de consolidação secundária no intervalo de tempo $t_{i-1} < t < t_i$.

Como é comum admitir em maciços arenosos, Schmertmann (1970) e Schmertmann *et al.* (1978) consideram a taxa de evolução no tempo singularmente linear com $m_1 = \alpha = 0{,}2$, para cargas estáticas, e $t_0 = 0{,}1$ anos, ao qual corresponde o assentamento s_0.

Mais recentemente, para cargas estáticas, foi proposto por Burland e Burbidge (1985) um procedimento algo distinto. Para t < 3 anos, os autores sugerem que se majore o assentamento imediato em 30%. Para t ≥ 3 anos, propõem a seguinte expressão:

$$s_t = \left[1 + 0{,}3 + 0{,}2 \cdot \log \frac{t}{3}\right] \tag{6.5}$$

As referências apresentadas servem para salientar a importância da avaliação temporal dos assentamentos de fundações superficiais, mesmo das construídas em maciços não argilosos. Esta questão pode ser particularmente pertinente no caso de solos do tipo residual, em que os factores progressivos de cedência estrutural pouco têm sido objecto de estudos sistemáticos, havendo, contudo, uma crescente noção da sua importância perante algumas constatações de obras que vêm sendo realizadas em maciços desse tipo.

6.2.10.2 - Ensaios realizados e análise dos resultados

Tendo em atenção o exposto no parágrafo anterior, procurou-se efectuar uma primeira abordagem do problema. Para o efeito, procedeu-se à realização de um ensaio edométrico sobre uma amostra indeformada, carregada com escalões semelhantes aos definidos para a sapata experimental (ver Capítulo 4). Em todos os escalões, com excepção do último, a carga permaneceu entre 24 e 48 horas (ver Figura 6.17), tendo havido uma definição clara de uma primeira linha de consolidação secundária e alguma evidência de uma segunda linha, tal como se constata na Figura 6.18, onde se representa os resultados obtidos em dois dos escalões considerados.

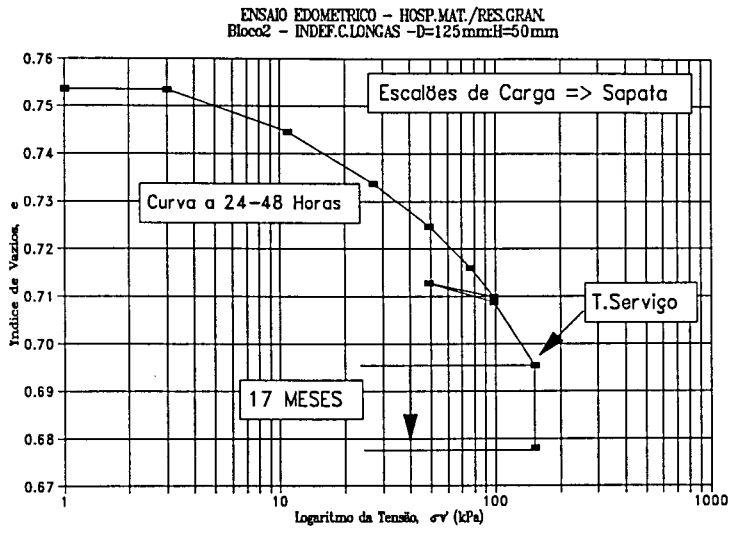
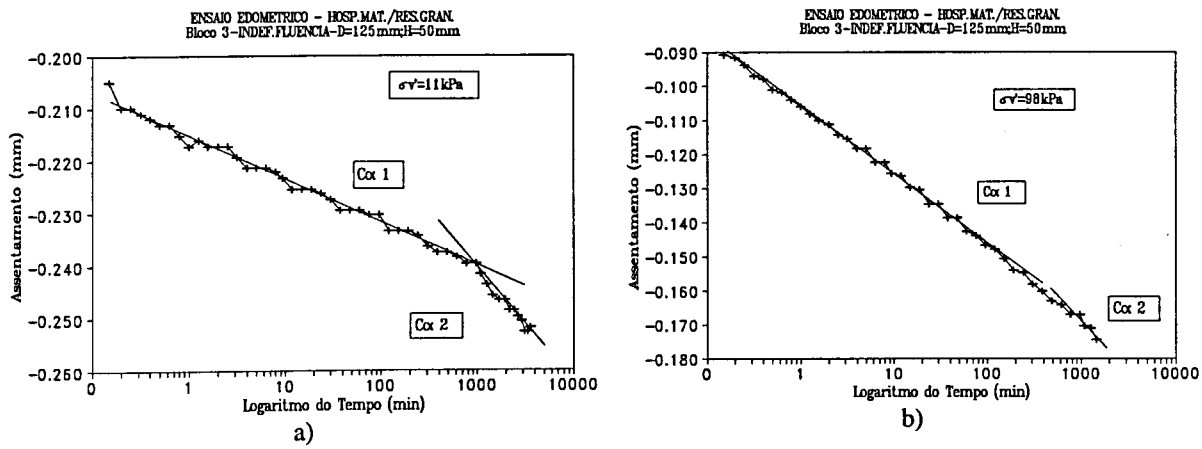


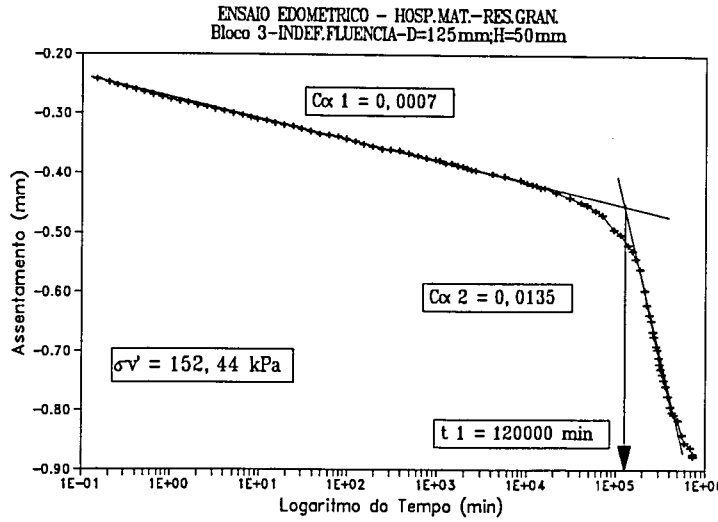
Figura 6.17 - Curva de compressibilidade com escalões de tensão similares aos da sapata experimental. Período de permanência da carga em cada escalão.



Nota: os assentamentos representados correspondem exclusivamente aos valores do escalão de carga.

Figura 6.18 - Coeficientes de consolidação secundária com períodos de permanência da carga de duração usual. Amostra indeformada (D=125mm); a) σ'_v= 11 kPa; b) σ'_v= 98 kPa.

No último escalão a carga permanece inalterada há 17 meses, mostrando a Figura 6.19 os resultados que foram obtidos até à data. Verifica-se que há claramente duas zonas de resposta linear na escala semi-logarítmica do tempo com taxas muito distintas. Entre as duas zonas existe uma transição relativamente suave.



Nota: os assentamentos representados correspondem exclusivamente aos valores do escalão de carga.

Figura 6.19 - Curva de consolidação a σ'_v=152 kPa para tempos de carga elevados.

Estes resultados sugerem os seguintes comentários:

(i) o solo com uma estrutura natural preservada exibe, após dissipação quase imediata dos excessos de pressões neutras, uma consolidação secundária de baixas proporções até um certo limiar temporal, que é comandada pela estabilidade das ligações relicares incipientes; os valores característicos dos coeficientes de consolidação secundária são baixos (Mesri, 1973);

(ii) há uma aceleração da taxa de fluência a partir daquele limiar temporal; esta fase pode ser associada à rotura progressiva das ligações cimentadas interparticulares;

(iii) após esta transição, o solo passa a ter um comportamento fluente com taxa relativamente alta, c_α = 0,0135 (Mesri, 1973); dada a baixa plasticidade do material ensaiado, a razão para este comportamento estará, provavelmente, associada à presença abundante de partículas lamelares, nomeadamente de micas, cujo potencial de deslizamento, logo que libertadas das ligações estruturais, é grande e induz forte ajuste interparticular.

Admitindo uma expressão do tipo da anteriormente apresentada (Amar *et al.*, 1994), pode-se avaliar o assentamento ao fim de um tempo t da seguinte forma:

$$s_t = \lambda \cdot s_{0_{ed}} \cdot \left[1 + m_1 \cdot \log \frac{t_1}{t_0} + m_2 \cdot \log \frac{t}{t_1} \right] \tag{6.6}$$

sendo $s_{0_{ed}}$ o assentamento imediato calculado a partir dos resultados do ensaio edométrico, λ um factor correctivo para ter em conta o efeito tridimensional de uma sapata sobrejacente a

um estrato não confinado com um determinado coeficiente de Poisson (υ) e parâmetro de pressão neutra de Skempton (A), t_0 o tempo correspondente ao assentamento $s_{0_{ed}}$ de referência, geralmente 24 horas, e t_1 o tempo de transição das duas zonas de fluência ($t \cong$ 130000 min).

Com base nos resultados apresentados na Figura 6.19, sendo $\lambda = 1$, $s_{0_{ed}} = 1{,}66$ mm para $t_0 = 24$ horas = 1440 min, $s_1 = 1{,}731$ mm para $t_1 = 90$ dias $\cong$ 130000 min e $s_2 = 2{,}177$mm para $t_2 = 620000$ min, obtém-se:

$$m_1 = \left(\frac{s_1}{s_{0_{ed}}} - 1\right) / \log\left(\frac{t_1}{t_0}\right) = 0{,}022 \tag{6.7}$$

$$m_2 = \left(\frac{s_2 - s_1}{s_{0_{ed}}}\right) / \log\left(\frac{t_2}{t_1}\right) = 0{,}396 \tag{6.8}$$

É interessante comparar o valor de m_2 com o sugerido por Burland e Burbidge (1985). O resultado agora obtido é sensivelmente igual ao dobro do proposto por aqueles autores (0,2, ver expressão 6.5) para areias. Embora a análise efectuada peque por limitada, os valores obtidos indiciam uma significativa importância dos assentamentos diferidos no tempo de fundações assentes sobre os solos residuais do granito.

Para aprofundar a análise preliminar aqui efectuada será necessário, por um lado, realizar estudos baseados em ensaios edométricos em que os escalões de carga sejam mantidos por tempos muito elevados, com vista a definir eventuais mudanças de taxas de consolidação secundária, e, por outro lado, observar o comportamento de obras reais durante largos períodos de tempo.

6.2.11 - Ensaio de fluência na sapata experimental

Após a prossecução do ensaio de carga descrito em detalhe no Capítulo 4, a sapata foi recarregada sequencialmente até um valor de cerca de 500kPa. Foi então estabilizada a carga durante cerca de uma semana, tendo-se obtido a resposta deformacional representada na Figura 6.20.

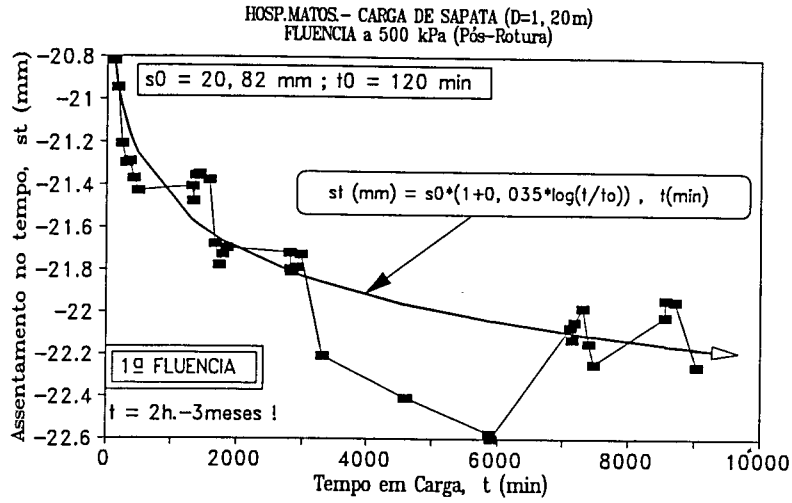


Figura 6.20 - Ensaio de fluência na sapata experimental.

Nos termos do critério de estabilização então definido, considerou-se que o assentamento de referência (incluindo a consolidação primária) era s_0 = 20,8 mm para t_0 = 120 min. Usando a expressão (6.4) apenas com um termo, calculou-se $m_1 = 0{,}035$. Na Figura 6.20 pode apreciar-se o razoável ajuste daquela expressão aos resultados experimentais.

O valor assim retroanalisado corresponderá à primeira taxa de fluência do mesmo escalão de carga (500 kPa) nos ensaios edométricos realizados. Para o ensaio sobre amostras indeformadas com períodos de estabilização mais elevados obteve-se: $m_1 = 0{,}020$. Repare-se que este valor é inferior ao deduzido do ensaio de fluência da sapata mas, dado que este ensaio foi realizado após rotura da sapata, esta discrepância poder-se-á dever a distintas condições do material ensaiado. É interessante referir que cálculos semelhantes para os ensaios edométricos sobre amostras remoldadas ao teor em água natural (sempre considerando os provetes de maiores dimensões), resultaram em valores de m_1 ainda ligeiramente mais baixos ($m_1 = 0{,}013$ - 0,018), pelo que a discrepância poderá também ser fruto das condições geométricas diferentes de execução dos dois tipos de ensaios.

Para fazer uma estimativa do assentamento diferido no tempo, a longo prazo (refira-se que nas obras reais s_1 é correntemente ultrapassado na fase construtiva, podendo em termos práticos ser considerado como correspondente a assentamento de ajuste estrutural) deve ser considerado o segundo termo da expressão (6.4). Numa hipótese de avaliação simplificada, admite-se que este possa ser estimado a partir de uma proporção directa dos dois ramos de consolidação secundária obtidos em ensaios edométricos de grande duração vezes o valor retroanalisado no ensaio limitado de fluência. Assim, obter-se-ía o seguinte valor para o segundo termo daquela expressão:

$$m_2 \text{ (cálculo do assentamento de uma sapata)} = \frac{m_2 \text{(edométrico)}}{m_1 \text{(edométrico)}} \cdot m_1 \text{(ensaio de fluência)} = \frac{0,396}{0,022} \cdot 0,035 = 0,630$$

Aquele valor de m_2 concorda muito razoavelmente com os obtidos nos ensaios de fundações superficiais em verdadeira grandeza e temporalmente significativos apresentados por Amar *et al.* (1994a e b).

São óbvias, e reiteradas, as limitações destes valores indicativos, sendo imprescindível o desenvolvimento de estudos diferidos no tempo em obras reais, que se espera implementar no futuro próximo.

6.2.12 - Ensaios com o edómetro de Rowe para avaliação de colapsibilidade

6.2.12.1 - Preâmbulo

O colapso é o assentamento adicional, mais ou menos imediato, de estruturas fundadas sobre solos reais não saturados quando, sem alteração do estado de tensão, estes sofrem humedecimento ou saturação (redução da sucção para valores próximos de zero). Para a sua avaliação recorre-se, geralmente, a ensaios edométricos múltiplos, procedendo conforme mostra a Figura 6.21, que é suficientemente elucidativa.

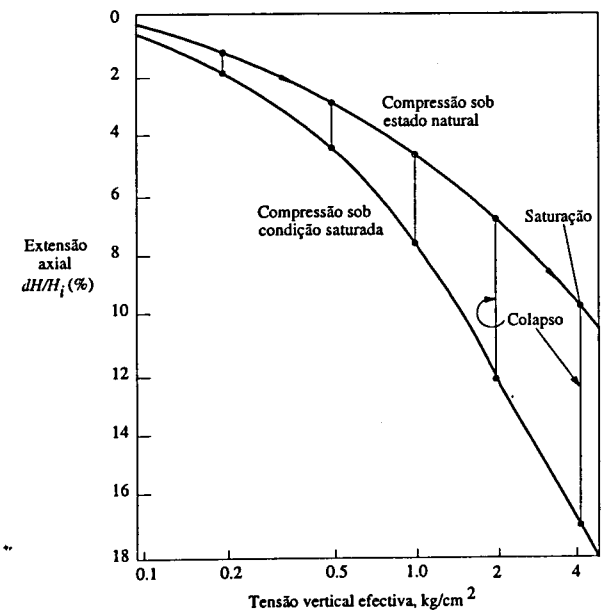


Figura 6.21 - Colapsibilidade determinada a partir de ensaios edométricos múltiplos - curva tipo (Yudhbir, 1982).

Quanto à definição do limite a partir do qual se considera um solo colapsível, em oposição a estável, Vargas (1978) e Décourt (1992) apontam o valor de 2% do potencial ou índice de colapso, que se define como:

$$I_c(\%) = \frac{\Delta e_{sat}}{\Delta e_{ac}} \tag{6.9}$$

sendo Δe_{sat} e Δe_{ac} as variações do índice de vazios imputável à saturação (sob tensão efectiva constante ou estimada por analogia nas tensões efectivas subsequentes, para o caso dos solos progressivamente colapsíveis) e acumulada desde o início do carregamento, respectivamente.

Como complemento, Décourt (1992) apresenta como valores limites para solos colapsíveis e estáveis os seguintes:

- solos colapsíveis: $e \geq 1{,}5$ e (ou) $C_c \cong 0{,}85$;
- solos estáveis: $e < 1{,}5$ e (ou) $C_c \cong 0{,}55$.

Distinguem-se dois tipos de solos colapsíveis (Yudhbir, 1982):

- *solos verdadeiramente colapsíveis*: são os solos que sofrem uma súbita redução do volume de vazios quando saturados, sem qualquer incremento da tensão efectiva;
- *solos condicionalmente colapsíveis*: são os que se mantêm estáveis nas condições de tensão efectiva actual, mesmo após saturação, mas que colapsam com cargas adicionais após a saturação;

Os solos residuais, em particular quando solicitados com níveis de tensão correntes, comportam-se na geralidade como condicionalmente colapsíveis (Viana da Fonseca, 1988). Sendo, no caso dos saprólitos, resultado de processos de lixiviação pela água pluvial ao longo de milhares de anos e não tendo sofrido colapso até às condições naturais actuais, é pouco provável que uma posterior saturação induza colapso, a não ser que sejam sujeitos a cargas superiores à tensão de préconsolidação virtual (de cimentação).

Além disso os saprólitos que se apresentam nos perfis alterados do Norte e Centro de Portugal têm geralmente graus de saturação elevados, sendo qualquer humidificação responsável por pequenos acréscimos do teor em água e, consequentemente, por pequenas descidas no potencial de sucção (Viana da Fonseca, 1988).

Em contrapartida, como é referido na bibliografia, para valores substanciais do potencial de sucção, correspondentes a graus de saturação inferiores a 50 a 60%, o colapso deste tipo de materiais (ver Figura 6.22) pode tornar-se significativo, desde que não tenha havido nas condições de estado actual, e em períodos de retorno significativos, processos naturais que saturassem esses maciços.

Both (1975) indica valores menores que 1% de colapso em solos do tipo residual de granulometria arenosa ou areno-siltosa, podendo o fenómeno desenvolver-se de forma gradual, não imediata, em consequência do enfraquecimento das pontes de cimentação do tipo argiloso. Este fenómeno ocorre em particular em solos residuais com baixa percentagem de argila e de baixa plasticidade, situação tipificadora dos saprólitos de granito da região do Porto.

Na Figura 6.22 apresenta-se a variação do potencial de colapso com a tensão efectiva aplicada para vários tipos de solos residuais. Verifica-se, em geral, que os casos retratados têm valores de graus de saturação relativamente mais baixos que os correntes nos saprólitos do Porto (geralmente situados na proximidade de lençóis de água freática).

6.2.12.2 - Estudo efectuado

Para estimar o potencial de colapso do solo que se vem analisando, foram realizados dois ensaios edométricos sobre amostras indeformadas, sequenciados como se esquematiza no Quadro 6.4, no qual se apresenta ainda os índices físicos iniciais dos provetes.

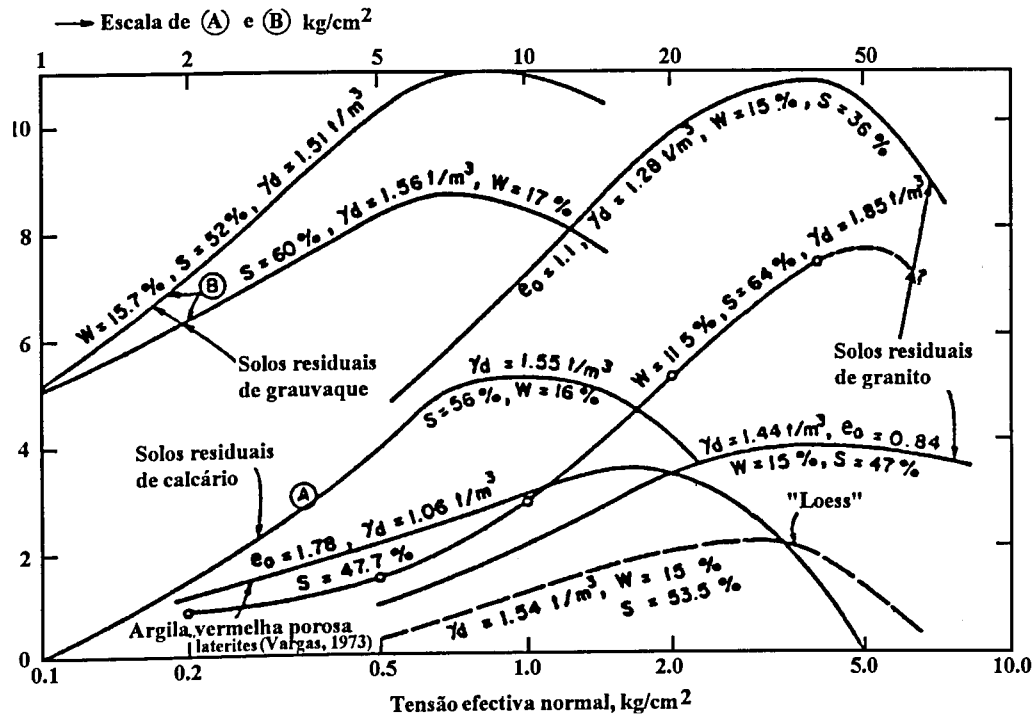


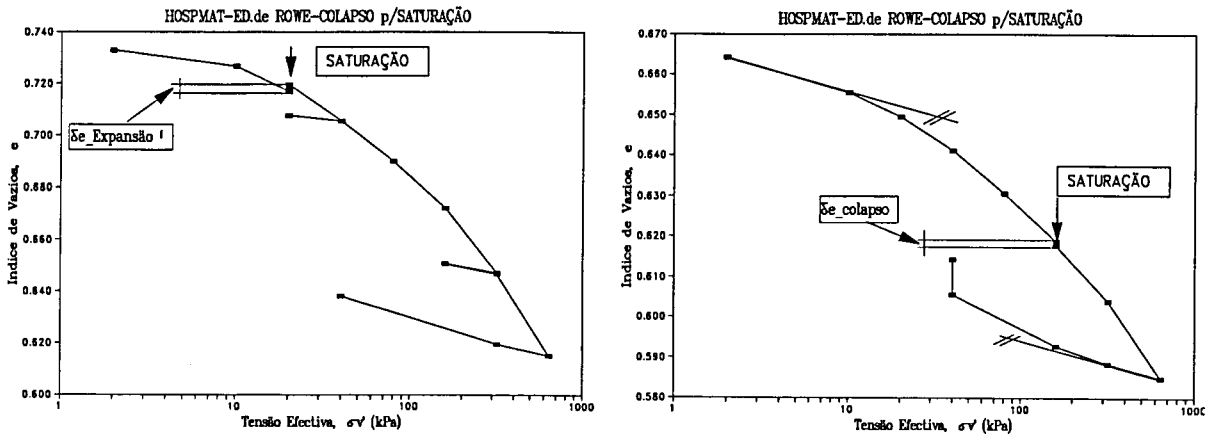
Figura 6.22 - Relação do potencial de colapso com a tensão efectiva normal, para vários solos e baridades secas iniciais (Yudhbir, 1982).

Quadro 6.4 - Esquema de aplicação das tensões nos provetes ensaiados para avaliação do potencial de colapso.

Ensaio	e_0	S_0 (%)	w_0 (%)	Tensões aplicadas (kPa)											S_{final} (%)
1	0,733	75,9	21,1	σ_v'	2	10	20	30	320	340	380	460	620	940	100
				u (*)	0	0	0	10	300	300	300	300	300	300	
2	0,664	71,3	17,9	σ_v'	2	10	20	40	80	160	170	460	620	940	100
				u (*)	0	0	0	0	0	0	10	300	300	300	

(*) Contrapressão aplicada.

A saturação foi processada por aumento gradual (de 10 em 10 kPa) da contrapressão e foi possível pelo recurso a um edómetro hidráulico (tipo Rowe) com válvulas de contrapressão que, após uma primeira fase de percolação de água no provete (com 10 kPa na base e topo aberto), permite (no edómetro clássico a saturação faz-se exclusivamente por imersão) a dissolução de ar no interior da amostra, garantindo a anulação das sucções. Na Figura 6.23 apresenta-se as curvas de compressibilidade obtidas.



a) b)

Figura 6.23 - Ensaios edométricos para avaliação da colapsibilidade: a) ensaio 1; b) ensaio 2.

Da análise daquela figura verifica-se que:

(i) no ensaio 1, em que a saturação foi realizada a uma tensão relativamente baixa ($\sigma_v' = 20\,\text{kPa}$), correspondente ao valor da tensão efectiva vertical de repouso (amostra recolhida a cerca de 1m de profundidade), há uma ligeira expansão que se pode imputar a alguma hidratação das micas e consequente aumento

(incipiente) de volume; o material nestas condições e para os valores em causa apresenta alguma tendência para desestruturação por expansão; este facto, aliás, é a razão por que nos processos de montagem das amostras deve haver cuidado especial para que não haja saturação em situação não confinada;

(ii) para a saturação em níveis de tensão mais elevados - ensaio 2, saturação a 160kPa - o índice de colapso é igual a 1,96%, valor que se situa no limiar indicado por Vargas (1978) e Décourt (1992) e é consonante com as tendências dos saprólitos de granito identificadas na Figura 6.22.

Outra questão a avaliar é a colapsibilidade progressiva, a qual pode ser identificada pela evolução relativa da compressibilidade pré e pós saturação. No Quadro 6.5 apresenta-se os valores do índice D (= $1/m_v$) para os diferentes trechos das duas curvas edométricas, bem como a razão entre eles.

A uniformidade dos valores da razão entre os módulos correspondentes dos dois ensaios, tanto em situações homólogas como distintas em relação ao grau de saturação (com excepção do primeiro trecho, que é pouco significativo), revela que, nas condições em que se encontra o saprólito estudado, o colapso progressivo não parece ser significativo.

Quadro 6.5 - Compressibilidade pré e pós-saturação.

Trechos das curvas edométricas, σ'_v (kPa)			2-10	10-20	20-40	40-80	80-160	160-320	320-640
Valores de $D=1/m_v$ (MPa)	Ensaio 1	Não Saturado	2,19	1,78	—	—	—	—	—
		Saturado	—	—	2,50	4,52	7,67	11,07	17,50
	Ensaio 2	Não Saturado	0,0123	0,0214	0,0276	0,0349	0,0399		
		Saturado						0,0456	0,0633
D_1 / D_2	D_1 / D_2		1,42	0,69	—	—	—	—	—
	D_1 / D_2		—	—	0,63	0,71	0,69	—	—
	D_1 / D_2		—	—	—	—	—	0,57	0,63

Entende-se, portanto, que se podem admitir como válidas as anteriores indicações de que, para os materiais residuais que predominam na região do Porto (caracterizados por graus de saturação superiores a 60%), o potencial de colapso é relativamente pouco importante.

6.3 - ENSAIOS K_0 EM CÂMARAS TRIAXIAIS

6.3.1 - Introdução

A definição do coeficiente de impulso em repouso, K_0, é de vital importância para a avaliação da resposta constitutiva dos materiais geotécnicos pois esta depende do estado inicial de tensões. O valor de K_0 depende de factores como o tipo de solo, o ângulo de atrito interno, o índice de vazios, a razão de sobreconsolidação (história de tensões), sendo inúmeras as propostas semi-empíricas que o correlacionam com esses factores. Dessas propostas as que melhor se adaptam a solos de natureza granular são:

- para solos normalmente consolidados ou remoldados (Jaky, 1944):

$$(K_0)_{NC} = 1 - sen\phi' \tag{6.10}$$

- para solos sobreconsolidados, Mayne e Kulhawy (1982) sugeriram afectar a expressão anterior de um factor dependente do grau de sobreconsolidação (OCR):

$$(K_0)_{OC} = (K_0)_{NC} \cdot (OCR)^{sen\phi'} \tag{6.11}$$

Dado o carácter estrutural e cimentado dos materiais residuais, pode-se questionar a avaliação de K_0 com base em índices que não se ajustam à realidade físico-granular ou à história de tensões desse tipo de maciços. De facto:

(i) o ângulo de atrito interno destes materiais inclui componentes resultantes da resistência da própria fábrica estrutural, cujo reflexo no equilíbrio de tensões de repouso não é forçosamente equivalente ao que se verifica nos solos sedimentares recentes que serviram de base à formulação de Jaky (1944);

(ii) a noção de grau de sobreconsolidação não tem para os solos residuais o mesmo significado que lhe é atribuído na correlação proposta por Mayne e Kulhawy (1982).

Por isso, o exercício de comparação dos valores que se obtêm experimentalmente nos materiais residuais com os correspondentes a solos sedimentares, peca sempre por ser limitado no respectivo enquadramento fenomenológico e deve ser tomado com sérias reservas.

Vaughan e Kwan (1984) apresentaram uma interpretação estrutural do processo de decomposição dos maciços rochosos baseada na hipótese de que a rocha é assimilável a uma estrutura quasi-elástica. Assim, admitem que o processo de decomposição é traduzido por uma redução dos valores do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson e por uma redução da resistência, devido à diminuição da coesão, mantendo-se o ângulo de atrito interno

aproximadamente constante. A diminuição da tensão efectiva vertical (resultante da diminuição do peso volúmico) durante o processo de alteração conduz a uma diminuição da tensão efectiva horizontal, a qual, considerando a matriz estrutural estável e ignorando processos secundários de colapso (só típicos em solos residuais secundários, como as laterites - ver Capítulo 2) - logo considerando nulas as extensões horizontais -, pode ser avaliada do seguinte modo:

$$\varepsilon_h = \frac{1}{E}\cdot\left(\sigma'_h - \upsilon\cdot\sigma'_h - \upsilon\cdot\sigma'_v\right) = 0 \Rightarrow K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\upsilon}{1-\upsilon} \qquad (6.12)$$

Dado o baixo coeficiente de Poisson associado aos saprólitos resultantes do processo de alteração, resultam valores de K_0 baixos relativamente aos correspondentes a maciços sedimentares.

A validação destas noções só é possível através de campanhas experimentais cuidadas e fiáveis. No Capítulo 5 foi descrito o uso do pressiómetro autoperfurador (SBPT), indiscutivelmente o meio mais fiável para avaliação do K_0. Foram também analisados e confrontados os valores obtidos através de outros ensaios *in situ* (PMT de Ménard; DMT de Marchetti; CPT), tendo então convergido todas as conclusões para valores relativamente baixos de K_0 (0,35-0,40), concordantes com as conclusões de Vaughan e Kwan (1984). Por outro lado, Viana da Fonseca (1988), usando um saprólito do mesmo tipo do agora estudado (proveniente de uma mancha alterada do "granito do Porto" do túnel de acesso à Ponte de S. João) procurou avaliar o K_0 em laboratório recorrendo a câmaras triaxiais e impondo o constrangimento sistemático das deformações radiais (com recurso ao anel de Bishop).

Na avaliação laboratorial do K_0 pressupõe-se que o campo de tensões é axissimétrico, que o solo conserva as sucções capilares necessárias para assegurar a integridade estrutural e que o teor em água e o volume da amostra são mantidos durante a amostragem. Estas hipóteses são dificilmente asseguráveis (Clayton *et al.*, 1992), pelo que os resultados obtidos são passíveis de críticas.

Os resultados do estudo de Viana da Fonseca (1988) indiciaram valores baixos de K_0 (0,35 em condições saturadas, única situação que permite o controlo independente das tensões efectivas sem interferência de níveis de sucção não mensuráveis), o que confirma as tendências descritas no Capítulo 5 para o saprólito estudado no presente trabalho. Seguidamente, apresenta-se o estudo laboratorial efectuado tendo em vista à avaliação do K_0 deste último solo.

6.3.2 - Equipamento usado nos ensaios K_0. Saturação das amostras

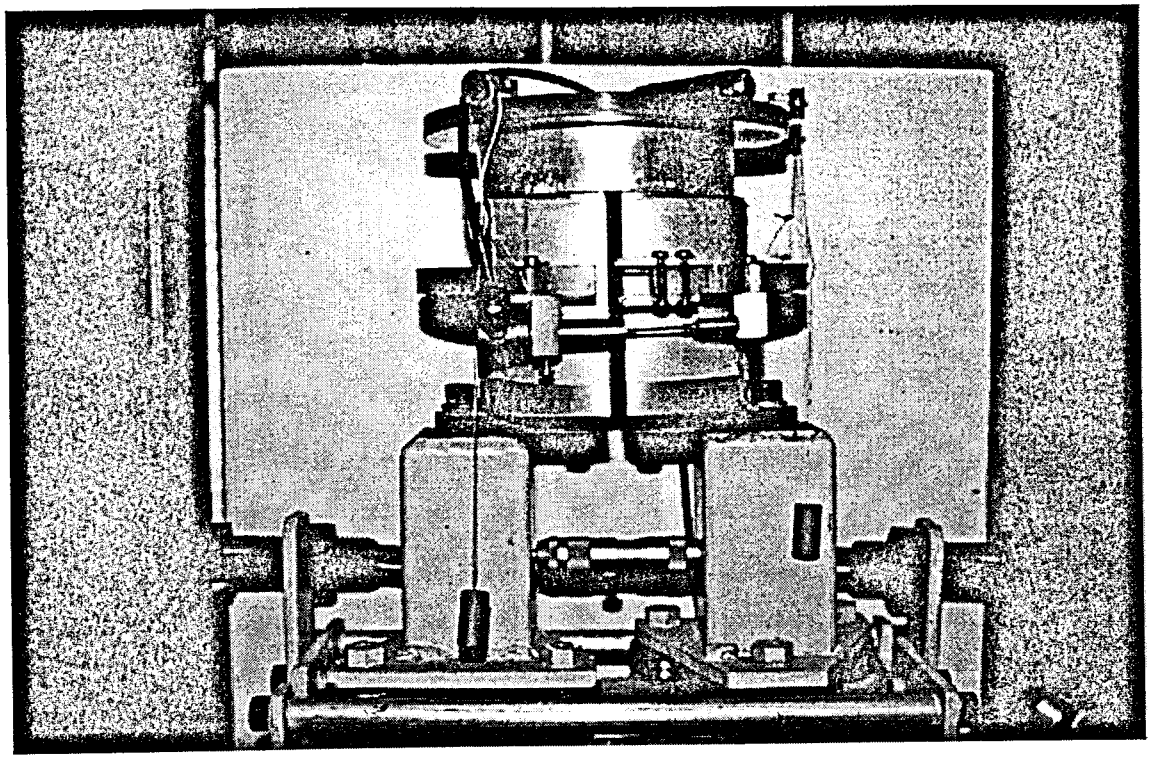
As amostras foram colocadas numa câmara "stress-path" (tipo Bishop-Wesley, ver descrição no Anexo A.6.1) e instrumentadas com um anel de Bishop que integra um *LVDT* submergível de grande precisão ligado a uma caixa de aquisição automática. O anel foi previamente calibrado com um dispositivo que foi especialmente desenhado na FEUP para o efeito, embora tal não seja indispensável para o presente propósito visto que no ensaio K_0 é exclusivamente necessário manter constante o valor do "output" eléctrico ao longo do processo de carga incremental. Foi utilizada uma célula de carga interna à câmara para maior rigor de medição da tensão de desvio. Nas fotografias da Figura 6.24 apresentam-se perspectivas do calibrador, da montagem e do equipamento envolvido.

Foi aplicada às amostras uma tensão de confinamento isotrópica inicial de 10kPa, forçando-se em seguida, durante 24 horas, um escoamento do topo para a base sob um pequeno gradiente a fim de remover as bolhas de ar mais significativas. Após esta fase, durante 24 horas as amostras foram confinadas exteriormente a 20kPa, com instalação de uma contrapressão de 10kPa. A leitura diametral passou então a ser registada e gravada em memória numa cadência de 5 em 5 segundos.

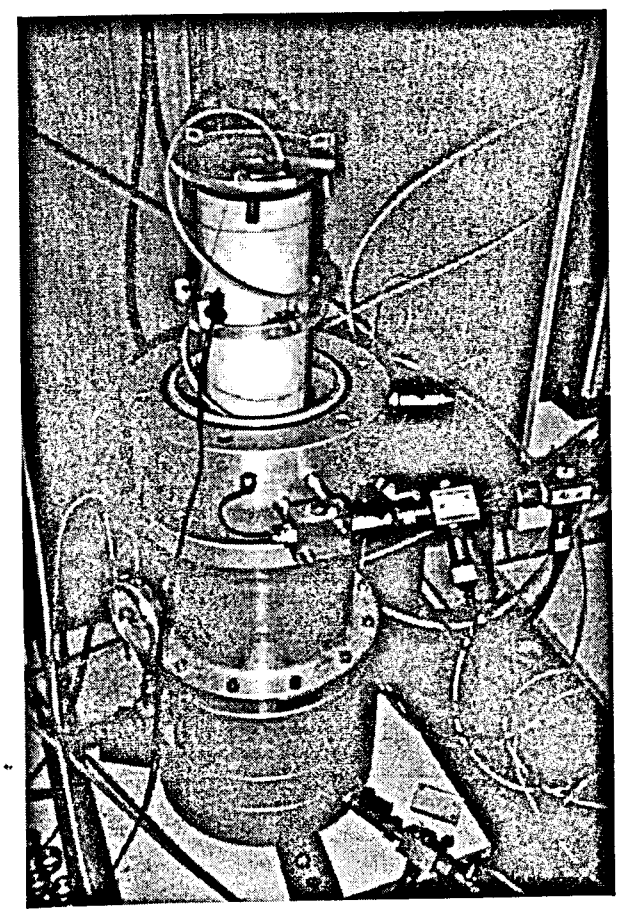
6.3.3 - Ensaio K_0 sobre amostra remexida e compactada dinamicamente

Iniciou-se o estudo laboratorial pela avaliação da resposta de um provete remoldado. Para o efeito foi moldada uma amostra com 100 mm de diâmetro com compactação dinâmica em cinco camadas, ao índice de vazios natural e teor em água próximo do estado natural (e = 0,7 e $w = 20\%$). Após saturação e consolidação isotrópica inicial a 10 kPa, seguiu-se o processo incremental cujo resultado se apresenta na Figura 6.25.

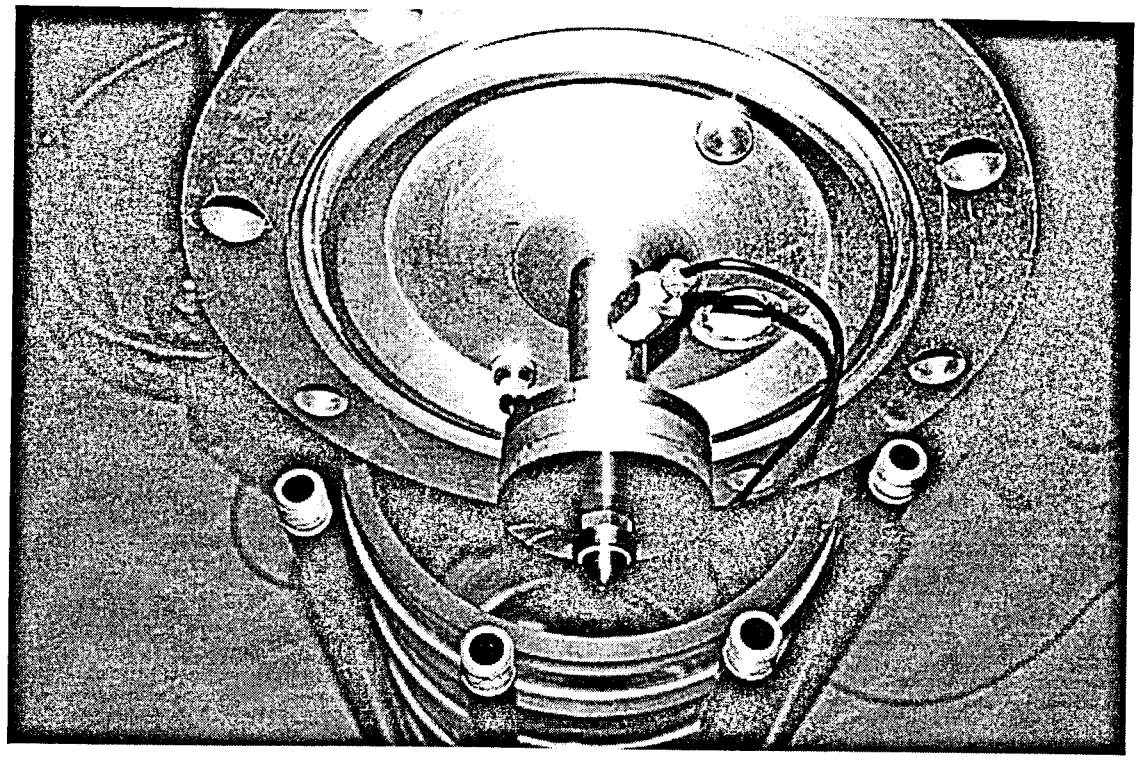
O diagrama de ensaio é razoavelmente linear, sendo K_0 igual a 0,41. Da expressão de Jaky obtém-se $\phi' = 36{,}3°$, valor que, como se verá mais à frente, se situa entre o de estado crítico $(\phi'_{cv} = 31{,}6°)$ e o estimado para o solo na sua condição natural (determinado em ensaios sobre amostras indeformadas). A este último valor, como se verá, está associado uma componente coesiva não desprezável, enquanto que se, por aproximação exclusivamente matemática, for forçada a ordenada na origem, obtém-se um valor próximo de 46°, claramente distinto do valor estimado pela proposta de Jaky.



a)



b)



c)

Figura 6.24 - Pormenores do equipamento usado nos ensaios K_0 : a) calibrador do anel de Bishop; b) montagem do anel de Bishop na câmara "stress-path"; c) célula de carga interna da câmara.

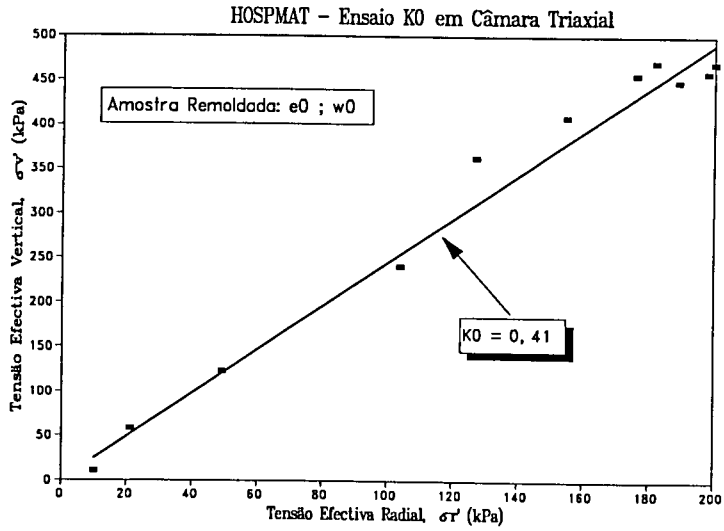


Figura 6.25 - Relação de σ'_v *versus* σ'_h no ensaio K_0 em câmara triaxial com anel de Bishop. Amostra remoldada.

De qualquer modo, o ângulo de atrito estimado a partir da expressão de Jaky apresenta-se muito consistentemente intermédio entre os valores na condição natural e em estado crítico, já que, embora o solo tenha sido desestruturado e remoldado (ou seja, reduzido a um solo sedimentar granulometricamente equivalente), foi depois compactado dinamicamente o que acarretou um comportamento dilatante.

6.3.4 - Ensaio K_0 de uma amostra indeformada

No ensaio K_0 da amostra indeformada procedeu-se ao duplo encamisamento da amostra para que o efeito de penetração da membrana na superfície cilíndrica fosse minorado, com vista a reduzir os erros da leitura da variação volumétrica. Embora a presença do anel de Bishop permitisse uma leitura directa da extensão diametral, a leitura da deformação axial foi feita exclusivamente por *LVDT* externo.

As características físicas do provete são resumidas no Quadro 6.6. A sequência do ensaio após saturação e consolidação isotrópica inicial a 10kPa, foi a seguinte:

(i) aumento lento e progressivo das pressões σ_h e $(\sigma_v - \sigma_h)$, com estabilização nos seguintes valores de σ_h (com contrapressão constante igual a 300 kPa): 310, 320, 330, 340, 360, 380, 400, 420, 450, 500, 550, 600, 700, 800, 900 e 1000 kPa;

(ii) descarga final para σ_h igual a 900, 800, 700, 600, 500, 400, 350, 310kPa.

Quadro 6.6 - Índices físicos do provete indeformado ensaiado para avaliação de K_0.

Preparação				Pós-saturação $(\sigma'_{c0} = 10\,\text{kPa})$			Fim do ensaio K_0		
γ (kN/m^3)	e	w (%)	S (%)	e	w (%)	S (%)	e	w (%)	S (%)
18,1	0,742	21,5	77	0,742	27,5	98	0,687	25,5	98

A Figura 6.26 mostra os resultados obtidos para K_0 em função da tensão efectiva média, os quais são paradigmáticos da resposta evolutiva dos solos residuais. Nas mais baixas tensões médias a estrutura residual (cimentada) é preservada, obtendo-se valores de K_0 mais baixos e consonantes com os resultados obtidos nos ensaios com o pressiómetro autoperfurador (0,36-0,38). O aumento da tensão média, mesmo em condições unidimensionais de deformação, transporta o material de zonas de estrutura estável para zonas

metaestáveis (ver 6.2), passando posteriormente a um comportamento mecânico regido pela granulometria (desestruturado), com consequências no valor do K_0 que cresce até um valor máximo igual a 0,49 e, em seguida , decresce lentamente, tendo-se obtido um mínimo igual a 0,47 para a maior tensão média considerada. A transição de zona estável para a desestruturada parece ocorrer para tensões médias da ordem do 80 - 90 kPa, valor que, tendo presente o K_0 correspondente, concorda bastante bem com o da tensão de préconsolidação virtual obtido nos ensaios edométricos.

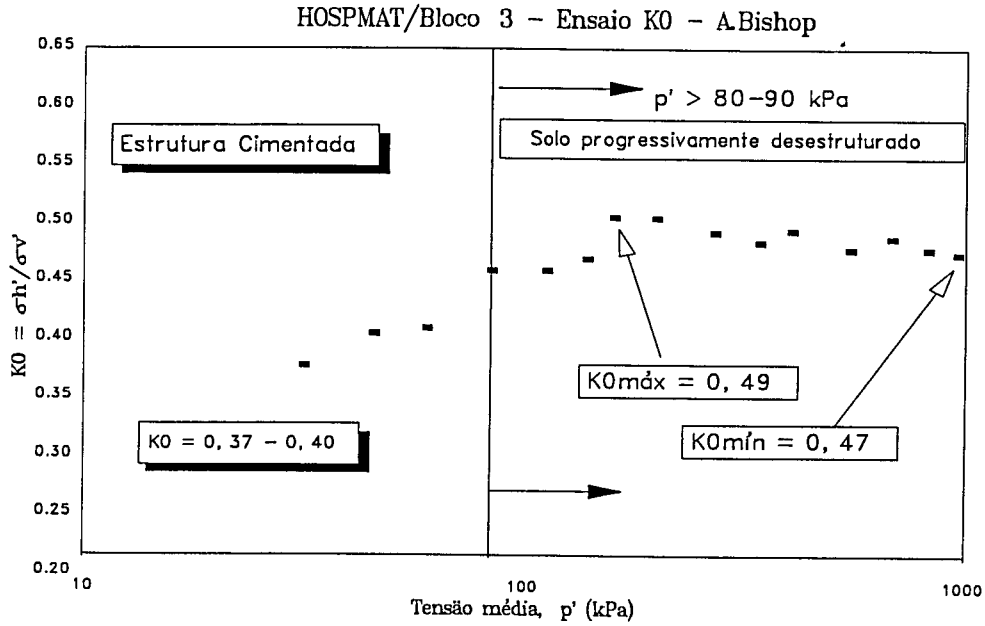


Figura 6.26 - Valores de K_0 em função da tensão efectiva média obtidos no ensaio da amostra indeformada.

A situação desestruturada corresponderá a um solo em condições estáveis, ou seja, tendente para uma condição crítica. Reportando à fórmula clássica de Jaky (1944) e considerando o valor de K_0 para a maior tensão média ensaiada (K_0 = 0,47) obtém-se uma estimativa do ângulo de atrito estável ou crítico, $\phi' = 32{,}0°$, valor muito próximo do estimado nos ensaios para definição do estado crítico (ver 6.9).

A terminar refira-se que na descarga final se constata que as razões σ'_h / σ'_v seguem a linha média correspondente à condição desestruturada, o que corrobora a ideia de que os valores mais baixos correspondentes às condições naturais se devem à estrutura cimentada interparticular e não a uma elasticidade do tipo granular.

6.4 - ENSAIOS DE CONSOLIDAÇÃO ISOTRÓPICA EM CÂMARA TRIAXIAL

Para o conhecimento do comportamento constitutivo dos solos é indispensável uma boa definição da resposta exclusivamente isotrópica para que na modelação mecânica seja possível distinguir as vertentes volumétricas e distorcionais. A resposta isotrópica representa-se, em geral pela relação ($v = 1 + e$; $l_n\, p'$) em que e é o índice de vazios, v é o volume específico, p' é a tensão efectiva normal média, por vezes representada por σ'_c, tensão efectiva de consolidação isotrópica, e pelos parâmetros deduzidos dessa relação, λ e k, no ramo normalmente consolidado e sobreconsolidado, respectivamente. Estes parâmetros relacionam-se com os respeitantes à consolidação unidimensional (C_c e C_r) pelas expressões:

$$C_c = \lambda \ln 10 = 2{,}3\,\lambda \tag{6.13}$$

$$C_r = 2{,}3\,k \tag{6.14}$$

Os parâmetros λ e k reflectem distintas respostas isotrópicas, o segundo representa as deformações volumétricas elásticas enquanto o primeiro engloba as deformações elástica e plástica (sendo esta última em condições isotrópicas designada por colapsível).

A resposta isotrópica do material residual que constitui o saprólito estudado, foi analisada através da realização de três ensaios de consolidação em amostras com as características geométricas e físicas indicadas no Quadro 6.7. Os ensaios foram efectuados em câmaras triaxiais de grande dimensão, tendo-se seguido distintos processos de saturação e sequências de carregamento, além de se ter usado instrumentações de diferentes tipologias.

Quadro 6.7 - Características físicas dos provetes ensaiados em consolidação isotrópica.

Referência	Montagem			Início de Consolidação			Fim de Consolidação	
	H (cm)	*D* (cm)	γ (kN/m3)	*w* (%)	*e*	*S* (%)	*e*	*S* (%)
ISOFEUP 1	20,37	10,03	18,5	34,0	0,876	100	0,616	100
ISOFEUP 2	12,56	9,934	16,6	19,1	0,851	59	0,647	100
ISOFEUP 3	20,415	10,00	19,1	22,9	0,659	91	0,558	100

Para a amostra *ISOFEUP1*, recolhida do Bloco 1, adoptou-se um processo simplificado de saturação que consistiu na percolação de água com baixo gradiente durante 3 dias, sem aplicação de contrapressão. Fez-se esta opção pelo facto de o provete se encontrar

praticamente saturado na fase de preparação. O carregamento seguiu os seguintes escalões de carga: σ'_c =10, 20, 50, 70, 90, 110, 140, 170, 200, 230, 260, 290, 320, 350, 430, 490, 590 e 610 kPa, não tendo sido executadas descargas e recargas.

A instrumentação usada para a avaliação da variação volumétrica consistiu no processo clássico de medição do fluxo de água do e para o interior do provete, pela coluna da contrapressão, embora tenha sido usado um medidor de volume automático. Refira-se que este processo pode induzir erros grosseiros. Assim:

(i) caso não se atinja a saturação para níveis elevados de contrapressão (por hipótese, 300kPa), o ar não dissolvido, pela sua elevada compressibilidade, pode conduzir a uma subavaliação da compressibilidade volumétrica;

(ii) geram-se importantes intrusões nos vazios da fronteira, cujas paredes são revestidas por uma membrana "vylastic" de grande flexibilidade, devido ao aumento da tensão de confinamento do provete; este efeito é particualrmente importante (e de sinal contrário ao anterior) em solos de grão médio a grosseiro (a camisa molda-se às partículas marginais mais grosseiras); este efeito é muito dificilmente controlável e indicia a necessidade de instrumentação alternativa.

Na Figura 6.27 apresenta-se a curva de compressibilidade obtida, juntamente com o valor do parâmetro λ. Atendendo à relação entre índices de compressibilidade isotrópica e unidimensional, o valor correspondente é C_c = 0,244, superior à gama obtida nos ensaios edométricos sobre o mesmo material (ver 6.2), que oscila entre 0,129 e 0,217, sendo o primeiro valor o correspondente ao bloco de onde foi extraído o provete em causa. Esta sobrestimação resultou, muito provavelmente, do factor referido em (ii), pelo que os ensaios subsequentes envolveram a instrumentação complementar que a seguir se descreve.

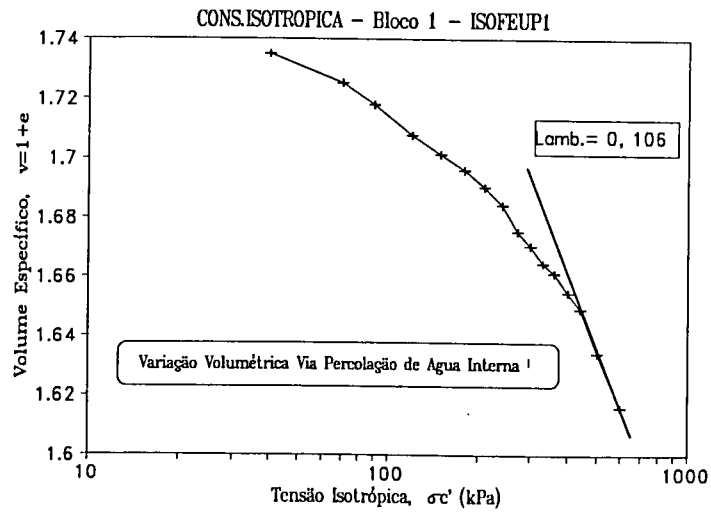
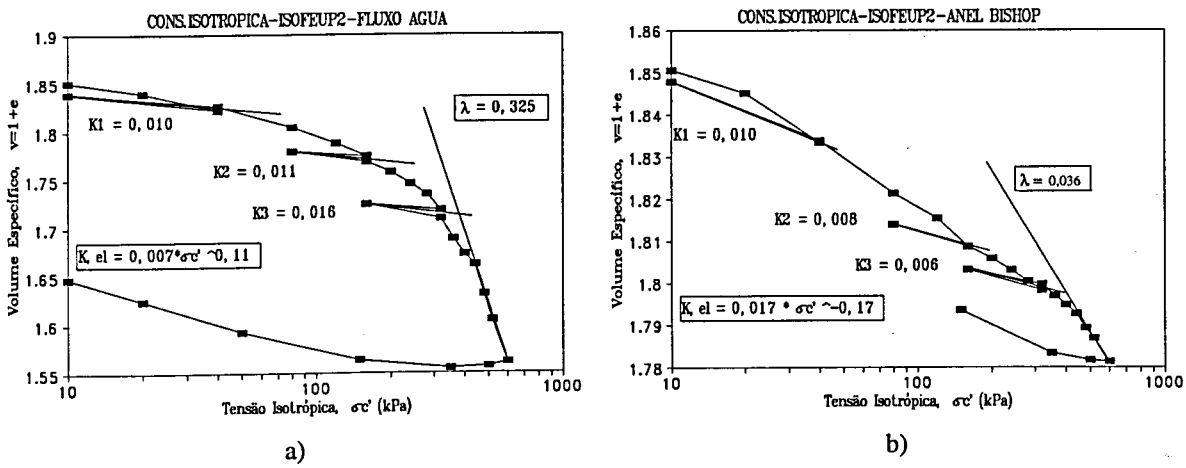


Figura 6.27 - Curva de compressibilidade isotrópica de amostra indeformada *ISOFEUP1*.

No provete *ISOFEUP2*, extraído do Bloco 2, procedeu-se a prévia saturação através do aumento da contrapressão até obtenção de um valor do parâmetro *B* de Skempton considerado adequado (92%), o que se conseguiu a 150kPa. A sequência de carregamento foi a seguinte: σ'_c =1, 20, 40, 10, 40, 80, 120, 160, 80, 160, 200, 240, 280, 320, 160, 320, 360, 400, 440, 480, 520, 600, 500, 350, 150, 50, 20 e 10 kPa.

Neste ensaio foi adoptado um anel de Bishop com bases apoiadas em placas metálicas (flexíveis) semi-cilíndricas ajustadas à parede do provete numa área significativa. Esta instrumentação local permite uma avaliação precisa (houve prévia calibração do anel com recurso ao dispositivo descrito em 6.3.2) das deformações radiais, sendo possível determinar a variação volumétrica imediatamente através da extensão radial ($\varepsilon_v = 3\,\varepsilon_r$).

Na Figura 6.28 apresenta-se as curvas volume específico ($v = 1+e$) *versus* log σ'_c e os respectivos índices de compressibilidade elástico (ou de descarga-recarga) e virgem, k e λ, respectivamente para a instrumentação clássica e via anel de Bishop.



a) b)

Figura 6.28 - Curvas de consolidação isotrópica de uma amostra indeformada: a) instrumentação clássica; b) instrumentação interna (anel de Bishop).

É evidente a sobrestimação da compressibilidade quando se usa a instrumentação clássica, em especial no que respeita ao índice λ. Se se fizer a correspondência com os valores dos índices de compressibilidade unidimensionais, obtém-se C_c(*inst.externa*) = 0,748 e C_c(*inst.interna*) = 0,083. O primeiro valor é muito superior aos obtidos na campanha edométrica e é desajustado ao tipo de material que se vem analisando. O segundo é mais concordante com os valores esperados e traduz bem a importância, na sobreavaliação da deformabilidade volumétrica, da intrusão da membrana "vylastic" nos vazios em saprólitos de estrutura floculada (muito aberta). Também os valores do índice de descarga-recarga são sensíveis a este efeito, sendo os resultados deduzidos da instrumentação interna mais

adaptados aos obtidos no edométrico, C_r(*inst.externa*) = 0,015 - 0,023, que comparados com a gama então obtida (0,007-0,018) demonstram boa consonância.

Com base nestas tendências, o terceiro ensaio foi conduzido com os novos cuidados de instrumentação que passam a ser descritos.

O provete *ISOFEUP3*, recolhido do Bloco 3, foi saturado nos mesmos termos do anterior, embora a contrapressão tenha sido levada a 300kPa (este provete serviria depois para um dos ensaios de corte drenado), e consolidado isotropicamente seguindo os escalões seguintes: $\sigma'_c = 10, 20, 40, 10, 40, 80, 120, 160, 240, 160, 200, 240, 280, 320, 350$ e 400 kPa. Foram colocadas duas membranas "vylastic" envolvendo o provete, ambas previamente saturadas para perfeito ajuste entre elas, por forma a que o efeito de intrusão nos poros superficiais fosse minorado. Além disso, o provete foi instrumentado com um par (diametralmente opostos) de electro-inclinómetros de medição directa e local da deformação axial de grande precisão, cuja descrição se faz em pormenor no Anexo A.6.2. A medição da deformação volumétrica isotrópica foi assim feita:

(i) *directamente*, a partir do fluxo de água de e para o interior da amostra saturada;
(ii) *indirectamente*, com base na extensão axial definida pelos electro-inclinómetros e tendo em conta que $\varepsilon_v = 3\,\varepsilon_a$.

Na Figura 6.29 representa-se as respostas relativas aos dois tipos de instrumentação, em termos de v(=1+*e*) *versus* logσ'_c. Algumas conclusões podem ser extraídas:

(i) a evolução das duas curvas é muito semelhante, após uma fase inicial discrepante onde o efeito de penetração da dupla membrana é elevado;
(ii) o efeito de penetração é substancialmente minorado com a colocação da dupla membrana; porém, ele tem consequências notórias nos seguintes aspectos:
  (ii.1) na fase inicial de carregamento, na qual a variação de volume medida pelo fluxo de água é sobrestimada devido a ajustes iniciais das membranas nas paredes do provete ($\Delta\varepsilon_v \cong 0{,}015$); de facto, com este tipo de instrumentação há, no primeiro escalão, uma variação excessiva de volume - relativamente à primeira descarga e recarga - o que já não acontece com a instrumentação interna, em que o *ratio* da primeira carga é praticamente igual ao da descarga-recarga;
  (ii.2) nas razões de descarga-recarga para os níveis de tensão mais elevados (320kPa), a medição através do fluxo da água sobrestima claramente o valor de *k*, em relação ao da instrumentação interna; este facto é imputável à importância relativa do ajuste das membranas para deformações muito baixas que caracterizam estas descargas e recargas;

(iii) os valores dos erros, pelo menos nos primeiros escalões de recarga e no ramo virgem, são relativamente baixos, pelo que se sugere que, na impossibilidade de dispor de instrumentação interna de grande precisão, os ensaios de consolidação em câmaras triaxiais sejam realizados com provetes dotados de dupla membrana ou de membrana mais espessa (as membranas correntes têm espessura de 0,2-0,3mm); naturalmente que estes provetes, se ensaiados posteriormente em corte drenado, deverão ser corrigidos da resistência da membrana.

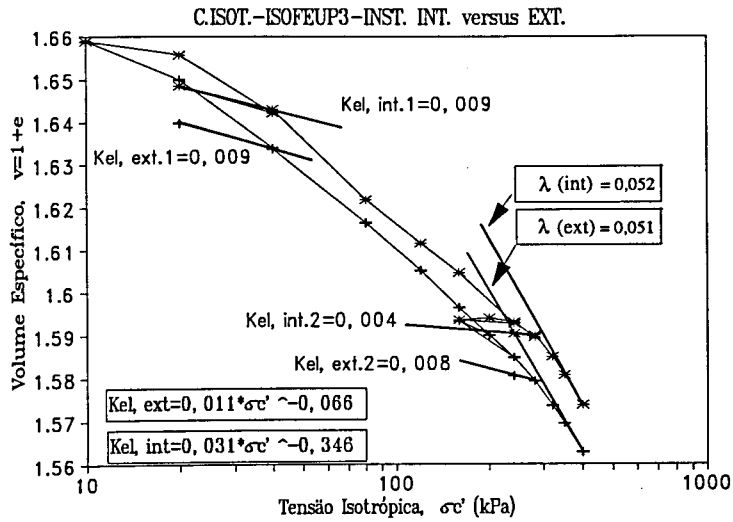


Figura 6.29 - Curvas de compressibilidade isotrópica de uma amostra indeformada com dupla membrana e dupla instrumentação. Parametrização no espaço *v versus* $\log\sigma'_c$ (*ISOFEUP3*).

Quanto aos valores correspondentes de compressibilidade unidimensional deduzidos deste ensaio, tem-se C_c (C_{cs}) = 0,12 e C_r = 0,01 - 0,02, muito consonantes com os anteriormente obtidos nos ensaios edométricos. O último ensaio descrito, pela sua fiabilidade, servirá de base à modelação elasto-plástica que se apresentará no Capítulo 8.

A finalizar este ponto compara-se na Figura 6.30 as curvas obtidas no ensaio edométrico (*D*125mm) sobre a amostra indeformada de índice de vazios inicial mais próximo do estado natural e no último ensaio de consolidação isotrópica descrito (*ISOFEUP3*). A representação é feita em termos do índice de vazios e do logaritmo da tensão média efectiva (σ'_c). Para que se possa homogeneizar as curvas pressupõe-se, na resposta edométrica, um valor para o coeficiente de impulso em repouso igual ao determinado anteriormente. Assim, admitindo $K_0 = 0,35$, a tensão média do ensaio edométrico é:

$$\sigma'_{c_{edom}} = \sigma'_v \cdot (1+2\cdot 0,35)/3 = 0,567\cdot\sigma'_v \qquad (6.15)$$

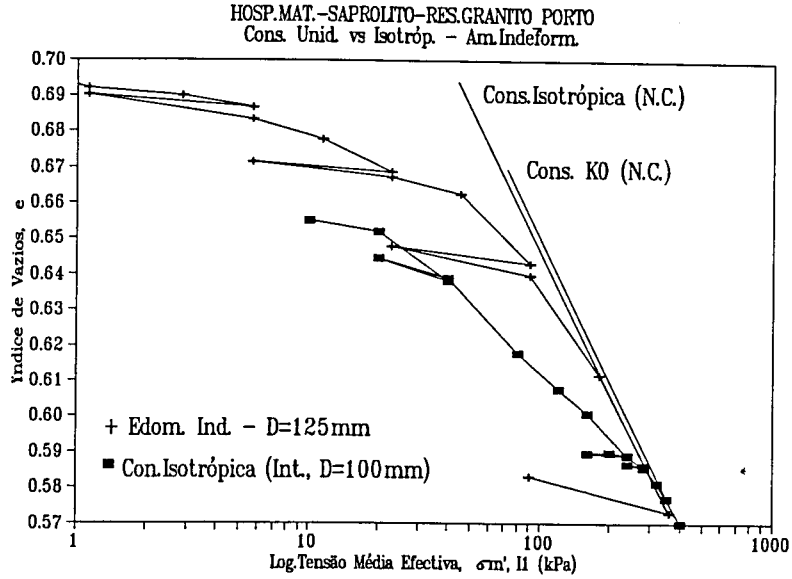


Figura 6.30 - Curvas comparadas de consolidação unidimensional (D125mm) e isotrópica (D100mm) sobre amostras indeformadas.

As curvas ajustam-se muito consideravelmente, convergindo em particular nos troços finais correspondentes a um nível mais elevado do grau de desestruturação. Repare-se, no entanto, que a compressibilidade volumétrica induzida pela consolidação isotrópica é desde cedo mais elevada, reflectindo plastificações colapsíveis associadas à trajectória de tensões isotrópicas maiores do que as que ocorrem nos ensaios edométricos (linha K_0). A este facto não será estranha a noção de que as superfícies de cedência de índole volumétrica são, nos solos residuais, simétricas em relação a esta última linha e não, como na grande maioria dos solos sedimentares, em relação ao eixo isotrópico (Vaughan, 1988). Este factor é passível de modelação elasto-plástica desde que sejam isoladas as parcelas elástica e colapsível associadas à compressibilidade volumétrica, e será analisado no Capítulo 8.

6.5 - ENSAIOS DE CORTE DIRECTO

6.5.1 - Nota prévia sobre os ensaios de corte

Uma vez que os ensaios descritos anteriormente pretendem caracterizar eminentemente a resposta volumétrica do solo solicitado (ou sob condições de constância da relação entre as tensões principais máxima e mínima admitindo uma situação axissimétrica),

torna-se indispensável caracterizar a resposta do mesmo quando sujeito a um estado distorcional variável.

Os ensaios de corte são por definição os que avaliam a resposta constitutiva (relação tensão-deformação) e a capacidade resistente dos materiais solicitados nessas condições. A representatividade e(ou) validade de cada uma das tipologias de ensaio existentes dependem essencialmente da uniformidade da distribuição das tensões e das deformações nas amostras ensaiadas.

Neste e nos parágrafos que se seguem são apresentadas as diferentes técnicas experimentais (em particular quando inovadoras em relação às mais correntes da prática laboratorial) que o autor utilizou para a caracterização do solo residual de granito quer no laboratório de Geotecnia da FEUP, quer em laboratórios de outras Instituições que prestaram a sua colaboração. Os resultados obtidos nos vários tipos de ensaios e as correspondentes características constitutivas do solo estudado são introduzidos no decurso da apresentação de cada uma dessas metodologias.

O presente parágrafo (6.5) está dedicado aos ensaios de corte directo (oito ensaios sobre amostras indeformadas e quatro sobre amostras remoldadas) e o 6.6 aos de corte simples (dois ensaios sobre amostras indeformadas). A utilização destes equipamentos foi relativamente limitada pelas razões que serão identificadas na sua apresentação. Nos parágrafos seguintes descrever-se-á o mais vasto conjunto de ensaios triaxiais realizados (trinta e três ensaios sobre amostras indeformadas e nove sobre amostras remoldadas) que se consideraram mais significativos para a caracterização deste solo. Salientar-se-ão, particularmente, as vantagens das mais recentes implementações no que respeita ao tipo de controlo e instrumentação das grandezas envolvidas nestes ensaios. Serão apresentados os resultados deste trabalho laboratorial e, com base neles, definidas as características de deformabilidade e resistência do solo que serão enquadradas nos resultados dos ensaios *in situ*, e que servem de base às metodologias de interpretação do comportamento constitutivo e de dimensionamento de sapatas fundadas em maciços terrosos e à sua modelação numérica, que se apresentarão, respectivamente, nos Capítulos 7 e 8.

6.5.2 - Características das caixas de corte. Modificações à montagem clássica

Nos ensaios de corte directo a solicitação de corte (com o objectivo principal de avaliação de parâmetros de resistência) é realizada por movimento relativo das duas metades do provete ao longo de uma superfície plana - metodologia objecto da presente análise - ou por rotação relativa daquelas metades - cilindros cheios ou ocos.

As dimensões das caixas paralelipipédicas são geralmente 60×60×20mm ajustadas a solos com partículas de dimensão máxima da ordem dos 3mm (ASTM D3080-72/79, 1989). Mais recentemente, e para que estes ensaios se possam generalizar para solos mais grosseiros, apareceu uma caixa de dimensões superiores, 100×100×30mm (a altura é muitas vezes mantida nos 20mm, o que vicia as relações referidas). No caso particular dos solos saprolíticos em análise a dimensão máxima das partículas é de cerca de 5mm, sendo a percentagem retida no peneiro ASTM n° 10 (2mm) próxima de 10%. A espessura da amostra a ensaiar deve ser assim de $6 \cdot D_{máx} =$ 30mm, o que corresponde à segunda das caixas referidas. Note-se que, em ambos os casos, a relação $L(B)/H$ satisfaz o valor mínimo de 2 (ASTM D3080-72-79, 1989). Nos ensaios realizados utilizaram-se ambas as caixas.

O facto de se impor um plano de corte implica, ou pode implicar, constrangimentos adicionais por revolvimento ou arraste de partículas na zona de corte. Para que a rotura não seja sobrestimada pela impossibilidade das partículas se movimentarem livremente no plano de corte aconselha-se que, após a consolidação (induzida através da placa de topo e com as duas metades aparafusadas no equipamento convencional), as metades laterais do provete sejam uniformemente afastadas de uma espessura maior que a maior dimensão das partículas de solo a ensaiar (ASTM D3080-72/79, 1989).

Em todos os ensaios realizados sobre o solo saprolítico de granito, as metades da caixa foram afastadas, após a consolidação, de cerca de 4 e 5mm, respectivamente, na caixa de 60 e 100mm. A opção por esses afastamentos foi baseada na convicção de que a pequena percentagem de partículas de dimensão superior a 2mm não é relevante numa matriz granulométrica dispersa.

As fronteiras rígidas das caixas de corte, espaçadas só o necessário para evitar o referido fenómeno de arraste das partículas, impõem uma restrição global à deformação incremental ao longo do plano de corte, como aliás acontece também no aparelho de corte simples. Análises radiográficas do movimento das partículas nestes tipos de ensaios assim o ilustram (Tatsuoka *et al.*, 1988). O mesmo foi constatado por meio de análises numéricas (Potts *et al.*, 1987). Por esta razão, tanto o ensaio de corte directo como o de corte simples, mobilizam o referido ângulo de atrito interno directo (ϕ'_{ds}) que deve ser corrigido nos termos adiante expostos (Jewell e Wroth, 1987).

Tal pressupõe, contudo, o desenvolvimento de campos de tensões mais ou menos uniformes o que, na realidade, está longe de se conseguir com a estrutura clássica da caixa de corte. De facto, nesta caixa desenvolvem-se heterogeneidades no estado de deformação distorcional, com concentração junto das paredes de bordo e muito baixa a nula transmissão da tensão de corte para as restantes zonas do solo, o que conduz ao estabelecimento de

roturas progressivas subestimadoras da resistência. Isto foi provado experimentalmente através de um estudo sistemático com extensiometria localizada (Palmeira, 1987).

A consequência dessa transferência de cargas é, como se ilustra na Figura 6.31 (Jewell, 1989), a introdução de momentos na superfície de corte que provocam a rotação da amostra durante o corte. Vários trabalhos experimentais citados por Jewell (1989) denotaram esta rotação relativa da metade superior da caixa, em particular os estudos mais sistemáticos em que se usaram almofadas de pressão para aplicação da tensão vertical.

Segundo os trabalhos citados, a uniformidade de tensões é consideravelmente melhorada se se fixar rigidamente a placa de topo à metade superior da caixa (após consolidação por meio daquela e afastamento relativo das duas metades). Assim, obtém-se uma simetria ao longo do plano (ou banda) central, já que a parte superior se move relativamente à inferior como uma única peça praticamente indeformável, sendo a distribuição da tensão vertical, não uniforme no topo da amostra, contrabalançada pelo momento gerado na face lateral da amostra (ver Figura 6.31). Com esta simetria, as deformações no solo ao longo do centro da amostra são mais uniformes e não ocorre rotação da metade superior da caixa.

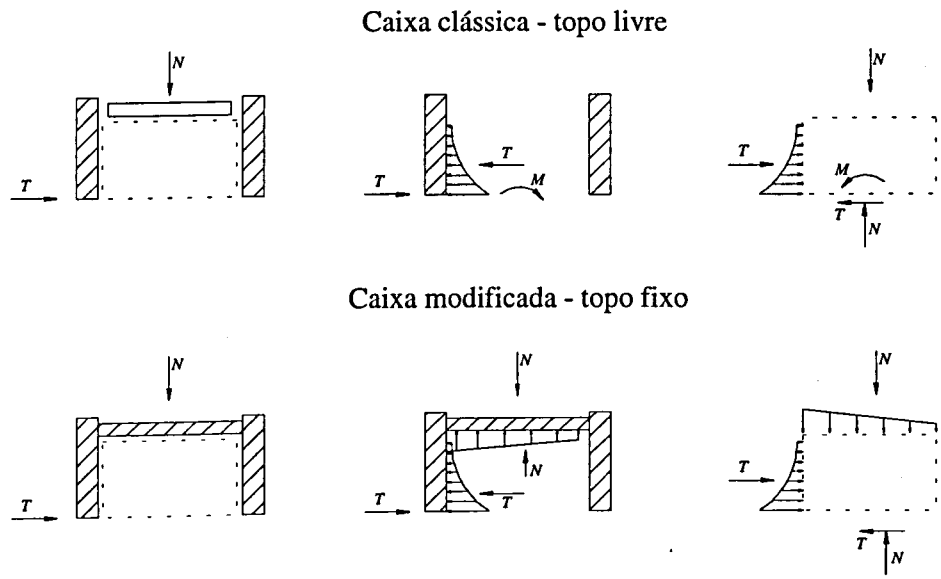


Figura 6.31 - Forças mobilizadas no ensaio de corte directo. Comparação das montagens clássica e modificada (Jewell, 1989).

Além do que acaba de se analisar, coloca-se uma outra questão sobre a montagem da caixa de corte clássica. Com efeito, nesta caixa o eixo de transmissão da tensão vertical de confinamento mantém-se livre em relação à metade (anel) superior. Esta liberdade é

necessária no processo de consolidação mas inconveniente no corte, pelas razões adiante apontadas. Motivado pelo exposto, procedeu-se na FEUP a um conjunto de adaptações na caixa de corte de maiores dimensões (100×100×30mm) que consistiram no seguinte:

(i) introdução de um esquema de fixação do topo à meia caixa superior, cujo aperto se faz após os processos de consolidação e separação das meias caixas;
(ii) montagem de roletes cilíndricos interpostos entre o veio de carga e a parede exterior da meia caixa superior para aplicação da carga horizontal;
(iii) encastramento do pórtico de carga vertical no topo superior da caixa (através de aparafusamento justo de um veio roscado), sendo sempre usadas cargas directas, ou seja, colocadas na vertical desse veio, tendo-se prescindindo do uso da alavanca de carga; assim, evitam-se momentos adicionais resultantes da excentricidade crescente do centro da alavanca durante o desenvolvimento do movimento horizontal, o que é inevitável na montagem clássica.

Nas Figuras 6.32 e 6.33 apresenta-se o esquema geral e os pormenores da caixa adaptada e fotografias ilustrativas da mesma, respectivamente.

Como corolário destas adaptações, e em antecipação aos resultados obtidos, refira-se que em todos os ensaios realizados com a nova caixa se constatou que o movimento da metade superior era praticamente horizontal, tendo-se feito esse controlo por medição do deslocamento vertical de vários pontos da face superior durante os ensaios.

6.5.3 - Procedimentos de preparação dos provetes e de ensaio

Os procedimentos gerais dos ensaios realizados sobre amostras indeformadas foram, no essencial, os correntes, sendo de salientar algumas particularidades relativas principalmente à caixa modificada:

(i) a amostragem foi feita com anéis cortantes da dimensão do provete a ensaiar (60×60×20 e 100×100×30mm, que se designarão, respectivamente, por *L60* e *L100-M*, isolados com mortalha impermeável e parafina até serem ensaiados (aguardando em câmara saturada);
(ii) à montagem , segundo o procedimento usual, seguiu-se a imersão do provete em água, restringindo o movimento vertical de modo a impedir a expansão das amostras indeformadas;
(iii) a consolidação foi então efectuada com cargas verticais, deduzidas do peso da meia caixa superior, sob tensões que se indicam a seguir;

(iv) após estabilização (por norma aguardou-se sempre 24 horas apesar da consolidação primária se ter concluído mais cedo), posicionaram-se as duas meias caixas, afastadas 4 mm, na caixa *L60*, e 5mm, na caixa *L100-M*, e aguardou-se mais 24 horas para estabilização do respectivo, ligeiro, acréscimo de consolidação;

(v) procedeu-se então ao ensaio de corte drenado com velocidade suficientemente baixa, adequada a condições drenadas, tendo em consideração a permeabilidade do solo e um valor estimado do deslocamento na rotura em solos arenosos, segundo a proposta de Head (1982).

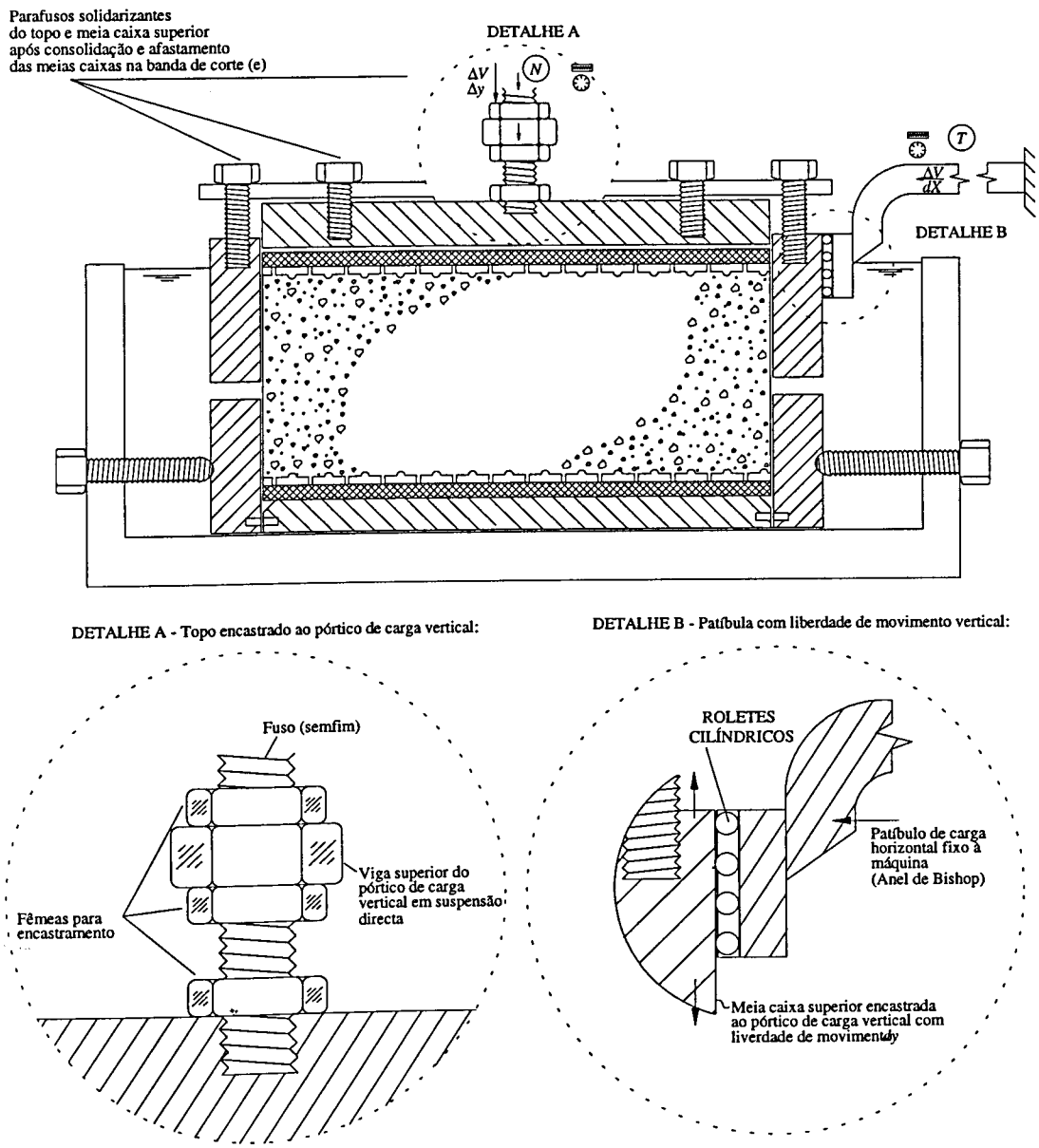


Figura 6.32 - Esquema da caixa de corte modificada.

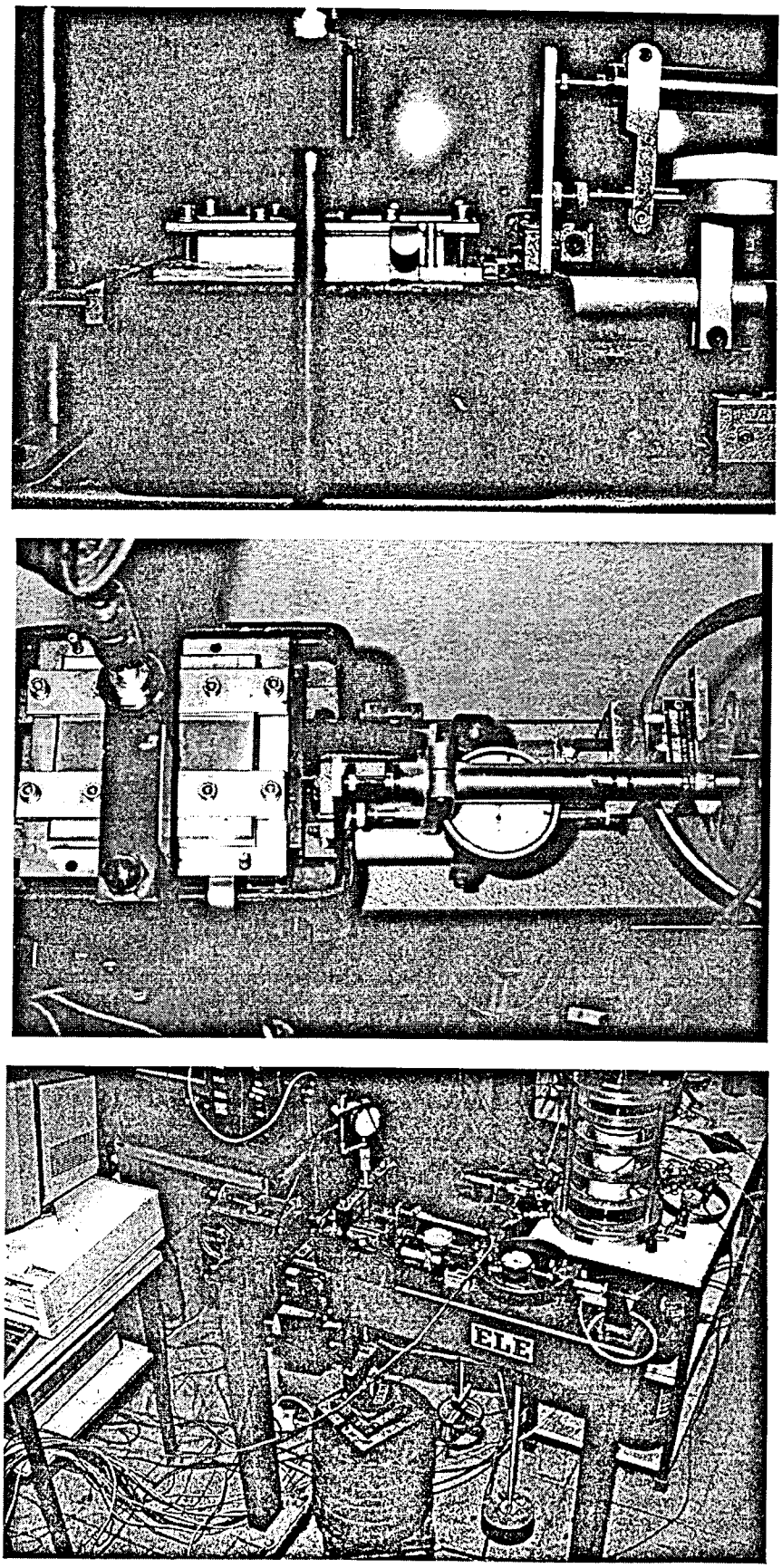


Figura 6.33 - Ilustração da caixa modificada (Laboratório de Geotecnia da FEUP).

No Quadro 6.8 apresenta-se os valores dos parâmetros físicos iniciais (de montagem) e após os ensaios. Verifica-se alguma variabilidade das condições físicas iniciais, própria do solo analisado, a que não é estranho um sensível adensamento do material, em especial na preparação dos provetes de menor dimensão. Os graus de saturação são particularmente variáveis, o que se atribui à elevada superfície de exposição dos provetes durante a preparação. O processo de imersão e a consolidação subsquentes, parecem restituir um estado muito próximo da saturação, como se verifica pelos valores de S (90-99%).

O processo de corte foi levado para níveis deformacionais elevados e até se atingirem constâncias volumétricas, indiciadoras da mobilização de um estado próximo do crítico. Tendo em conta que num só ciclo de carregamento a resistência mobilizada dificilmente atinge valores residuais, foram implementados em alguns dos ensaios, dois ciclos de reverso e recarga para garantir uma condição exclusivamente atrítica.

Quadro 6.8 - Parâmetros físicos dos provetes indeformados e remoldados ensaiados.

	Caixa	Bloco/Ref.	σ'_v (kPa)	e_0	w_0 (%)	S_0 (%)	e_f	S_f (%)
Amostras Indeformadas	*L60*	*B3I50N*	50	0,719	19,1	70	0,725	98
		B3I150N	150	0,726	18,3	67	0,682	99
	L100M	*B2I10M*	10	0,834	29,7	94	0,869	90
		B2I20M	20	0,811	26,9	88	0,812	99
		B2I40M	40	0,807	27,5	90	0,801	99
		B3I50M	50	0,781	22,1	75	0,749	99
		B3I150M	150	0,845	20,8	65	0,749	99
	L100	*B2I30*	30	0,772	22,0	75	0,780	97
Amostras Remoldadas	*L100M*	*B2-REPI10*	10	0,760	22,0	76	0,746	92
		B2-REPI20	20	0,750	21,0	74	0,742	93
		B2-REPI40	40	0,760	21,3	74	0,722	99
	L100	*B2-RE30*	30	0,77	22,0	75	0,753	95

L100 - Caixa de maiores dimensões antes de ter sido modificada.

A propósito, deve ser salientado que a condição residual não coincide com a de estado crítico. Ou seja, a primeira só se verifica para muito grandes deformações, envolvendo deslocamentos relativos entre corpos do mesmo material ao longo de um plano bem definido de rotura; já não é, então, o mesmo corpo mas dois do mesmo material escorregando entre si, estando as partículas, nomeadamente lamelares, orientadas nessa direcção. Por sua vez, a condição de estado crítico representa a resistência última mais baixa em que a massa do solo

se deforma como um todo; no estado crítico (também denominado "último") os grãos podem estar a rodar em corte turbulento, enquanto no estado residual os grãos deslizam sem rotações, sendo o corte laminar. Por esse efeito, a resistência residual é consideravelmente mais baixa do que a dos estados críticos.

Para o estudo comparativo das respostas do solo na condição natural e reconstituído, remoldaram-se amostras do mesmo material da forma seguinte:

(i) após prévia secagem ao ar, destorroamento manual do solo natural para individualização das partículas, procurando não quebrar as mais frágeis mas tendo, contudo, o cuidado de desfazer os aglomerados de argila caulinítica e os feldspatos mais alterados;

(ii) esquartelamento de material suficiente para se obtivesse aproximadamente: $\gamma_d \cong$ 14,8kN/m^3 e $w = 21\%$, correspondentes a valores próximos de campo;

(iii) adensamento estático à altura da caixa (30mm), tendo-se obtido os parâmetros físicos referenciados no Quadro 6.8;

(iv) prossecução do ensaio nos termos já descritos.

6.5.4 - Resultados obtidos

6.5.4.1 - Caixa clássica e caixa modificada

Duas séries de ensaios sobre amostras do mesmo bloco (Bloco 3) foram realizadas recorrendo à caixa clássica (referências *B3I50N* e *B3I150N*) e à caixa modificada(referências *B3I50M* e *B3I150M*), representando-se os respectivos resultados nas Figuras 6.34 e 6.35.

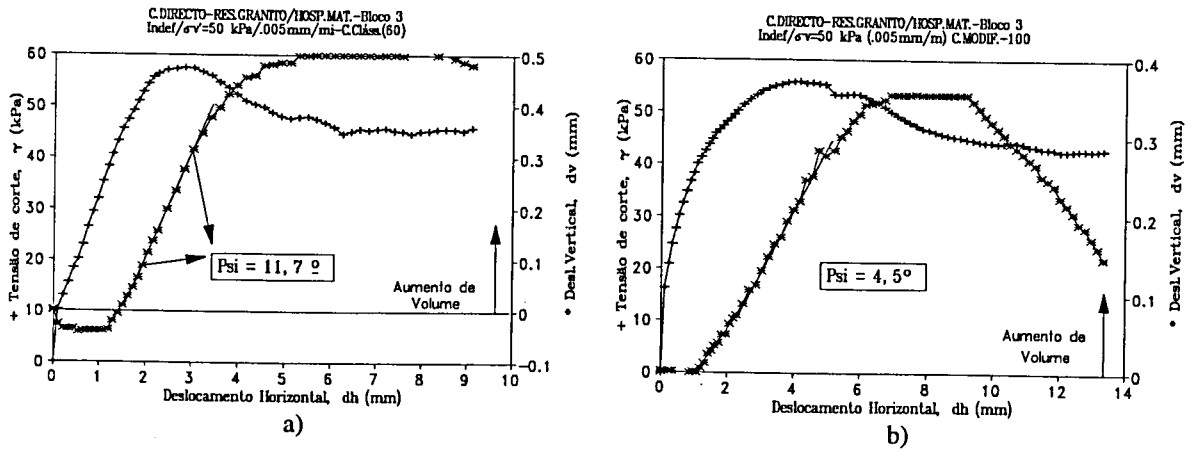


Figura 6.34 - Ensaios de corte directo sobre amostras indeformadas para σ'_v = 50kPa: a) caixa clássica (*L60*); b) caixa modificada (*L100M*).

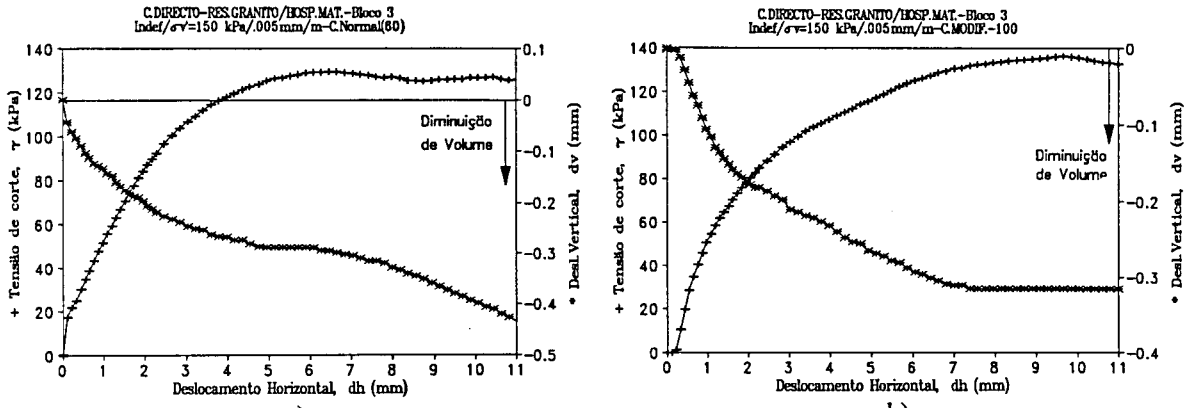


Figura 6.35 - Ensaios de corte directo sobre amostras indeformadas para σ'_v = 150kPa: a) caixa clássica (*L60*); b) caixa modificada (*L100M*).

Note-se que:

(i) os resultados são praticamente concordantes no que respeita à resistência de pico;

(ii) apesar dos materiais serem relativamente pouco compactos, as dilatâncias são positivas para a tensão vertical mais baixa o que é sintoma da preservação da estrutura para este nível de tensão (ainda interior ao limiar elasto-estrutural), embora o valor de ψ seja anormalmente alto no ensaio realizado na caixa clássica; a dilatância é negativa para a tensão mais alta, o que indicia desestruturação do solo para elevados níveis de tensões de consolidação (para além daquele limiar);

(iii) é, ainda, importante salientar que os valores dos deslocamentos no pico, obtidos na caixa clássica, são claramente mais baixos do que na caixa modificada.

Ainda sobre esta questão é de referir que, num ensaio sobre uma amostra indeformada (*B2I30*) realizado com a caixa de 100×100×30 sem as modificações expostas atrás, se verifica que, ao contrário do caso anterior, o deslocamento mobilizado para a resistência de pico, cerca de 6mm, é claramente superior aos 4,5mm obtidos para tensões de 10, 20, 40 e 50kPa com a caixa de corte modificada (ver Quadro 6.9). A sobreavaliação do deslocamento no pico constitui um dos indicadores do efeito pernicioso da rotação do topo em relação ao plano de corte (Jewell, 1989).

6.5.4.2 - Amostras indeformadas e amostras remoldadas

Nas Figuras 6.36 e 6.37 mostra-se os resultados de duas séries de ensaios realizados para o mesmo conjunto de valores da tensão vertical na caixa de corte modificada com amostras indeformadas e remoldadas, respectivamente.

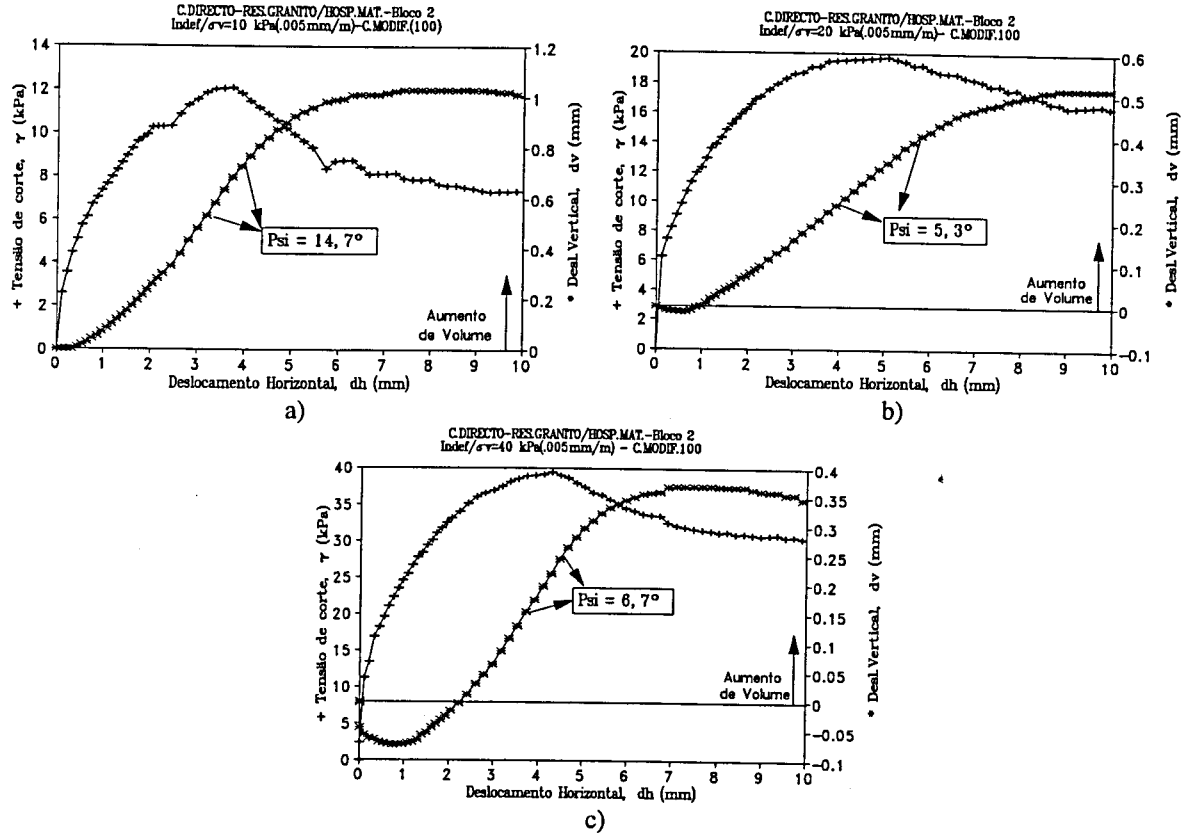


Figura 6.36 - Ensaios de corte directo com amostras indeformadas na caixa modificada: a) 10; b) 20 e c) 40kPa.

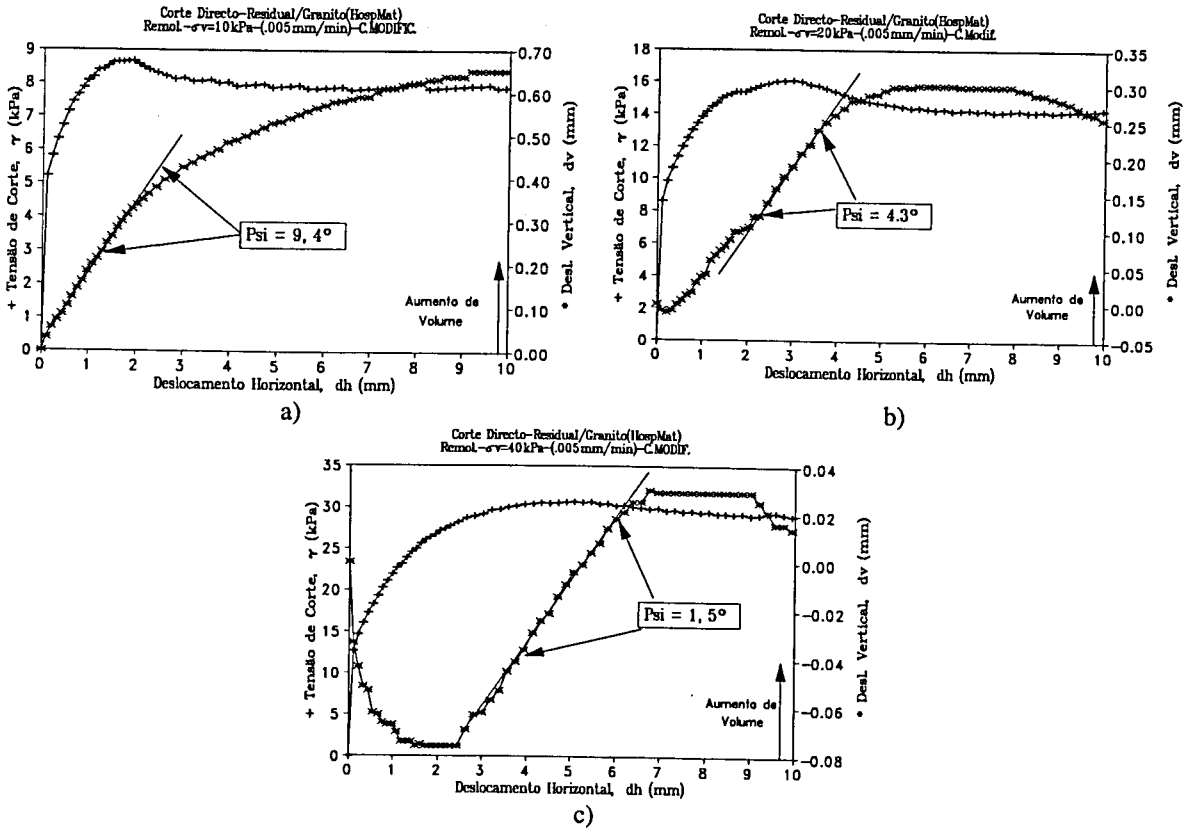


Figura 6.37 - Ensaios de corte directo com amostras remoldadas na caixa modificada: a) 10; b) 20 e c) 40kPa.

Da comparação das figuras anteriores ressalta o seguinte:

(i) a resistência de pico evidencia-se no estado natural, consequência da estrutura cimentada, e é inexistente para a mesma compacidade em condições remoldadas;

(ii) a dilatância das amostras indeformadas é, comparando caso a caso, superior à das amostras remoldadas; a dilatância destas últimas é consequência do estado de compacidade média da matriz granular e é consonante com as respostas clássicas dos materiais sedimentares, logo, a diferente tendência dilatante das amostras indeformadas é exclusivamente imputável a factores de estrutura, já que a compacidade relativa do material indeformado é a mesma do remoldado.

No Quadro 6.9 resume-se os resultados principais de todos os ensaios efectuados com a caixa de corte modificada. É clara a influência da estrutura no aumento da resistência, traduzindo-se num crescimento do ângulo de atrito em cerca de 6-7° quando se comparam as duas séries de ensaios realizados com 10, 20 e 40 kPa sobre amostras indeformadas, por um lado, e remoldadas, por outro.

Quadro 6.9 - Parâmetros deduzidos com a caixa de corte modificada sobre amostras indeformadas e remoldadas.

<table>
<tr><td colspan="2"></td><td colspan="5">Amostras indeformadas</td><td colspan="3">Amostras remoldadas</td></tr>
<tr><td colspan="2">Amostra</td><td>B2I10M</td><td>B2I20M</td><td>B2I40M</td><td>B3I50M</td><td>B3I150M</td><td>B2_REP110</td><td>B2_REP120</td><td>B2_REP140</td></tr>
<tr><td colspan="2">σ'_v (kPa)</td><td>10</td><td>20</td><td>40</td><td>50</td><td>150</td><td>10</td><td>20</td><td>40</td></tr>
<tr><td colspan="2">τ_{max} (kPa)</td><td>12,01</td><td>19,67</td><td>39,34</td><td>55,88</td><td>136,23</td><td>8,667</td><td>16,082</td><td>30,651</td></tr>
<tr><td colspan="2">δh_{pico} (mm)</td><td>3,75</td><td>5,07</td><td>4,28</td><td>4,16</td><td>9,66</td><td>1,93</td><td>3,00</td><td>5,06</td></tr>
<tr><td colspan="2">$\psi^{(\circ)}$</td><td>15,5</td><td>5,3</td><td>7,0</td><td>4,5</td><td>Neg.</td><td>9,4</td><td>4,3</td><td>1,5</td></tr>
<tr><td rowspan="2">ϕ', c'</td><td>1ª associação</td><td colspan="3">ϕ'_{ds}= 42,6° ; c' = 2 kPa</td><td colspan="2">ϕ'_{ds}= 38,8° ; c' = 16 kPa</td><td colspan="3">ϕ'_{ds}=36,2° ; c' = 1 kPa</td></tr>
<tr><td>Associação conjunta</td><td colspan="5">ϕ'_{ds}= 41,6° ; c' = 5 kPa</td><td colspan="3"></td></tr>
</table>

Os valores apresentados para os ângulos de atrito correspondem ao designado ângulo de atrito directo, definido por:

$$\phi'_{ds} = arcsen(\tau_{max} / \sigma'_v) \qquad (6.16)$$

que, como é sabido, este é inferior ao verdadeiro ângulo de atrito, ϕ' ou ϕ'_{ps} ("plane strain", deformação plana), pois é influenciado pelo facto de se impor a superfície de corte; demonstra-se teoricamente (Jewell, 1989) que ϕ'_{ds} coincide com ϕ'_{ps} apenas quando o

material tem um comportamento plástico associado, isto é, quando $\psi = \phi'_{ps}$, o que não é usual. Assim sendo, e tendo presente os resultados obtidos nos ensaios triaxiais, parece poder concluir-se que, apesar das modificações introduzidas, a caixa de corte não constitui um equipamento adequado para a caracterização da resistência dos materiais residuais, pois conduz a valores mais elevados do que os reais. O mesmo parece acontecer com os ângulos de atrito ϕ'_{cv} e ϕ'_r. De facto, dos resultados sobre amostras remexidas mostrados na Figura 6.37, obteve-se ϕ'_{cv}= 35,6°, quando nos ensaios triaxiais sobre amostras do mesmo tipo, teve-se apenas 31,6°.

A finalizar, refira-se que nos dois ensaios que foram prolongados por ciclos inversos após o corte, cujos resultados se ilustram na Figura 6.38, se obteve um ângulo de atrito residual da ordem de ϕ'_r= 35,8°, valor elevado tendo em atenção os anteriores.

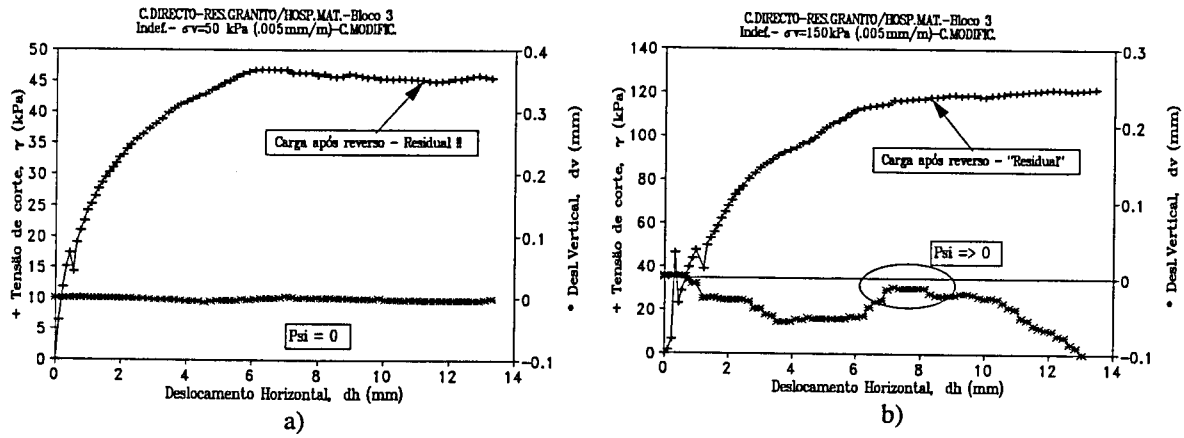


Figura 6.38 - Ciclo de recarga após retorno do movimento da caixa de corte modificada. Ensaios sobre amostras indeformadas: a) $\sigma'_v = 50\,\text{kPa}$; b) $\sigma'_v = 150\,\text{kPa}$.

6.6 - ENSAIOS DE CORTE SIMPLES

6.6.1 - Introdução

O ensaio de corte simples foi desenvolvido para obviar algumas das limitações identificadas no ponto anterior, muito em especial a respeitante à não uniformidade do estado de tensão desenvolvido nos ensaios de corte directo. A geometria e os estados de tensão e de deformação desenvolvidos no ensaio de corte simples estão ilustrados na Figura 6.39. As faces são rugosas e rígidas para que as condições da figura se verifiquem. Durante o corte há rotação das tensões e extensões principais, numa sequência que representa muito

consistentemente o que se passa na zona semi-circular de transição entre as cunhas activa e passiva da formulação teórica de rotura de fundações superficiais.

Como é identificado nessa figura, se no ensaio forem medidas as tensões desenvolvidas nas facetas vertical e horizontal é possível definir o estado de tensão, nomeadamente em termos das tensões principais, em qualquer instante de carregamento e em particular na rotura (aqui tida como a correspondente ao valor máximo - "pico" - de tensão distorcional). Nas versões correntes deste equipamento, porém, só as tensões normal e de corte no plano horizontal são medidas, pelo que fica por definir o completo estado de tensão correspondente, nomeadamente o ângulo da tensão principal máxima com a horizontal (θ). Admitir que as tensões mobilizadas no plano horizontal (faceta onde se medem as forças) correspondem às da faceta de rotura só é verdade se, e só se, o ângulo θ for igual a $45°+\phi'/2$, o que certamente não é o caso da maior parte das vezes. Assim, as avaliações directas, feitas com o par de valores σ'_v e τ_v, substituem os parâmetros de resistência, conduzindo a resultados de ρ' que naturalmente são inferiores a ϕ'.

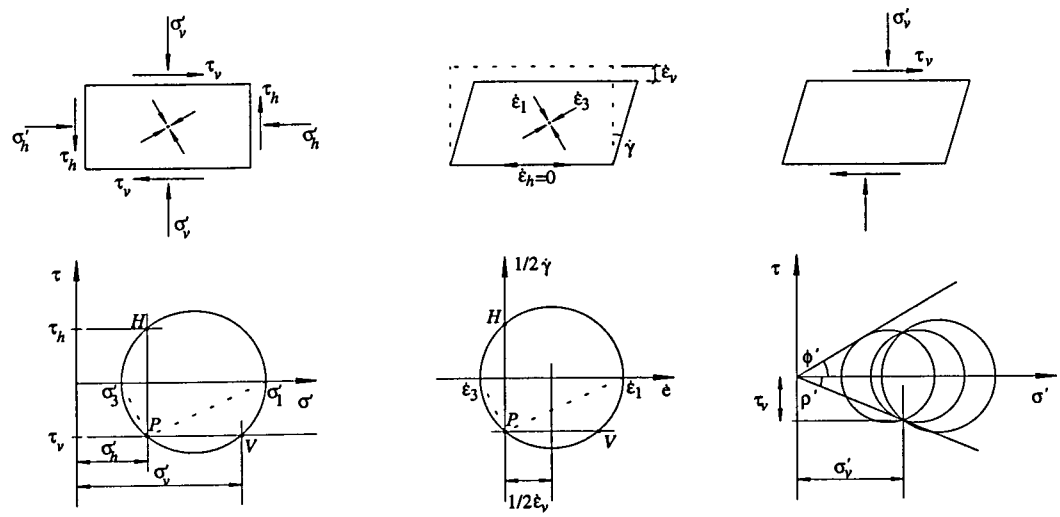


Figura 6.39 - Condições de tensão e de deformação no ensaio de corte simples (Atkinson *et al.*, 1991).

6.6.2 - Equipamento usado e ensaios realizados

Realizaram-se dois ensaios utilizando o equipamento do Departamento de Geotecnia do LNEC. Este equipamento é do tipo NGI, modelo "Geonor h-12", estando representado na Figura 6.40. As amostras cilíndricas, com altura entre 12 e 20mm e diâmetro de 80mm, são envolvidas numa membrana de borracha reforçada com um fio de liga de cobre e níquel ($d \cong 0{,}15$mm) em espiral que constrange as extensões laterais nas fases de consolidação e de corte. A descrição pormenorizada pode ser vista em Caldeira (1995) e Bilé Serra e Caldeira (1995). A Figura 6.41 ilustra a fase de montagem de uma das amostras.

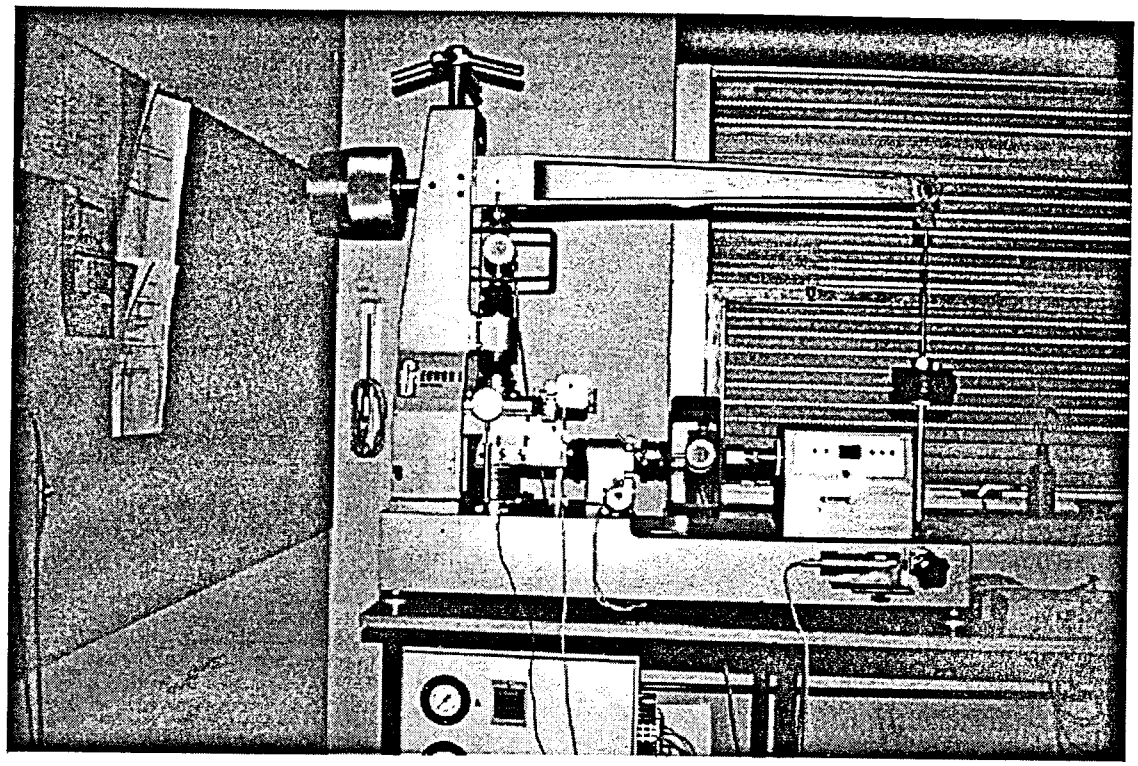


Figura 6.40 - Equipamento de corte simples (*GEONOR* h-12).

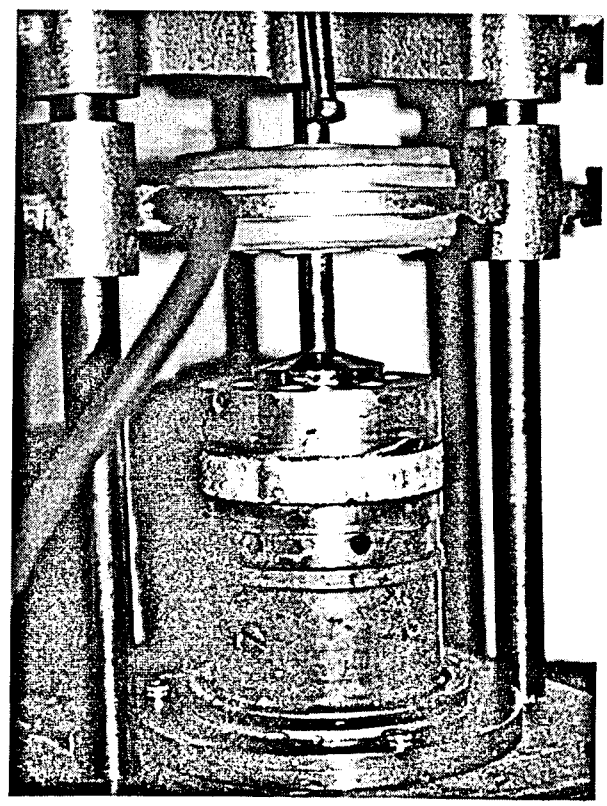


Figura 6.41 - Preparação de provetes para o ensaio de corte simples.

Dada a estrutura do aparelho é possível implementar dois tipos de ensaios: (i) ensaios sob tensão efectiva normal constante (ensaios drenados) e (ii) ensaios a volume constante (ensaios não drenados). Em qualquer dos casos, é possível proceder monotónica ou ciclicamente. Os ensaios realizados foram do tipo (i) com carregamento monotónico.

Foram realizados dois ensaios adoptando uma velocidade de deformação de 0,02mm/min, o que neste material corresponde a um carregamento em condições drenadas. Num nível de deformação intermédio, o sentido de deslocamento foi invertido para avaliação do módulo de distorção de descarga-recarga. Antes desta fase de corte, os provetes foram consolidados durante 24 horas sob uma tensão efectiva vertical de 30 e 75 kPa. No Quadro 6.10 apresenta-se os índices físicos dos provetes ensaiados.

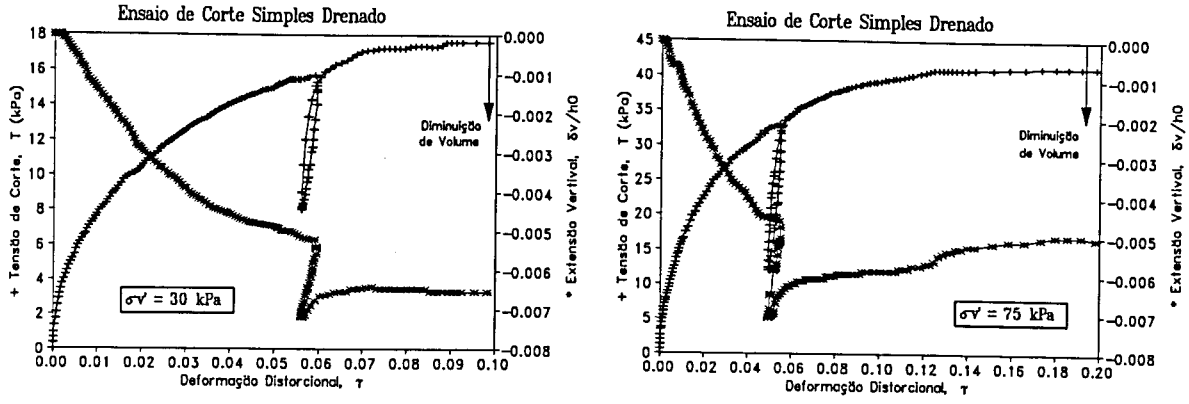
Quadro 6.10 - Índices físicos dos provetes do saprólito de granito do Porto ensaiados em corte simples.

σ'_v (kPa)	Fase de preparação					Pós-consolidação		
	H (mm)	A (cm^2)	e	w (%)	S (%)	H (mm)	e	S (%)
30	17,00	50	0,783	23,1	78	16,52	0,733	83
75	16,00	50	0,779	21,5	73	15,43	0,716	79

6.6.3 - Resultados obtidos

As curvas apresentadas na Figura 6.42 constituem as respostas em termos de tensão de corte, τ, e deformação vertical, $\delta v/H_0$, *versus* deformação distorcional, $\delta h/H_0$, dos ensaios realizados.

A resposta volumétrica corresponde, em qualquer dos dois ensaios, a uma tendência de dilatância negativa, o que não é consonante com as respostas observadas noutros ensaios laboratoriais realizados (de corte directo e triaxiais) com os mesmos níveis de tensão efectiva de consolidação. Esta constatação põe de alguma forma em questão a representatividade dos provetes assim preparados e ensaiados.



a) b)

Figura 6.42 - Ensaios de corte simples sobre amostras indeformadas de saprólito de granito: a) σ'_v=30kPa; b) σ'_v = 75kPa.

Os módulos de distorção, nos ramos iniciais de carregamento são da ordem dos 4 a 9 MPa, respectivamente, quando σ'_v= 30 kPa e 75 kPa, e, nos ciclos de descarga e recarga, da ordem dos 2 a 3 MPa em qualquer dos ensaios. Constata-se que estes valores dos módulos de distorção são manifestamente baixos em relação aos obtidos nos ensaios de campo, já apresentados no Capítulo 5, e nos ensaios triaxiais a serem seguidamente tratados. As razões para que tal aconteça podem ser associadas aos seguintes factores:

(i) o sistema de medição usado não tem precisão suficiente para avaliar as respostas mais rígidas, dentro da zona limiar elástica - estruturada;

(ii) os efeitos de fronteira (placas de transmissão de carga e leitura das deformações) são importantes, ou seja, o ajuste destes elementos às faces do solo é débil (folgas, irregularidades, etc.) e a deformabilidade dessas interfaces é elevada;

(iii) dada a dimensão da amostra e sendo o processo de montagem algo compassado e multi-faseado, são inevitáveis as quebras estruturais com implicações sobretudo na rigidez elástica ou estrutural do solo saprolítico.

São, sobretudo, as razões (i) e (ii) que têm conduzido, recentemente, ao uso de instrumentação alternativa (mais precisa e localizada nos provetes) nas próprias caixas de corte simples.

Quanto à determinação dos parâmetros de resistência, se se considerar directamente os valores máximos da tensão tangencial na faceta horizontal, ou seja, $\tau_{vmáx}$ =17,6kPa, para σ'_v = 30kPa, e $\tau_{vmáx}$ =41,3kPa, para σ'_v = 75kPa, obtém-se ϕ' = 27,7° e c′ = 2kPa, a que corresponde θ = 58°, admitindo a hipótese acima referida. Estes parâmetros de resistência são manifestamente conservativos, à luz dos ensaios *in situ* e dos resultados obtidos dos restantes

ensaios laboratoriais de caracterização mecânica, facto que indicia que o valor de θ é distinto daquele.

Procedeu-se ao cálculo dos parâmetros de resistência, tomando como base os valores máximo da tensão tangencial vertical e correspondente tensão normal dos dois ensaios realizados e arbitrando sucessivos valores para θ. Obteve-se os resultados indicados no Quadro 6.11. Na Figura 6.43 exemplifica-se para dois dos ângulos admitidos o procedimento seguido para avaliação dos parâmetros de resistência.

Quadro 6.11 - Parâmetros de resistência estimados a partir dos dois ensaios de corte simples e arbitrando θ.

θ (°)	34	36	38	40	42	45	58
ϕ' (°)	46,0	41,8	38,5	36,0	34,0	31,7	27,7
c' (kPa)	3,6	3,1	2,8	2,6	2,4	2,2	1,80

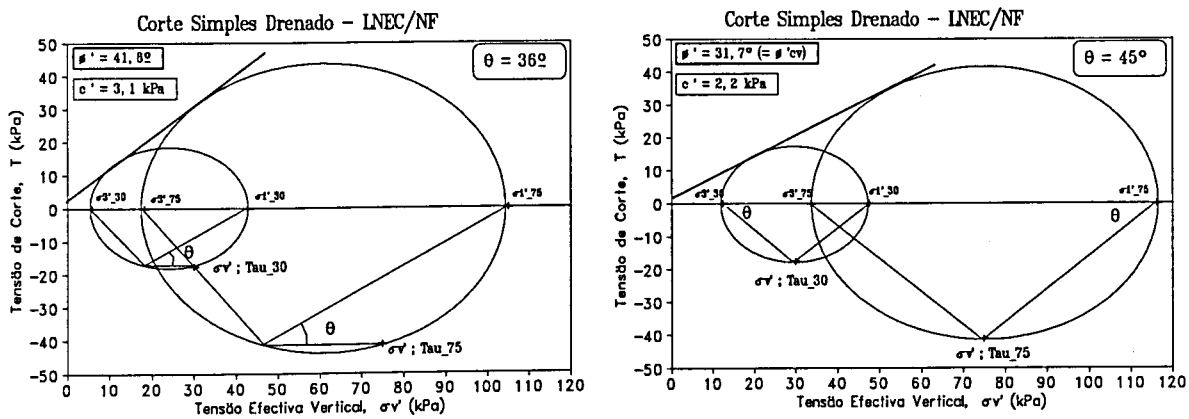


Figura 6.43 - Cálculo de ϕ′ e c′ no ensaio de corte simples para duas hipóteses de θ: a) θ=36°; b) θ=45°.

Do quadro anterior podem fazer-se as seguintes considerações:

(i) confrontando os valores dos parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais (que a seguir se descrevem) e deduzidos dos ensaios de campo, a convergência dá-se para θ = 36–38°;

(ii) com ϕ' = 38,5–41,8°, c' = 3,1–2,8 kPa, sendo os valores da coesão algo inferiores aos obtidos nesses ensaios (c' = 7-9kPa); estes resultados baixos da coesão podem ser imputados a alguma perturbação de amostragem e à muito reduzida dimensão dos provetes ensaiados, considerando que a estrutura se danifica no termo desta preparação;

(iii) verifica-se que, para $\theta = 45°$, se obtém um ângulo de atrito próximo do estimado para a condição crítica (volume constante), o que sugere que as hipóteses simplificadoras que admitem este valor de θ como premissa de cálculo, poderão conduzir a valores do ângulo de atrito próximos do correspondente a este estado último.

6.7 - ENSAIOS TRIAXIAIS DE COMPRESSÃO CLÁSSICA

6.7.1 - Nota prévia sobre os ensaios triaxiais

Referiram-se em 2.1.2 as vantagens dos ensaios triaxiais com provetes cilíndricos em relação aos ensaios anteriores.

De todas as formas, subsiste a necessidade de cumprir um conjunto de requisitos, particularmente importantes ao bom desempenho dos ensaios, no que diz respeito à extracção e instalação dos provetes, à inicialização dos estados de tensão efectiva após montagem (saturação e consolidação) e às condições do processo de corte drenado (nomeadamente em relação à velocidade de deformação ou de aplicação de carga), que foram consideradas neste trabalho e que se descrevem no Anexo A.6.3.

O advento e a generalização do uso de transdutores eléctricos teve uma importância crucial na metodologia dos ensaios triaxiais, nas vertentes do controlo das diversas variáveis, da aquisição de resultados e ainda da qualidade dos mesmos.

No que respeita ao controlo das acções (tensões, velocidade de deformação, etc.) salienta-se a importância dos novos equipamentos de comando da câmara "stress-path" ("Bishop-Wesley"), de que é exemplo o sistema desenvolvido na FEUP que se descreve no anexo A.6.1.

As fontes de erro nas medições clássicas em provetes ensaiados em câmaras triaxiais, levaram ao desenvolvimento de novas técnicas de instrumentação local (transdutores colocados directamente sobre o provete e, por isso, internos à própria câmara triaxial), de que são exemplo os electroníveis e electro-inclinómetros desenvolvidos no Imperial College de Londres. Estas questões e a descrição destes equipamentos, que foram adoptados neste trabalho, são apresentadas no Anexo A.6.2.

Importa ressalvar que a sequência dos ensaios triaxiais realizados e algumas opções que se fizeram para a escolha do tipo de ensaio, foram condicionadas pela disponibilidade dos meios e equipamentos que no Laboratório de Geotecnia da FEUP foram sendo desenvolvidos no decurso do período em que se desenvolveu o presente estudo. A necessidade de ir realizando trabalho levou inicialmente à prossecução de ensaios com recurso a técnicas mais simples e convencionais, em particular no que respeita à instrumentação das deformações desenvolvidas durante o corte, bem como ao tipo de trajectória de tensões imposta.

Os resultados obtidos são eivados de alguma heterogeneidade, fruto das características do próprio material estudado, não deixando, contudo, de apresentar uma consistência muito razoável, suficiente para se admitir uma análise conjunta dos mesmos. Salienta-se, porém, que o conjunto de dados que se obteve nos ensaios com maior rigor de instrumentação (interna) viria a ser considerado mais representativo para a definição da resposta constitutiva natural do material. Esta questão é objecto de cuidadosa análise nos pontos que se seguem.

No Quadro 6.12 apresenta-se um resumo de todos os ensaios triaxiais realizados e respectivas condições gerais.

Nesta introdução aos ensaios triaxiais importa ainda estabelecer e comentar os módulos de deformabilidade que adiante são usados na interpretação das curvas tensão-deformação. Assim, definem-se os seguintes módulos:

E_{el} - "pseudo-elástico", deduzido dos ramos rectilíneos iniciais da recarga nos ciclos intermédios descarga-recarga;

E_{dr} - de descarga-recarga, definido entre vértices de histerese do ciclo de descarga-recarga;

$E_{ti,h}$ - tangente inicial, definido a partir do modelo hiperbólico clássico (Duncan e Chang, 1970), considerando os valores de q correspondentes a 70 a 95% da rotura (q_f), técnica correntemente adoptada por ser desaconselhável o uso de níveis inferiores pois estarão significativamente afectados pelos erros iniciais de ajuste (Anexo A.6.4).

A opção feita na definição de $E_{ti,h}$ é, naturalmente, discutível se se recorrer à instrumentação interna dos provetes, cujos resultados são pouco sujeitos àqueles efeitos de ajuste. Além disso, tratando-se de materiais residuais, com estrutura e fábrica sensíveis a solicitações distorcionais mesmo em baixos níveis de tensão, será aconselhável considerar os mais afastados da rotura.

Quadro 6.12 - Identificação dos ensaios triaxiais realizados.

Amostras	Trajectória	Tipo de ensaio	Diâmetro do provete (mm)	Tipo de Instrumentação	Número de ensaios	Laboratório	
Indeformadas	Compressão com σ'_h const.	*CIU* (1)	38	Ext.	3	FEUP	3.2.4
		CID	38 100	Ext./Int. (5) Ext./Int. (6)	4 3	PUC/RJ PUC/RJ	6.7.2
		CAD (2)	100	Ext.	7	FEUP	6.7.3
		CID	100 100	Ext. Ext./Int. (6)	2 5	FEUP FEUP	6.7.3 6.7.4
		CAD (3)	100	Ext./Int. (6)	1	FEUP	6.11.3.3
	Compressão com p' = const.	*CAD* (2)	70	Ext./Int. (6)	3	FEUP	6.8.3.2
	Extensão com σ'_h ou σ'_v const.	*CAD* (2)	70	Ext./Int. (6)	2	FEUP	6.8.2
	Extensão com p' = const.	*CAD* (2)	70	Ext./Int. (6)	2	FEUP	6.8.3.3
	Compressão com q=const.	*CID* e *CAD* (2)	100	Ext./Int. (6)	2	FEUP	6.8.4
Remoldadas	Comp.c/ σ'_h const.	*CID* + *CU* (4)	70	Ext.	9	FEUP	6.9

(1) Ensaios preliminares com amostras recolhidas à superfície;

(2) Ensaios com consolidação anisotrópica admitindo $K_0 \cong 0{,}5$;

(3) Ensaio multifásico com consolidação anisotrópica admitindo $K_0 = 0{,}5$ e $\sigma'_{c_i} = \sigma'_{h_i} = 10{,}40{,}100$ e $200\,\text{kPa}$;

(4) Ensaios para determinação da linha de estados críticos com corte faseado: drenado até à "rotura" seguido de não drenado até à estabilização das pressões neutras;

(5) Ensaios com instrumentação interna complementar com recurso a electroníveis da primeira geração;

(6) Ensaios com instrumentação interna complementar com recurso a electro-inclinómetros de segunda geração.

No que respeita à determinação dos módulos E_{dr} e E_{el} é de salientar que:

(i) são inevitáveis os factores de fluência (inércia cinemática na inversão do sentido da carga), mesmo em ciclos de descarga-recarga, que são tanto mais elevados quanto maior é a amplitude do ciclo e a grandeza da tensão no início da descarga; por outro lado, o efeito de fluência nestes ciclos é tanto mais acentuada quanto mais arenosa é a natureza do material e quanto mais lenta é solicitação, muito especialmente em materiais com fábrica e estrutura naturais;

(ii) a inversão do sentido de carga deve ser feita após estabilização do estado do material (tensio-deformacional), o que nem sempre acontece, verificando-se ainda uma tendência deformacional de sentido consonante com o carregamento prévio.

Este fenómeno é muitas vezes desprezado, sendo particularmente importante para a definição dos valores de E_{el}, já que as condições de amostragem e os processos instrumentais

estão longe de garantir a integridade estrutural do material. Estes parâmetros devem ser determinadas no ramo "rectilíneo" da primeira carga ou de um ciclo de descarga-recarga, preferencialmente na recarga, imediatamente após a inversão do sentido de descarga para recarga e admitindo que a inércia do movimento anterior se dissipou. A selecção deste ramo é particularmente sensível, como se verá adiante, na avaliação da resposta constitutiva geral (Lade, 1988).

6.7.2 - Ensaios triaxiais *CID* realizados no Laboratório de Geotecnia da PUC/RJ, com recurso a instrumentação interna (D = 38 e 100mm)

O autor teve a oportunidade de estagiar no Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, onde contactou com colegas investigadores que constituem a primeira referência da comunidade geotécnica internacional no que respeita ao estudo de materiais do tipo residual, abundantes no território brasileiro.

No âmbito desse estágio foram efectuados ensaios de compressão triaxial sobre amostras indeformadas colhidas na campanha atrás descrita. Foram ainda realizados ensaios de compressão diametral ("brasileiros") que serão descritos mais à frente em conjunto com os executados posteriormente na FEUP. Além disso, realizaram-se trabalhos preliminares de identificação químico-mineralógica cuja descrição se fez em 3.4.

O diâmetro máximo das partículas das amostras usadas confirmou as indicações anteriormente feitas sobre a dimensão mais ajustada dos provetes a ensaiar, ou seja, preferencialmente superiores a 50 mm de diâmetro. Este factor foi considerado nos dois conjuntos de ensaios efectuados e que se identificam como se segue:

(i) *Série "A"*, com provetes de 38 mm de diâmetro (subamostrados por cravação estática nos amostradores de origem) dado haver limitações de espaço nas câmaras triaxiais disponíveis para utilização de electroníveis de medição interna da deformação vertical (primeira geração dos sistemas do Imperial College, ver Anexo A.6.2); achou-se importante realizar ensaios com este tipo de instrumentação, não obstante o diâmetro das respectivas amostras ser manifestamente pequeno;

(ii) *Série "B"*, com provetes de 100mm de diâmetro extraídos directamente dos amostradores, o que, tendo óbvias vantagens em termos de representatividade, obrigou à adaptação da instrumentação de medição local, ou seja, internamente às câmaras, onde não era possível colocar os electroníveis disponíveis; foi então

concebido um sistema de medição de deformações radiais, ilustrado na Figura 6.44, constituído por uma "forca" com uma tira fina de aço inox de alta resistência (*AISI 420*) onde estão colados extensómetros de grande sensibilidade em ponte de Wheatstone e para medir deformações na direcção diametral do provete por flexão dessa lâmina; a protecção da haste metálica extensiometrada foi feita com massa constituída por 1 parte de um catalizador e 10 partes de borracha de silicone, em molde construído para o efeito, levada a vácuo durante 30 minutos e endurecida em estufa a 110°C durante 2 horas; o sistema foi calibrado com um equipamento semelhante ao representado na Figura 6.24a.

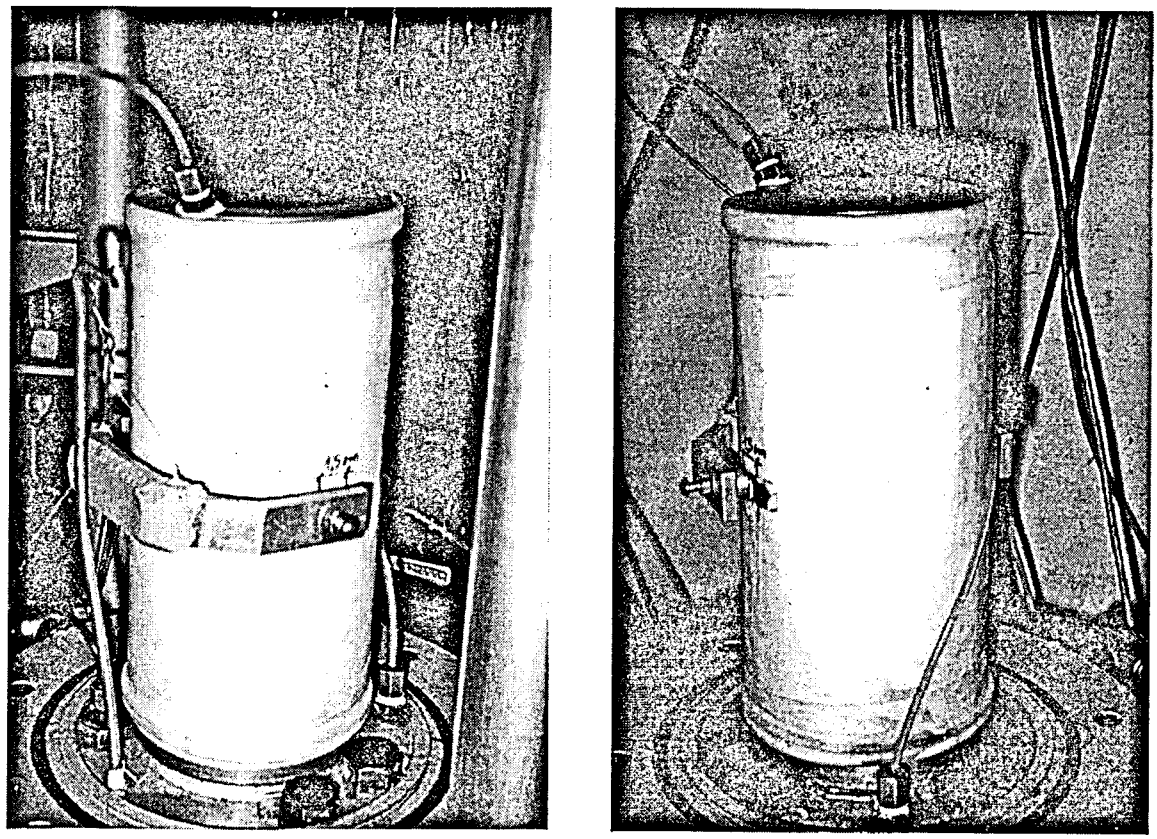


Figura 6.44 - Sistema de medição de deformações radiais desenvolvido na PUC/RJ.

Em qualquer dos dois conjuntos de ensaios usou-se também a instrumentação externa corrente. No Quadro 6.13 apresenta-se alguns índices físicos mais significativos dos ensaios realizados.

Quadro 6.13 - Índices físicos dos ensaios triaxiais *CID* realizados na PUC/RJ.

Série	Referência	σ'_c (kPa)	Fase de montagem				Pós-consolidação		Pós-corte
			γ (kN/m^3)	e_0	w (%)	S (%)	e	S (%)	e
"A" (*D*38)	*TOTRIAX1*	20	18,0	0,741	21,5	77	0,689	98	0,647
	TOTRIAX2	40	18,4	0,770	26,3	90	0,728	99	0,686
	TOTRIAX3	10	17,9	0,722	22,9	70	0,722	98	0,763
	TOTRIAX4	20	18,4	0,701	21,9	82	0,655	100	0,610
"B" (*D*100)	*TRIGRAN2*	20	18,9	0,620	18,0	76	0,606	94	0,615
	TRIGRAN3	10	18,9	0,664	21,7	86	0,656	98	0,711
	TRIGRAN4	40	19,1	0,559	15,2	72	0,538	92	0,515

Da *Série "A"* apresenta-se, a título ilustrativo, na Figura 6.45 as curvas tensão de desvio ($\sigma_v - \sigma_h$) *versus* extensão axial (ε_a), medida a partir da instrumentação interna com electroníveis ("int") e da instrumentação externa com LVDT ("ext"), de um dos ensaios mais significativos.

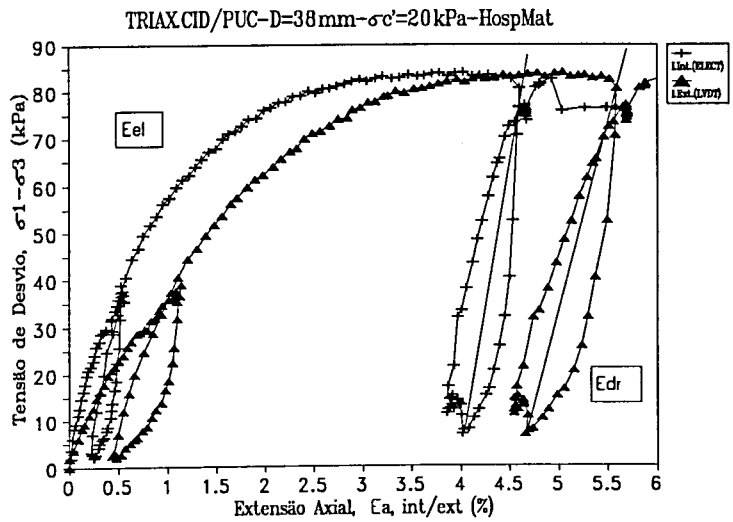


Figura 6.45 - Curvas de $\sigma_v - \sigma_h$ *versus* ε_a do ensaio de $\sigma'_c = 20$ kPa com provetes de $D = 38$mm, realizado na PUC/RJ.

Como se pode constatar pela análise da figura, a curva obtida a partir da instrumentação interna é manifestamente mais rígida, desde os primeiros níveis da tensão de desvio até valores próximos da rotura. Os reflexos da precisão e localização da instrumentação são igualmente notórios nas inclinações dos ramos de descarga e recarga, o

que mostra que os erros inerentes à instrumentação externa não estão só associados aos ajustes iniciais dos interfaces de carga com o provete, mas são também reflexo da inércia dos sistemas externos de avaliação da deformação e da sua muito menor precisão.

Na Figura 6.46 representa-se, no espaço p'–q, a envolvente de rotura dos ensaios realizados. A dispersão de valores é acentuada o que, para além de ser consequência da inadvertida solicitação não drenada inicial de *TOTRIAX3* e da diferença de granulometria entre *TOTRIAX1* e *TOTRIAX4*, resulta também da muito baixa representatividade dos provetes da dimensão usada para caracterizar materiais do tipo do estudado. Adiante se verá que, em termos de parâmetros de resistência, os valores agora deduzidos são pouco consistentes com os determinados nas outras campanhas.

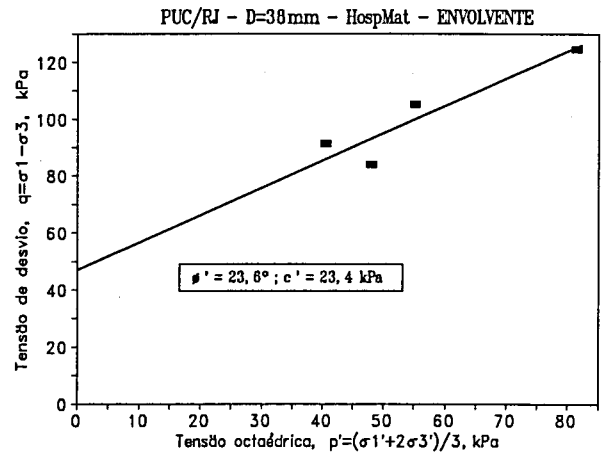


Figura 6.46 - Envolvente de rotura (p'–q) dos ensaios triaxiais *CID* com provetes de D = 38mm (PUC/RJ). Parâmetros de resistência.

Foram então ensaiados os provetes da *Série "B"*, utilizando a instrumentação radial complementar atrás descrita. No provete *TRIGRAN4* houve problemas eléctricos com essa instrumentação, pelo que deste só se dispõe de valores de instrumentação externa.

Na Figura 6.47 apresenta-se, a título ilustrativo, as curvas de q *versus* ε_a nas vertentes de instrumentação interna e externa para os ensaios com tensão efectiva de consolidação de 10 e 20kPa. As diferenças entre as respostas constitutivas nos dois tipos de instrumentação são substanciais e reflectem-se também nos ramos de descarga-recarga.

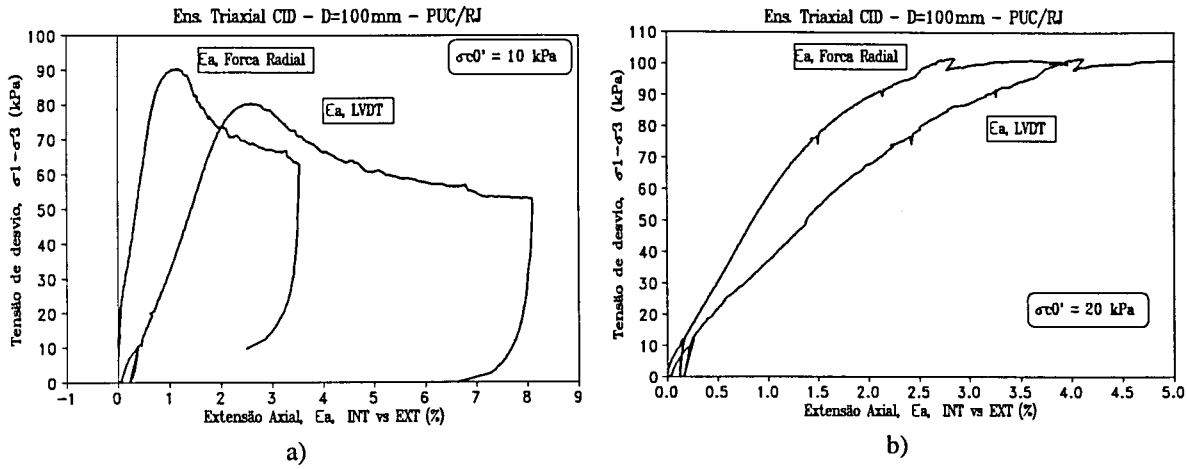


Figura 6.47 - Confronto da resposta *q versus* ε_a, por via da instrumentação interna e externa (PUC/RJ): a) $\sigma'_c = 10$; b) $\sigma'_c = 20$ kPa.

Quadro 6.14 - Parâmetros de deformabilidade - módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson (PUC/RJ - *D*=100mm).

Ensaio	Tipo de	Módulos de descarga-recarga e pseudo-elásticos			Modelo hiperbólico			
σ'_c(kPa)	instrum.	E_{el} (MPa)	υ_{el}	E_{dr} (MPa)	E_{ti} (MPa)	R_f	υ_{ti}	d
TRIGRAN3	EXT.	7,55	0,42	5,40	3,81	0,04	0,35	18,0
10kPa	INT.	30,35	0,31	30,35	15,34	0,31	0,31	"68,5"
TRIGRAN2	EXT.	18,82	0,34	14,37	5,47	0,54	0,32	9,4
20kPa	INT.	29,28	0,26	24,17	10,05	0,63	0,26	19,4
TRIGRAN4	EXT.	38,73	0,17	38,73	15,99	0,67	0,23	16,8
40kPa	INT.	--	--	--	--	--	--	--

No Quadro 6.14 apresenta-se alguns parâmetros de deformabilidade deduzidos das respostas. O exame do quadro sugere os seguintes comentários:

(i) a diferença entre os módulos de deformabilidade obtidos pela instrumentação interna e externa é substancial, e parece ser tanto mais acentuada quanto menor é a tensão de confinamento;

(ii) parece haver maior constância dos módulos de deformabilidade com a tensão de confinamento quando deduzidos pela instrumentação interna do que quando avaliados pela clássica; este facto é consequência da natureza cimentada da estrutura interparticular, cuja reserva de resistência é maior para os níveis de confinamento mais baixos; ou seja, a resposta é para tais níveis mais "intrinsecamente estrutural" do que granular;

(iii) os valores do coeficiente de Poisson "elástico" variam mais acentuadamente quando deduzidos da instrumentação externa sendo, pelo contrário, mais constantes quando deduzidos pela instrumentação interna, o que é consistente com a natureza destes materiais;

(iv) os ciclos de descarga e recarga apresentam histerese muito mais acentuada na instrumentação clássica, o que reflecte claramente os efeitos perniciosos dos ajustes das interfaces (repare-se que é suposto ter já havido contacto pleno das interfaces após o primeiro carregamento), particularmente na inversão de carga, onde a fluência marginal tende a manifestar-se.

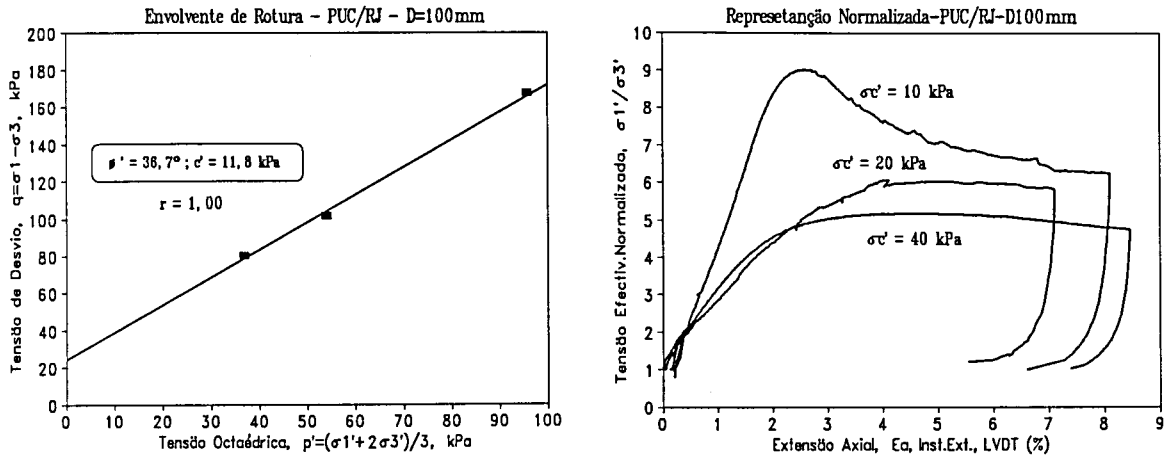
Em relação aos comentários (ii) e (iii), é interessante reportar aos valores obtidos para o módulo distorcional dinâmico (G_0) nos ensaios de "cross-hole" (5.6.3). Obtiveram-se, então, valores de incipiente crescimento com a tensão efectiva de repouso, facto que parece agora ser corroborado pela relativamente pequena influência da tensão efectiva de confinamento nos parâmetros de deformabilidade determinados pela instrumentação interna.

Em relação aos parâmetros do modelo hiperbólico revelam-se também as seguintes tendências:

(i) mesmo quando deduzidos a partir de valores relativamente elevados de tensão distorcional (70 - 95% de q_f), os módulos de elasticidade tangentes iniciais são significativamente inferiores quando deduzidos por instrumentação externa, revelando que a forte não linearidade constitutiva destes materiais só é de algum modo retratada com este tipo de instrumentação;

(ii) os baixos valores de E_{ti} e, particularmente, os muito baixos valores de R_f (veja-se por exemplo, R_f para $\sigma'_c = 10\,\text{kPa}$) deduzidos da instrumentação clássica indicam falaciosamente uma resposta de elevada linearidade; este facto é contrário pelas indicações gerais sobre o comportamento constitutivo destes materiais residuais e colide com os valores bem mais fiáveis provindos da instrumentação interna.

Quanto à resposta em termos de resistência, a realização destes ensaios com dimensões mais consonantes com a tipologia do solo, permitiu definir uma envolvente de rotura que é apresentada na Figura 6.48. A regressão obtida é elevada e os valores bastante consistentes com os determinados preliminarmente em campo (ver análise dos ensaios de carga e *in situ* nos Capítulos 4 e 5). A confirmação destes valores será feita mais exaustivamente com os elementos das restantes séries de ensaios. Pode-se observar que há uma ligeira tendência para valores da razão $\sigma'_1 / \sigma'_{3\,max}$ mais elevados para tensões de confinamento mais baixas, facto sintomático da maior reserva estrutural naqueles níveis. A Figura 6.48b ilustra de forma clara esta tendência, cujo desenvolvimento se fará, também, no decurso da análise dos resultados das restantes séries.



a) b)

Figura 6.48 - Ensaios *CID* de compressão clássica de D = 100mm (PUC/RJ): a) envolvente de rotura no espaço p'–q, parâmetros de resistência; b) Curvas σ'_1 / σ'_3 *versus* $\varepsilon_{a\ (inst.ext.)}$

6.7.3 - Ensaios triaxiais (*CID e CAD*) sobre provetes de *D*=100mm, com recurso a instrumentação externa - *TRIAFEUP*

6.7.3.1 - Descrição dos ensaios e resultados

Antes e após os trabalhos na PUC/RJ, e enquanto se procedia às diligências junto dos responsáveis pelo Laboratório de Geotecnia do Imperial College de Londres para se adquirir os meios de instrumentação interna atrás descritos, procedeu-se a um conjunto de ensaios triaxiais clássicos sob provetes de D=100mm de amostras indeformadas, que foram conduzidos com as seguintes variantes:

(i) ensaios com saturação nos termos descritos no anexo A.6.3 à excepção do valor final de contrapressão que se quedou em resultados próximos da tensão neutra esperada para a situação natural; no Quadro 6.15, em que se apresenta os índices iniciais das diversas fases dos ensaios, correspondem à designação "*C1*".

(ii) ensaios com indução de contrapressão mais elevada para análise da influência desta na resposta mecânica; são identificados no Quadro 6.15 pela designação "*C2*".

A sequência destes ensaios foi a seguinte:

(i) realização de um ensaio *CIU* até níveis de tensão distorcional tais que os valores de K_0, após avaliação, se aproxime de 0,5;

(ii) consolidação anisotrópica mantendo o valor da tensão efectiva vertical induzido na primeira fase (i);

(iii) após estabilização das deformações associadas às fases preliminares seguiram-se ensaios *CAD* cujos resultados se apresentam a seguir.

Quadro 6.15 - Parâmetros físicos das várias fases dos ensaios triaxiais *CID/CAD* sobre amostras indeformadas (D=100mm) (FEUP).

Referência / Série	Fase de montagem				u	$\sigma'_c = \sigma'_{hc}$	σ'_{vc}	Pré-corte/Pós-cons. isotrópica		Fim de corte	
	γ (kN/m^3)	e	w (%)	S (%)	(kPa)	(kPa)*	(kPa)**	e	S (%)	e	S (%)
TI_10U10/C1	17,9	0,756	21,8	76	10	10	20	0,756	87	0,814	88
TI_20U20/C1	19,0	0,670	22,9	90	20	20	20	0,662	92	0,680	92
TI_40U30/C1	18,3	0,712	21,7	80	30	40	40	0,702	89	0,698	89
TI_80U90/C1	18,2	0,781	25,5	86	90	80	160	0,767	90	0,737	94
TI160150/C1	17,8	0,760	21,1	73	150	160	320	0,693	100	0,626	100
TI320280/C1	18,8	0,690	23,3	89	280	320	640	0,660	95	0,597	96
TI10U300/C2	18,1	0,736	21,9	78	300	10	20	0,736	93	0,828	93
TI20U150/C2	18,1	0,814	26,8	87	150	20	40	0,805	95	0,825	95
TI40U150/C2	17,2	0,806	19,9	65	150	40	93	0,777	98	0,771	98

* tensão efectiva isotrópica $(\sigma'_{hc} = \sigma'_{vc})$ antes do pré-ensaio em condições não drenadas até um valor de σ_v–σ_h de forma a originar uma condição de $K_0 \cong 0{,}5$ após drenagem e estabilização - situação de **.

Dos valores do Quadro 6.15 pode verificar-se que os graus de saturação iniciais são relativamente elevados e que, como seria de esperar, o processo de saturação usado na série *C2* conduz a graus de saturação algo maiores. Contudo, pode-se admitir que uma cuidadosa percolação inicial de água ao longo do provete, nos termos atrás descritos (série *C1*), induz níveis de saturação que podem ser considerados suficientes para a análise em condições "saturadas". De facto, da comparação das respostas obtidas (entre provetes consolidados com tensões efectivas equivalentes) não se detectou diferença significativa em condições drenadas. O mesmo não deve ser generalizado para ensaios não drenados onde a resposta em termos de acréscimo das tensões neutras pode ser algo afectada por graus de saturação um pouco mais baixos que 100%.

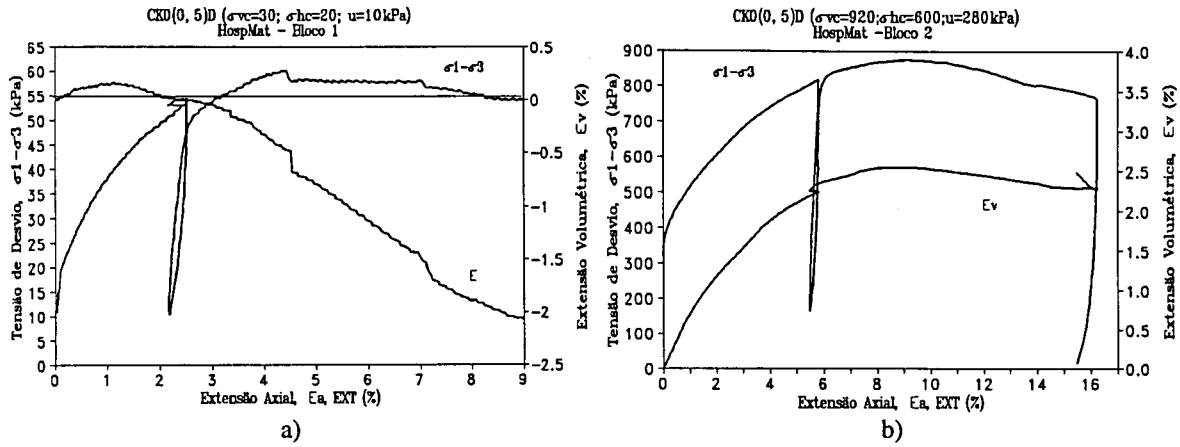


Figura 6.49 - Curvas ilustrativas de q e ε_v *versus* ε_a em ensaios triaxiais *CAD* sobre amostras indeformadas (série *TRIAFEUP*, com instrumentação externa): a) σ'_{hc} = 10 kPa; b) σ'_{hc} = 320 kPa).

As curvas representadas na Figura 6.49 ilustram as respostas de $\sigma_1-\sigma_3$ e ε_v *versus* ε_a de dois ensaios, um com o valor mais baixo e outro com o mais alto das tensões efectivas de consolidação (10 e 320 kPa), tendo as extensões sido obtidas com instrumentação clássica.

De uma forma geral, as tendências das respostas, tanto em termos de deformabilidade como de resistência, são típicas de solos com reserva estrutural para os mais baixos níveis da tensão de confinamento.

É interessante notar que, embora essa tendência seja mais clara nos ensaios em que houve instrumentação interna (ver adiante), os gradientes máximos de dilatância parecem verificar-se após o valor de pico de resistência, ou seja para maiores deformações do que o usual para solos desestruturados. Este facto, identificado para vários tipos de materiais residuais e, em particular, em saprólitos de estrutura floculada com elevadas porosidades (Viana da Fonseca, 1991), evidencia que a resistência de pico é controlada pela estrutura cimentada interparticular e não tanto pela compacidade (Leroueil e Vaughan, 1990).

6.7.3.2 - Algumas considerações sobre a deformabilidade

Para melhor sistematização da resposta paramétrica apresenta-se no Quadro 6.16 os parâmetros de deformabilidade, cuja definição foi anteriormente feita. Representa-se também as razões entre os valores dos diferentes módulos de deformabilidade com a tensão efectiva octaédrica de consolidação (E / σ'_{oct_c}). Refira-se que, a fim de homogeneizar a modelação hiperbólica destes ensaios de consolidação anisotrópica ($K_0 \cong 0{,}5$), foi necessário fazer uma adaptação que é descrita Anexo A.6.4.

Quadro 6.16 - Parâmetros de deformabilidade: dos ensaios triaxiais *CID/CAD*, com instrumentação externa (*TRIAFEUP*).

Ensaio	$\sigma'_{vc} / \sigma'_{hc}$ (kPa)	Módulos pseudo-elásticos e de descarga-recarga					Modelo hiperbólico				
		E_{el} (MPa)	E_{el} / σ'_{oct_c}	υ_{el}	E_{dr} (MPa)	E_{dr} / σ'_{oct_c}	$E_{ti,h}$ (MPa)	$E_{ti,h} / \sigma'_{oct_c}$	R_f	υ_{ti}	d
TI_10U10	20/10	16,85	1264	0,22	11,21	841	8,07	605	0,90	0,42	7,4
TI10U300	20/10	26,92	2019	0,18	15,97	1198	7,49	562	0,88	0,27	16,1
TI_20U20	20/20	≈17,64	888	0,14	17,64	882	9,73	487	0,81	0,28	16,3
TI20U150	62/20	37,13	1092	0,18	27,42	806	26,56	781	1,50	0,42	3,6
TI_40U30	40/40	41,82	1045	0,27	37,18	930	12,87	322	0,79	0,25	7,6
TI40U150	95/40	43,96	754	0,24	34,84	597	11,43	196	1,22	0,30	7,1
TI_80U90	160/80	62,08	582	0,27	29,58	277	12,43	117	0,99	0,27	5,2
TI160150	320/160	104,70	491	0,34	41,70	195	15,85	74	1,05	0,22	5,1
TI320280	640/320	180,13	422	0,31	174,84	410	41,76	98	1,06	0,19	6,7

Da análise do Quadro 6.16 pode concluir-se que:

(i) os módulos calculados entre vértices dos ciclos de descarga-recarga (E_{dr}) são muito variáveis e sujeitos aos efeitos conjuntos da fluência plástica (inércia cinemática na inversão do sentido de carga) e dos erros de ajuste nas interfaces, próprios da instrumentação externa das extensões axiais; são, naturalmente, muito sensíveis à amplitude dos ciclos respectivos (todos eles feitos - como é prática corrente - até valores próximos da tensão distorcional inicial) e ao nível de tensão do mesmo (os materiais estruturalmente cimentados perdem, reconhecidamente, rigidez de descarga-recarga com a deformação induzida até então);

(ii) os módulos pseudo-elásticos (E_{el}) são muito mais homogéneos e de crescimento mais regular com a tensão de confinamento mas a sua determinação exige uma cuidadosa identificação dos ramos rectilíneos de recarga que, com instrumentação externa, é de muito difícil selecção; este problema é substancialmente minorado com recurso a instrumentação interna;

(iii) os valores deduzidos do modelo hiperbólico (embora ficticiamente apresentem um bom ajuste à rotura, através de R_f) são claras subestimações da verdadeira resposta do solo e confirmam as reservas, antes identificadas, de que a não linearidade destes materiais é muito mais elevada do que a modelada pela aproximação de

uma hipérbole de primeira ordem e de que a opção clássica por 70-95% de $q_{máx}$ é muito pouco ajustada a solos de rigidez inicial elevada (solos estruturados--cimentados e sobreconsolidados);

(iv) os valores deduzidos da razão E / σ'_{oct_c} decrescem manifestamente com o nível de tensão efectiva de consolidação, o que reflecte uma clara perda de rigidez com a indução de tensões (mesmo que sem componente distorcional relevante, trajectórias isotrópicas ou do tipo K_0), confirmando o carácter evolutivo das características de deformabilidade, fruto da desestruturação após o limiar estrutural; saliente-se que as amostras ensaiadas foram recolhidas entre 1 a 2 m da superfície do terreno pelo que o seu estado de tensão em repouso só é reflectido nos ensaios com os mais baixos níveis de tensão efectiva de consolidação.

A relação bilogarítmica do módulo de deformabilidade com a tensão efectiva de consolidação (ver descrição no Anexo A.6.4) pode ser estabelecida pela expressão (Janbu, 1963):

$$E = K \cdot p_a \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^n \tag{6.17}$$

sendo $p_a = 101,3\text{kPa}$ a pressão atmosférica que adimensionaliza os termos da expressão. Apresenta-se no Quadro 6.17 os valores dos parâmetros K e n, para os vários módulos identificados. Na Figura 6.50 ilustra-se a variação de um dos módulos de deformabilidade (E_{el}) com σ'_c, em escala bilogarítmica.

Quadro 6.17 - Parâmetros K e n da variação exponencial dos módulos da deformabilidade com a tensão efectiva de confinamento inicial (σ'_c)

Coeficientes	Módulo E_{el}	Módulo E_{dr}	Módulo $E_{ti,h}$
K	619	523	150
n	0,775	0,588	0,284
r	0,903	0,808	0,869

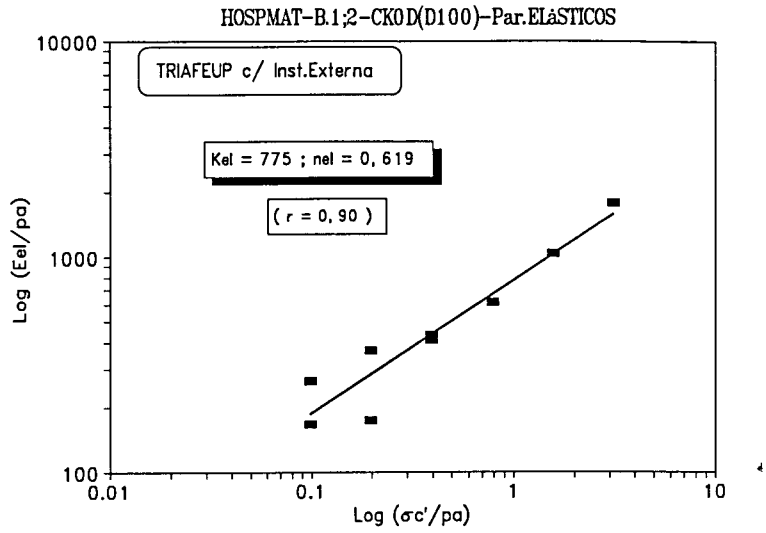


Figura 6.50 - Ilustração da variação exponencial dos módulos de deformabilidade E_{el} com σ'_c. Ensaios da série *TRIAFEUP* (instrumentação externa).

6.7.3.3 - Considerações sobre a resistência e dilatância

Na Figura 6.51 apresenta-se as curvas dos ensaios da série *C1* em termos de tensão efectiva normalizada (σ'_1 / σ'_3) e extensão volumétrica (ε_v) em função da extensão axial (ε_a). Com esta representação pretende-se explicitar o comportamento "progressivo" deste material com o aumento da tensão de consolidação. Sabendo que as amostras foram recolhidas a profundidades de 1 a 2m em relação à superfície, a que correspondem tensões efectivas verticais de repouso entre 20 e 30 kPa, só as ensaiadas em níveis de reindução das tensões de confinamento interiores ao espaço de tensões de repouso podem ser consideradas representativas do comportamento real do maciço natural. Esta afirmação é corroborada pela tipologia das curvas geradas, ou seja:

(i) só as curvas correspondentes a σ'_{hc} = 10 e 20 kPa (com K_0 = 0,5) denotam clara evidência de rotura por pico e consequente amolecimento para valores normalizados de resistências próprias do estado estável (crítico); os valores da tensão efectiva normalizada para que tendem os resultados dos ensaios com tensões mais elevadas (onde o nível de desestruturação por consolidação isotrópica é elevado), são um indicativo desse estado (verifica-se uma tendência para o desaparecimento da dilatância na rotura); incipientemente o ensaio com σ'_{hc}=40kPa parece ter ainda um comportamento normalizado misto, indicando baixos níveis de desestruturação;

(ii) a resposta volumétrica revela a mesma tendência, com aumentos de volume para as mais baixas tensões; é também notório que nestes casos o ramo de máxima dilatância é posterior (em termos deformacionais) ao ponto definidor de rotura ($(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}$), o que corrobora indicações anteriores de que a resistência é do tipo estrutural e não pode ser indexada exclusivamente à resposta volumétrica, até porque a compacidade natural é relativamente moderada (Leroueil e Vaughan, 1990 e Viana da Fonseca, 1991).

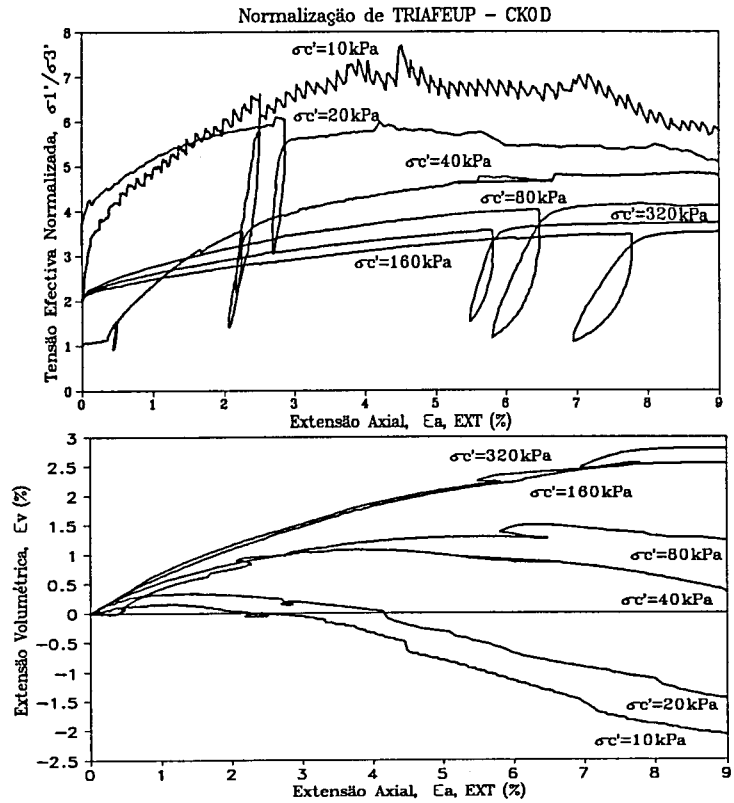


Figura 6.51 - Curvas normalizadas dos ensaios *TRIAFEUP* (com instrumentação externa).

Quanto mais baixas são as tensões de consolidação mais elevadas são as tensões de cedência normalizadas (esta pode ser identificada pela perda de rigidez numa representação do tipo σ_1'/σ_3'). Estes limiares elasto-estruturais correspondem ao início da plastificação associada à quebra das ligações estruturais e verificam-se muito antes da rotura, só atingida para deformações bem mais elevadas e após reduções de volume assinaláveis.

Estes conceitos, que se incorporam na identificação destes estados característicos de cedência, rotura e dilatância máxima, foram objecto de considerações mais desenvolvidas e ilustrações num artigo do autor (Viana da Fonseca, 1991) onde se apresentou um número

elevado de ensaios triaxiais sobre amostras de saprólitos de granito recolhido no, então em construção, túnel ferroviário de Gaia de acesso à Ponte S. João. Nos resultados apresentados identificaram-se dois tipos de cedência, definidas por pontos de transição da variação de rigidez e enquadraram-se as resistências de pico com as várias razões de dilatância, esta última tanto mais desfasada daqueles quanto mais preservada se apresentava a estrutura cimentada natural, e a que correspondiam simultaneamente os níveis mais baixos de tensão efectiva de confinamento. Estes conceitos, essencialmente fenomenológicos, não serão aprofundados neste trabalho mas podem ser verificados nas curvas obtidas.

Sobre a dualidade de rotura de pico e de estado crítico deduzida de ensaios sobre provetes com diferentes valores da tensão efectiva de consolidação e que apresentam reserva estrutural associada à cimentação (solos residuais ou solos sedimentares antigos), Atkinson (1993) refere que há três formas de equacionar a rotura de pico:

(i) o uso da equação de Mohr-Coulomb com a introdução de uma coesão (que pode ser aparente em solos granulares - densos);
(ii) o ajuste de uma envolvente curvilínea aos pontos de pico (variando o ângulo de atrito);
(iii) a inclusão da contribuição de resistência devida à dilatância.

Usando o procedimento (i) fica por definir qual a parcela devida à cimentação estrutural, presente nos materiais residuais, e a correspondente à parcela volumétrica. Saliente-se que nos ensaios com tensões de consolidação mais moderada há uma clara tendência para aumento de volume, o que poderia associar a reserva de resistência à dilatância. No entanto, resultados de ensaios de compressão diametral (brasileiros) realizados sobre amostras indeformadas (ver 6.10), permitem constatar que a parcela relativa à resistência à tracção, embora incipiente, não é desprezável (5,2-7,0kPa).

Na Figura 6.52a desenha-se os pontos correspondentes à rotura dos provetes ensaiados, cujo alinhamento é muito bom ($r \cong 1{,}0$), e deduzem-se os parâmetros de resistência de $\phi' \cong 34{,}6°$ e $c' = 7{,}2$kPa. Verifica-se que o ângulo de atrito é algo menor que o fornecido pelos resultados da PUC/RJ e pelos que em seguida se apresentam.

É, ainda, importante considerar a questão das diferenças entre os índices de vazios iniciais dos provetes ensaiados. Sendo a compacidade inicial dos vários provetes distinta, facto também verificado na rotura (consequência da evolução volumétrica durante a fase de corte), é proposto na bibliografia, em particular nas escolas que seguem as novas noções de estados críticos e estáveis (Atkinson, 1993), que se use a tensão efectiva equivalente $\sigma'_e(p'_e)$ que corresponde à tensão efectiva média na linha dos estados críticos ou estáveis (*LEE*) para o índice de vazios na rotura.

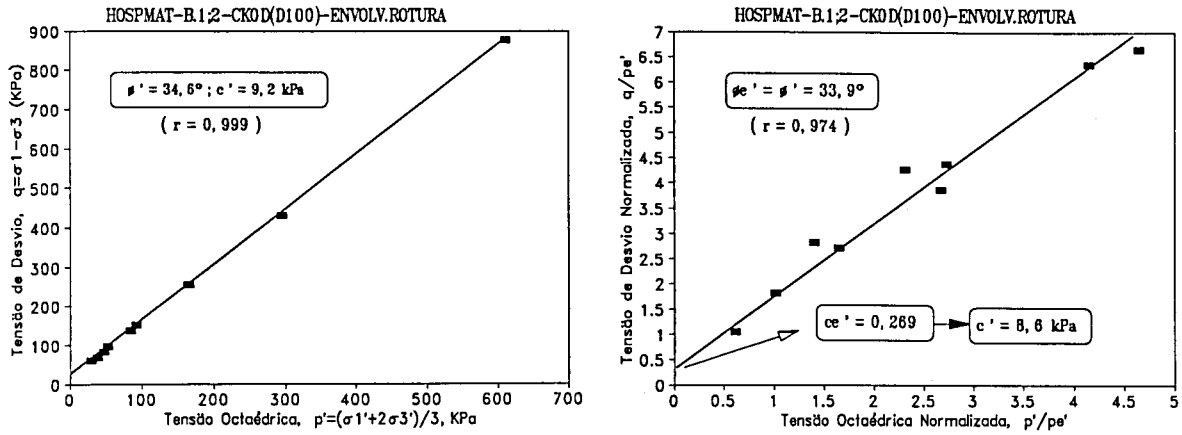


Figura 6.52 - Envolvente de rotura em ensaios *CID* e *CAD* da série *TRIAFEUP*.
a) valores directos; b) valores normalizados do índice de vazios.

A definição da *LEE* será descrita em pormenor em 6.9, sendo a expressão que relaciona o p'_e com o índice de vazios na rotura, e, a seguinte:

$$\log_{10} p'_e = \frac{e_\Gamma - e}{C_c} \tag{6.18}$$

em que no caso presente C_c = 0,259 e e_Γ = 1,151, sendo este o índice de vazios da *LEE* correspondente à tensão efectiva média unitária.

No Quadro 6.18 apresenta-se os valores dos índices de vazios na rotura (pico) dos ensaios realizados, bem como os correspondentes valores da tensão efectiva normalizada. É clara a variação desses índices de vazios, consequência da própria dispersão dos valores iniciais mas também fruto da resposta dilatante dos vários ensaios. A normalização, nos termos descritos, permite eliminar a influência desta variação e assim compatibilizar os vários ensaios com vista à determinação dos parâmetros de resistência fundamentais.

Quadro 6.18 - Índices de vazios e tensão efectiva octaédrica normalizada (p'_e) na rotura (pico).

Ensaio	*TI_10U10*	*TI 10U300*	*TI_20U20*	*TI 20U150*	*TI_40U30*	*TI 40U150*	*TI_80U90*	*T160U150*	*T 320U280*
σ'_{hc} / σ'_{vc} (kPa)	10/20	10/20	20/20	20/62	40/40	40/95	80/160	160/320	320/640
e_i	0,756	0,736	0,662	0,805	0,702	0,777	0,767	0,693	0,660
e_f	0,807	0,744	0,661	0,800	0,690	0,764	0,737	0,622	0,602
p'_e (kPa)	21,3	37,1	77,9	22,6	55,6	31,0	39,7	110,5	131,6

Na Figura 6.52b apresenta-se a "envolvente" no espaço normalizado, a que corresponde o ângulo de atrito $\phi'_e = \phi' = 33{,}9^\circ$, um pouco mais baixo que o determinado directamente. Da ordenada adimensional na origem, c'_e, obtém-se a coesão corrigida através de:

$$c'_{corr} = c'_e \cdot p'_{e0} \tag{6.19}$$

sendo p'_{e0} a tensão octaédrica efectiva de referência para o valor nulo desta tensão corrente ($p' = 0$), cuja determinação resulta de uma regressão entre os valores de $p'_{f,\text{pico}}$ com os índices de vazios correspondentes. Dos ensaios realizados retira-se $e_0(p'=0) = 0{,}761$ a que, pela expressão (6.18), corresponde $p'_{e0} = 32\,\text{kPa}$, pelo que a coesão corrigida será igual a $c'_{corr} = 8{,}6\,\text{kPa}$, valor um pouco mais baixo que o determinado directamente. Isto confirma a existência, de facto, de resistência ao corte para tensão efectiva normal nula. A existência desta coesão (resistência à tracção) leva a pensar que a hipótese (ii) de representação da envolvente de rotura, curvilínea com ordenada na origem nula (típica de solos granulares densos), não é ajustada a este tipo de materiais e, por isso, não será considerada.

A alternativa (iii) de interpretação dos estados de rotura de pico, pela conjunção da parcela atrítica e de forças adicionais de "imbricamento" interparticular, leva a considerar a envolvente expressa por:

$$\tau / p' = \text{tg}(\phi'_{cv} + \psi) \tag{6.20}$$

A determinação do ângulo de dilatância (ψ) deve ser feita para o ponto de pico, sendo possível avaliar a sua variação com o nível de tensão efectiva octaédrica na rotura (mais fundamental) ou com a inicial (mais prática). Para os ensaios realizados fez-se essa avaliação do ângulo ψ para os pontos correspondentes a $q/q_f = 1$. No Quadro 6.19 apresenta-se esses valores e as respectivas tensões octaédricas efectivas de início de ensaio e de pico.

Quadro 6.19 - Valores do ângulo de dilatância na rotura de pico *TRIAFEUP*.

p'_0 (kPa)	13,3	13,3	26,7	34,0	53,3	58,3	106,7	213,3	426,7
p'_f (kPa)	37,5	29,9	47,4	52,4	91,9	84,6	164,8	295,1	611,6
ψ (°)	20	20	17	12	14	10	7	0	0

As expressões de variação do ângulo de dilatância com as tensões efectivas octaédricas, são as seguintes:

$$\psi(^\circ) = 38{,}3 - 15{,}8 \cdot \log\left(p'_0, \text{kPa}\right), \quad r = 0{,}94 \tag{6.21}$$

$$\psi(^\circ) = 48{,}8 - 19{,}4 \cdot \log\left(p'_f, \text{kPa}\right), \quad r = 0{,}91 \tag{6.22}$$

A expressão que caracteriza o estado de rotura assume, para os ensaios triaxiais em representação q–p', a seguinte forma:

$$q_f / p'_f = M_{cv} - (d\varepsilon_v / d\varepsilon_s)_f \tag{6.23}$$

sendo M o parâmetro de rotura para a condição do estado estável (crítico) que em compressão é igual a:

$$M_{cv} = \frac{6 \cdot \operatorname{sen} \phi'_{cv}}{3 - \operatorname{sen} \phi'_{cv}} \tag{6.24}$$

e

$$\left(\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_s}\right)_f = -\psi \tag{6.25}$$

Para o caso em análise, o valor do ângulo de atrito crítico é igual a (ver 6.9) $\phi'_{cv} = 31{,}6^\circ$ pelo que $M_{cv} = 1{,}27$. Substituindo (6.21) em (6.23), atendendo a (6.25), obtém-se:

$$q_f / p'_f = 1.27 + \operatorname{tg}\left[38{,}3^\circ - 15{,}8^\circ \cdot \log\left(p'_0, \text{kPa}\right)\right] \tag{6.26}$$

que pode ser facilmente implementado numa análise em rotura. Note-se que a partir de uma dada tensão limite, o valor do ângulo de dilatância na rotura se anula, ou seja, para $p'_0 \geq 265\text{kPa}$ tem-se $\psi = 0^\circ$, logo, nessas circunstâncias:

$$q_f / p'_f \ (= M_{cv}) = 1{,}27 \tag{6.27}$$

Ora, se se confrontar os valores de q_f obtidos directamente a partir da envolvente atrás definida por c' e ϕ', em função de p'_0, e os calculados por estas últimas expressões (6.26) e (6.27), derivadas da análise em termos exclusivamente dilatantes, verifica-se que estes últimos são manifestamente conservativos, pelo menos para a gama de tensões efectivas de consolidação estudadas. A inadaptabilidade das análises de rotura nestes termos, para solos residuais cimentados, resulta de que a parcela dilatante constitui somente um factor adicional de resistência menos determinante que a parcela de cimentação estrutural, pelo que a sua consideração (ainda que os ângulos de dilatância sejam cuidadosamente determinados) não traduz a verdadeira índole da resistência desses solos.

6.7.4 - Ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna sobre provetes de *D*=100mm de amostras indeformadas (FEUP-*CLASSELE*)

6.7.4.1 - Descrição dos ensaios e resultados

Em meados de 1994 o Laboratório de Geotecnia da FEUP dispunha dos electro--inclinómetros, desenvolvidos no Imperial College de Londres, descritos no Anexo A.6.2, tendo-se decidido realizar os ensaios triaxiais que se descrevem a partir de agora. Neles se incluiu uma nova série de ensaios *CID* sobre provetes de diâmetro de 100mm e altura sensivelmente dupla, usando uma câmara de grandes dimensões (para provetes até 150 mm de diâmetro, caso não seja usada instrumentação interna), que é ilustrada na Figura A.6.1.1 (no Anexo A.6.1).

No Quadro 6.20 apresenta-se os parâmetros físicos nas diversas fases dos 5 ensaios *CID* realizados. Os valores referentes à fase de montagem indicam que o bloco (bloco 3) de onde os provetes foram retirados se apresenta mais denso, para além de exibir uma granulometria um pouco mais grosseira do que os restantes.

Quadro 6.20 - Parâmetros físicos das diversas fases dos ensaios *CID* com instrumentação interna (*CLASSELE*).

Referência	$\sigma'_{c0} = p'_0$	Fase de montagem				Pré-corte/Pós-consolidação		Fim do corte	
	(kPa)	γ (kN/m^3)	e	w (%)	S (%)	e	S (%)	e	S (%)
CLASS10	10	19,2	0,681	25,4	98,1	0,681	99,7	0,709	99,7
CLASS20	20	20,0	0,595	23,4	99,8	0,586	100	0,634	100
CLASS40	40	19,4	0,572	18,4	84,6	0,548	99,9	0,555	99,9
CLASS100	100	19,3	0,627	22,0	92,1	0,595	100	0,559	100
CLASS400	400	19,1	0,659	22,9	91,2	0,558	99,7	0,499	99,7

Refira-se que em todos os ensaios se procedeu a ciclos de descarga e recarga intermédios, tendo havido o cuidado de os realizar a partir de níveis de tensão de desvio moderados em relação à rotura, à excepção do ensaio com tensão efectiva de consolidação de 40 kPa, em que esse ciclo foi, propositadamente, realizado próximo da tensão de desvio de rotura, procurando, com isso, avaliar a importância desse nível de tensão de início de descarga nos valores deduzidos dos módulos de descarga e recarga e "pseudo-elásticos".

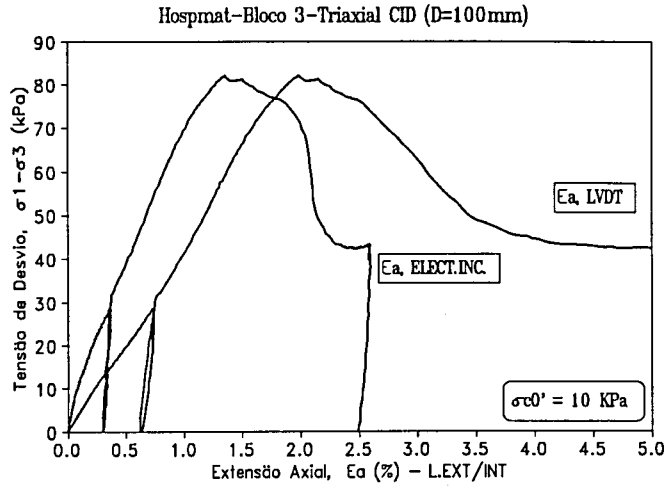


Figura 6.53 - Curvas obtidas num ensaio *CID* com instrumentação externa e interna (σ'_c = 10 kPa).

As resposta obtidas, ilustradas para um dos ensaios na Figura 6.53, permitem constatar que as amostras apresentam forte fragilidade para mais baixas tensões de confinamento efectivas, enquanto para as mais altas tensões, devido, como já foi referido, à forte indução de plastificações volumétricas (colapsíveis), se perde essa característica, ou seja, para tensões de confinamento relativamente elevadas as respostas são típicas de materiais desestruturados, particularmente, pelo facto de as amostras terem sido recolhidas em horizontes de moderados estados de tensão em repouso. Por outro lado, verifica-se que para as menores tensões de confinamento (10 e 20kPa) os pontos de pico de resistência são mobilizados antes da razão dilatante mais elevada, o que corrobora a anterior conclusão de que um solo com estas características é comandado pelas ligações cimentadas interparticulares e não tanto pelas tendências dilatantes de um hipotético imbricamento; este último, característico de um solo granular denso, é claramente incompatível com a natureza flocular da matriz de compacidade moderada.

Na Figura 6.54 mostra-se os gráficos da variação da tensão normalizada (σ'_1 / σ'_3) e da extensão volumétrica (ε_v) com a extensão axial (ε_a) obtidos pela instrumentação interna. No caso da menor tensão de confinamento, a relação entre os valores de pico é cerca de 2,5 vezes superior às relativas aos estados estáveis (críticos) para os quais tendem as curvas do solo. Também a dilatância, que é consequência da expansão necessária para quebrar as ligações cimentícias, evolui consideravelmente de níveis próprios de materiais densos ($\psi \equiv \phi'$, ver as considerações que se seguem sobre resistência) para valores nulos característicos de solos soltos ou normalmente consolidados ($\psi = 0$).

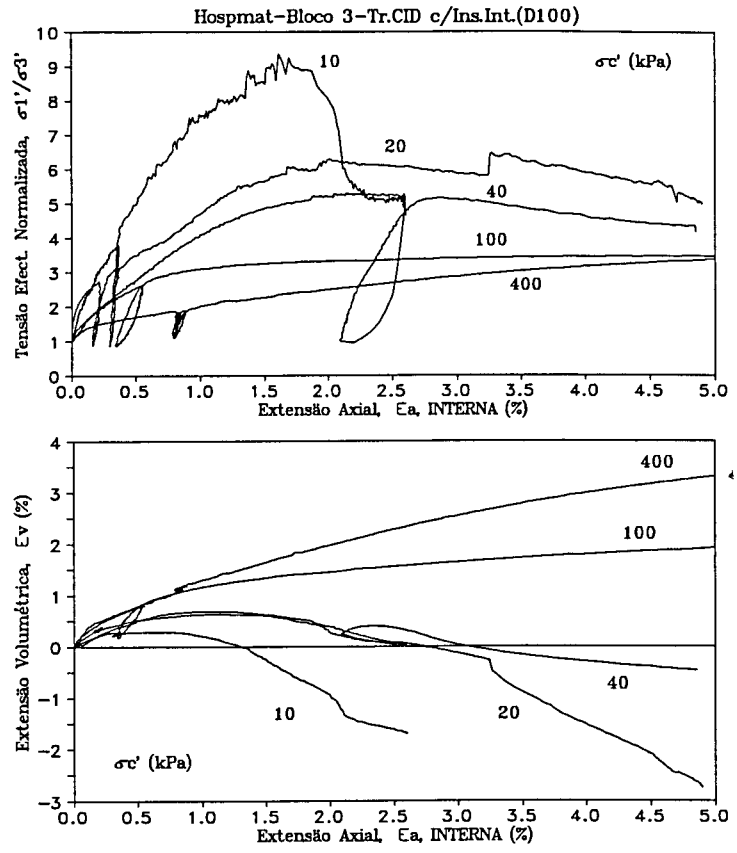


Figura 6.54 - Curvas normalizadas dos ensaios *CID* sobre amostras indeformadas de $D = 100$mm e com instrumentação interna. *CLASSELE* (FEUP).

6.7.4.2 - Características de deformabilidade

Das curvas anteriores foi possível deduzir os parâmetros de deformabilidade que se apresentam no Quadro 6.21, distinguindo-se os valores obtidos através de instrumentação clássica (externa) e com electro-inclinómetros (interna).

Da análise dos valores do quadro pode-se concluir o seguinte:

(i) não são só os módulos tangentes iniciais hiperbólicos, mas também os de descarga-recarga, que apresentam diferenças substanciais entre os valores deduzidos da instrumentação interna e externa; estas diferenças poderiam ser devidas a erros de ajuste e à deformabilidade das peças de interface e, embora oneroso, poderiam ser eliminados por muito cuidadosas calibrações de todas as peças envolvidas (Anexo A.6.3); no entanto, as diferenças mantêm-se, e de ordem de grandeza similar, entre os valores de E_{el}, considerando os dois tipos de instrumentação, o que indica que os erros e a própria precisão dos sistemas de

medição clássicos afectam os valores da rigidez em qualquer das vertentes consideradas;

(ii) como havia sido constatado nos resultados obtidos na PUC/RJ, os valores deduzidos da razão E / σ'_{oct_c} decrescem manifestamente com a tensão efectiva de consolidação, o que reflecte a perda de rigidez com a indução crescente destas tensões, confirmando o carácter evolutivo das características de deformabilidade, fruto da desestruturação após o limiar estrutural.

Quadro 6.21 - Parâmetros de deformabilidade - *CLASSELE* (FEUP).

Ensaio	σ'_c kPa	Tipo de Instru.	Mód.s descarga-recarga e pseudo-elástico					Modelo hiperbólico				
			E_{el} (MPa)	E_{el} / σ'_{oct_c}	E_{dr} (MPa)	E_{dr} / σ'_{oct_c}	υ_{el}	E_{ti} (MPa)	E_{ti} / σ'_{oct_c}	R_f	υ_{ti}	d
CLASS10	10	EXT.	27,64	2764	22,81	2281	0.32	4,65	465	0,07	0.27	23.7
		INT.	68,31	6831	41,28	4128	0.26	9,69	969	0,34	0.26	37.2
CLASS20	20	EXT.	45,29	2265	20,41	1021	0.32	7,59	379	0,44	0.21	20.5
		INT.	92,29	4615	49,01	2451	0.26	9,69	485	0,43	0.16	31.4
CLASS40	40	EXT.	27,39*	872*	18,07*	452*	0.19*	11,10	278	0,41	0.20	20.5
		INT.	48,19*	1573*	30,54*	764*	0.16*	20,61	515	0,59	0.10	43.7
CLASS100	100	EXT.	74,63	783	63,17	622	0.26	42,11	421	0,70	0.05	22.1
		INT.	128,55	1427	85,77	845	0.20	97,75	977	0,93	0.17	8.8
CLASS400	400	EXT.	331,84	866	265,71	664	0.31	34,56	86	0,60	0.12	7.5
		INT.	451,21	1373	338,40	846	0.24	48,31	121	0,70	0.07	11.7

* Valores pouco representativos do comportamento "elástico", dado o elevado nível de início de descarga.

Saliente-se que nas zonas de maior integridade estrutural - interiores ou próximas dos limiares elásticos ("yield locus") - é, conceptualmente, de esperar reduzidas dissipações energéticas por plastificação histerética. Este facto é claro nos ciclos de descarga e recarga das tensões mais baixas (10 e 20kPa) se representados a partir da instrumentação interna, sendo, curiosamente, menos evidente se se reportar à instrumentação externa (ver Figura 6.55a). Pelo contrário, para as tensões mais elevadas a plastificação histerética é bem mais acentuada (ver Figura 6.55b). Esta notória tendência histerética é, assim, um factor viciador de uma análise constitutiva fiável, razão pela qual tem sido nos estudos do comportamento cíclico dos solos onde mais se tem recorrido à instrumentação interna (Correia, 1987; Tatsuoka e Shibuya, 1992).

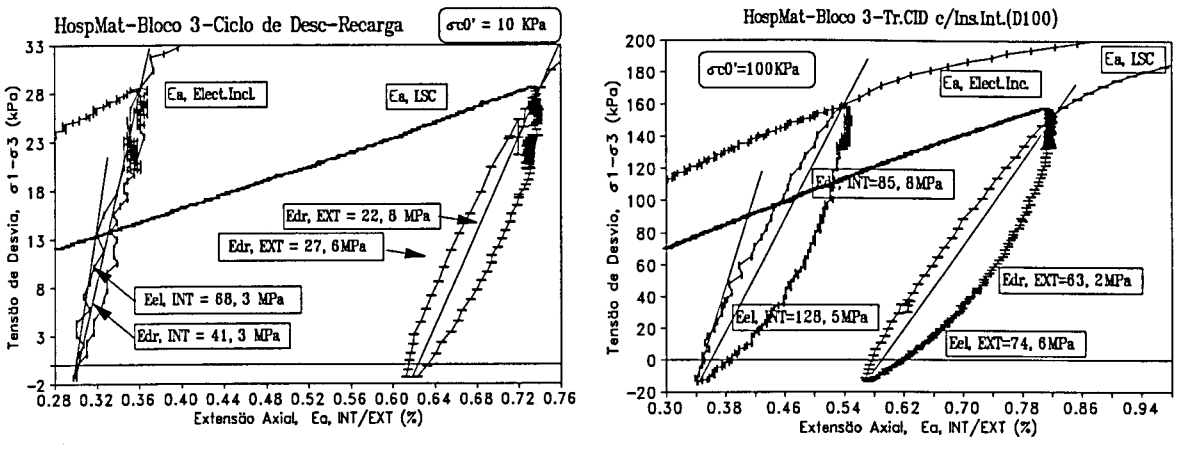


Figura 6.55 - Módulos de deformabilidade de descarga-recarga e "pseudo-elásticos". Instrumentação interna e externa. (*CLASSELE*): a) σ'_c=10 kPa; b) σ'_c=100 kPa.

Dos ensaios realizados deve-se salientar as seguintes particularidades:

(i) $\sigma'_{c0} = 40\,\text{kPa}$: este nível de tensão efectiva isotrópica de consolidação não estará longe do limiar estrutural associado às solicitações do tipo volumétrico, isto porque, tratando-se de amostras indeformadas recolhidas entre 1 e 2 m da superfície, os valores das tensões efectivas octaédricas de repouso oscilarão entre 12 e 17 kPa (para K_0=0,5 e γ=20kN/m^3), além de que (ver 6.2.5) a tensão de pré--consolidação virtual (reflexo desse limiar elasto-estrutural) é manifestamente superior àquela tensão de confinamento (mesmo considerando a condição K_0); no entanto, o facto de se ter realizado o ciclo de descarga e recarga para níveis de tensão de desvio muito elevados (próximo da rotura) "conduziu" o estado do material para além do limiar elástico de cariz distorcional (note-se que, embora distintas, nos solos estão sempre associadas superfícies de cedência do tipo volumétrico e distorcional); por esta razão, os valores de E_{el} e E_{dr} (assinalados por "*" no Quadro 6.21) e, ainda mais substancialmente, os de E_{el}/σ'_{oct} e E_{dr}/σ'_{oct} correspondentes a este ensaio, são muito mais baixos do que os dos ensaios de tensões mais baixas, salientando, de acordo com as considerações antes feitas para os ensaios de carga *in situ* (particularmente os pressiómetros), a necessidade de se implementar estes ciclos em níveis de tensões distorcionais o mais baixos possível, procurando que os módulos deles deduzidos representem, o mais possível, as características elásticas ou pseudo-elásticas dos solos cimentados;

(ii) $\sigma'_{c0} = 100\,\text{kPa}$: no ciclo realizado há uma maior componente histerética que resulta de uma excessiva amplitude do mesmo, vindo de encontro à ideia de que os ciclos devem ser conduzidos com baixas amplitudes de tensão, em particular, em relação à dimensão do próprio espaço de limiar elástico; na Figura 6.55

ilustra-se bem essa diferença de comportamento dos ciclos deste ensaio e do ensaio de 10 kPa, que neste último foi realizado a partir de um tensão de desvio baixa e a sua amplitude foi reduzida, podendo-se, com alguma segurança, considerar dentro do limiar elasto-estrutural referido;

(iii) $\sigma'_{c0} = 400\,\text{kPa}$: os ciclos tomaram diferentes amplitudes, embora todas moderadas, denotando grande consistência entre si em resultado de neste ensaio o material se aproximar de um solo granular (desestruturado).

A título de curiosidade, representa-se na Figura 6.56 a resposta da tensão efectiva normalizada, em descarga e recarga, dos ensaios realizados, em relação à extensão axial e onde se evidencia o carácter "evolutivo" da inclinação média daqueles ciclos com a tensão efectiva de consolidação (inclinação essa que não representa um módulo de deformabilidade, tendo em vista o carácter adimensional da variáveis representadas). Este facto já havia sido reflectido na diminuição das razões E/σ'_{oct} com o aumento da tensão efectiva de consolidação, representadas no Quadro 6.21.

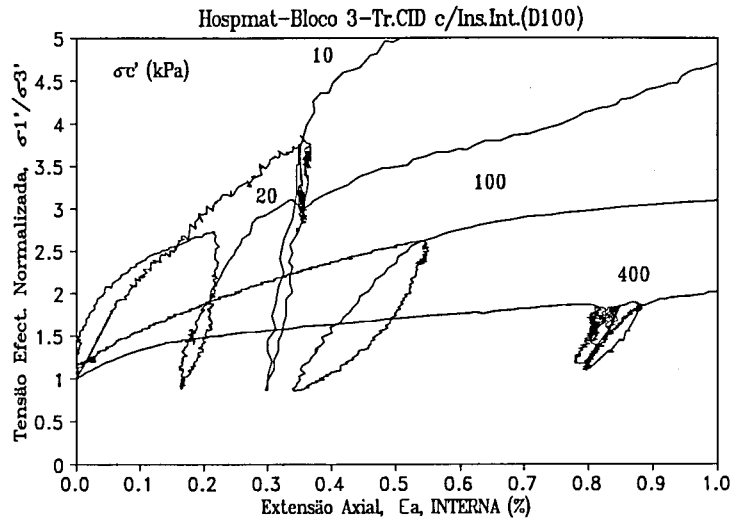


Figura 6.56 - Variação da deformabilidade com o nível de tensão de confinamento, à luz da uma representação normalizada entre σ'_1 / σ'_3 *versus* ε_a.

Quadro 6.22 - Parâmetros de variação dos módulos de deformabilidade com σ'_c (*CLASSELE*), kPa.

Param.	E_{el} (pseudo-elástico)		E_{dr} (Vért. histeresis)		E_{ti} (70-95%)	
	INST. INT.	INST. EXT.	INST. INT.	INST. EXT.	INST. INT.	INST. EXT.
K	2074	1139	1228	813	364	272
n	0,533	0,642	0,551	0,693	0,574	0,570
(*r*)	0,917	0,943	0,914	0,930	0,661	0,606

No que respeita à variação de rigidez com a tensão de confinamento, o Quadro 6.22 apresenta os parâmetros de dependência exponencial de E com σ'_c, resultante da aplicação da expressão de Janbu (1963). O valores mostrados no quadro resultam da regressão entre os pontos de σ'_c = 10, 20, 100 e 400 kPa, cujos valores se consideram mais representativos, atendendo ao facto do ciclo de descarga-recarga do ensaio com σ'_c = 40 kPa se ter realizado após rotura. Os valores apresentados no quadro sugerem as seguintes considerações:

(i) a determinação do módulo tangente inicial a partir de uma formulação do tipo hiperbólico de primeiro grau, sobretudo quando se tomam os pontos de ajuste na gama da tensão de desvio entre 70 e 95% de q_f, conduz a valores muito baixos da deformabilidade inicial; de facto, como já foi referido, os solos estruturados estão longe de serem modeláveis por uma lei deste tipo, sendo corrente recorrer a hipérboles de ordem superior (Hardin e Drnevich, 1970; Shibuya *et al.*, 1991; Tatsuoka e Shibuya, 1992) ou a leis de dependência de outro tipo (Jardine *et al.*, 1986 - ver 6.11.3.4); os valores que foram deduzidos são, por isso claramente conservativos;

(ii) os coeficientes de correlação dos módulos relativos aos ciclos de descarga-recarga são elevados, facto que leva a crer que os mesmos foram bem conduzidos.

As relações entre parâmetros deduzidos da instrumentação externa e interna indicam-se no Quadro 6.23. Os valores aí incluídos revelam que a rigidez estrutural, traduzida directamente pelo parâmetro K e deduzida da instrumentação interna, é substancialmente mais elevada do que a determinada pela instrumentação externa, tendo sido encontrados resultados cerca de 80% mais elevados. Pelo contrário, os valores de n obtidos com a instrumentação interna são inferiores aos calculados a partir da instrumentação externa, corroborando a tendência observada nos módulos de distorção máximos (G_0), determinados nos ensaios "*cross-hole*" (ver 5.6.3). De facto, a dependência dos módulos de deformabilidade pseudo-elásticos com a tensão efectiva de confinamento é menor quando parametrizados a partir da instrumentação interna (ver Quadro 6.22).

Quadro 6.23 - Relação entre os parâmetros K e n deduzidos da instrumentação interna e externa.

Tipo módulos / Paramêtros	E_{el}	E_{dr}	E_{ti}
K_{int}/K_{ext}	1,80	1,50	1,34
n_{int}/n_{ext}	0,83	0,80	1,00

6.7.4.3 - Dilatância e resistência

A consideração da dilatância, neste ponto relativo à resistência, far-se-á exclusivamente nos níveis de rotura. O ângulo de dilatância atinge o seu máximo, como se viu, após o pico de resistência nas mais baixas tensões de confinamento e será tomado nesta vizinhança. A interpretação da resistência à luz das aproximações coesiva ou dilatante será feita nos mesmos termos usados para os ensaios *TRIAFEUP*. A resposta volumétrica constitutiva é, contudo, um fenómeno progressivo de desenvolvimento de trabalhos plásticos como componentes isotrópicas e distorcionais, e será analisada em pormenor aquando da modelação elasto-plástico destes ensaios (ver 8.5).

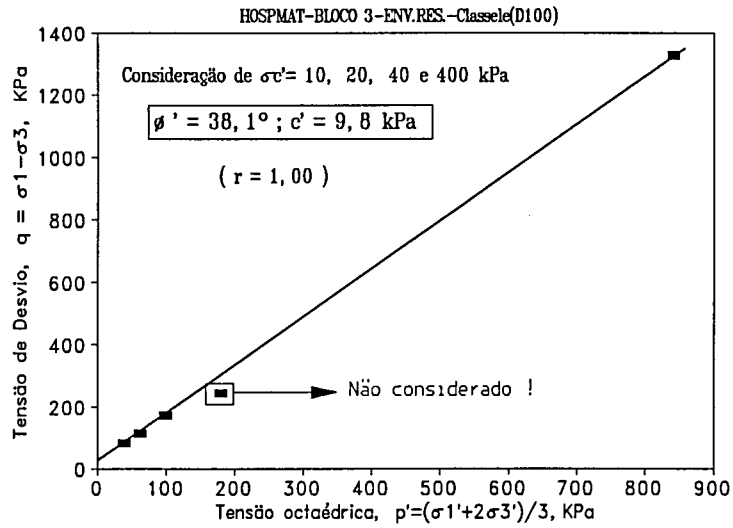


Figura 6.57 - Envolvente de rotura (de pico) deduzida nos ensaios *CLASSELE* (*CID; D* = 100mm).

Os resultados dos ensaios em análise nos pontos correspondentes à rotura de pico estão representados, no espaço de tensões p'–q, na Figura 6.57. Os parâmetros de resistência foram calculados considerando todos os pontos (i) e só os valores correspondentes às tensões mais baixas, interiores ao limiar elasto-estrutural (ii), e são os seguintes:

(i) σ'_c = 10, 20, e 40 kPa: $\phi' = 38{,}1°$ e $c' = 9{,}8$ kPa ($r = 1{,}0000$)

(ii) σ'_c = 10, 20, 40 e 400 kPa: $\phi' = 36{,}8°$ e $c' = 11{,}6$ kPa ($r = 0{,}9998$)

Prescindiu-se do ponto relativo à tensão σ'_c = 100kPa por se encontrar manifestamente deslocado em relação aos restantes.

Para que a envolvente de resistência seja estimada independentemente dos distintos índices de vazios, iniciais e na rotura, cuja variação é fruto de pequenas heterogeneidades naturais e da própria evolução volumétrica ao longo da indução distorcional, normalizaram-se os valores dos invariantes da tensão q e p', nos termos descritos no ponto anterior, em relação à tensão octaédrica referida à linha dos estados estáveis-críticos (p'_e). Na Figura 6.58 representa-se os pontos obtidos e os parâmetros deduzidos, sendo os valores de normalização resumidos no Quadro 6.24.

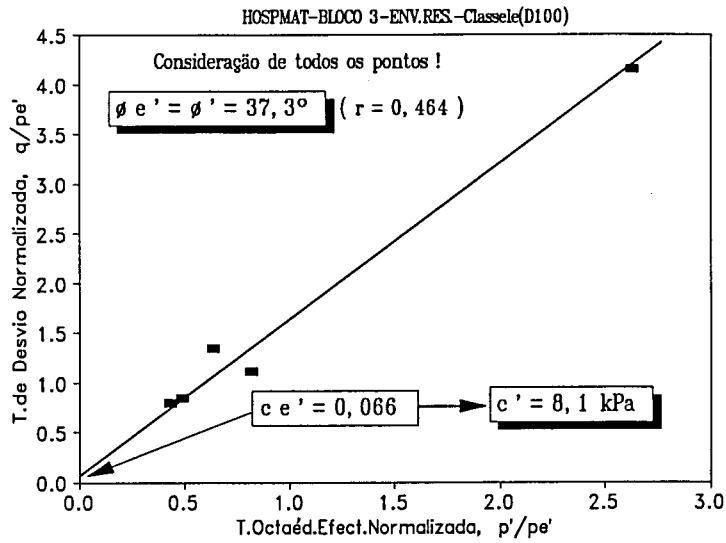


Figura 6.58 - Envolvente de rotura normalizada em relação aos índices de vazios (*LEE*).

Quadro 6.24 - Valores de normalização dos invariantes de tensão na rotura de pico em relação à tensão efectiva octaédrica da Linha de Estados Estáveis.

Ensaio	*CLASS10*	*CLASS20*	*CLASS40*	*CLASS100*	*CLASS400*
σ'_{c0} (kPa)	10	20	40	100	400
e_f(pico)	0,688	0,593	0,553	0,545	0,502
$p'_e(LEE)$ (kPa)	61,2	142,7	203,7	218,9	320,1
p'_f / p'_e	0,637	0,430	0,488	0,815	2,629
q_f / p'_e	1,341	0,802	0,847	1,116	4,148

Como se indica na figura obteve-se $\phi'_e = \phi' = 37{,}3°$ e $c'_{cal} = 8{,}1\,\text{kPa}$. Estes valores são bastante convergentes com os deduzidos anteriormente dos resultados dos ensaios *in situ*, em

particular, da interpretação da rotura dos ensaios de carga (placas e sapata experimental), embora o coeficiente de regressão seja baixo e reflicta alguma heterogeneidade material, parcialmente imputável às próprias tensões de consolidação induzidas para além do limiar elasto-estrutural. O valor ligeiramente superior do ângulo de atrito destes ensaios com provetes do *BLOCO3* em relação aos da série *TRIAFEUP,* é resultado da compacidade ligeiramente mais elevada desta amostra. É, no entanto, um valor mais próximo do que foi obtido a partir da retroanálise da rotura dos ensaios de carga em placa e sapata protótipo, descrita no Capítulo 4, ou da interpretação dos ensaios *in situ,* apresentada no Capítulo 5, o que poderá indiciar melhor representatividade do solo amostrado neste bloco em relação à massa envolvida nos restante ensaios. A componente coesiva mantém-se nos mesmos níveis dos valores anteriormente deduzidos.

À luz do que se fez para os resultados anteriores, determinou-se a variação do ângulo de dilatância em função de p'_0 e p'_f, cujas expressões são as seguintes:

$$\psi^{(o)} = 67{,}7 - 32{,}8 \cdot \log\left(p'_0\,,\ \text{kPa}\right), \quad r = 0{,}941 \tag{6.28}$$

$$\psi^{(o)} = 113 - 49{,}3 \cdot \log\left(p'_f\,,\ \text{kPa}\right), \quad r = 0{,}933 \tag{6.29}$$

válidas, conceptualmente, a partir da tensão de repouso analisada (p'_0 = 10kPa) e até ao valor em que ψ se anula ($p'_f \geq 200\text{kPa} \equiv p'_0 \geq 115\text{kPa}$).

Quadro 6.25 - Comparação das razões de rotura observadas e estimadas a partir da dilatância na rotura de pico.

$\sigma'_c\,(\text{kPa})$	10	20	40	100	400
$q_f / p'_f\,(\text{pico})$	2,106	1,865	1,734	1,370	1,578
$q_f / p'_f - \psi$ (exp_)	1,968	1,737	1,541	1,27	1,27

Na mesma base da análise dos resultados dos ensaios *TRIAFEUP,* e considerando a envolvente em termos atríticos e dilatantes, obtém-se a seguinte expressão:

$$q_f / p'_f = 1{,}27 + \text{tg}\left(67{,}7° - 32{,}8° \cdot \log p'_f\,,\ \text{kPa}\right) \tag{6.30}$$

que é igualmente conservativa, pelas razões atrás expostas e como se pode ver pelos valores comparados do Quadro 6.25.

A finalizar estas considerações sobre a interpretação do ângulo de dilatância nas análises de rotura de solos deste tipo, refira-se que no ponto respeitante aos ensaios SPT (ver 5.2.1) se correlacionaram os valores de N_{60} com a variação ψ, com p'_0 deduzido do conjunto de ensaios *CID* com instrumentação interna. Neste conjunto incluíam-se os ensaios *CLASSELE* e os realizados na PUC/RJ com amostras de D=110mm. A expressão conjunta é a seguinte:

$$\psi^{(o)} = 79{,}5 - 34{,}8 \cdot \log\left(p'_0, \text{kPa}\right) \tag{6.31}$$

e apresenta-se igualmente conservativa em relação aos valores reais da relação q / p'_f, por não contemplar a importante parcela cimentícia na resistência destes solos.

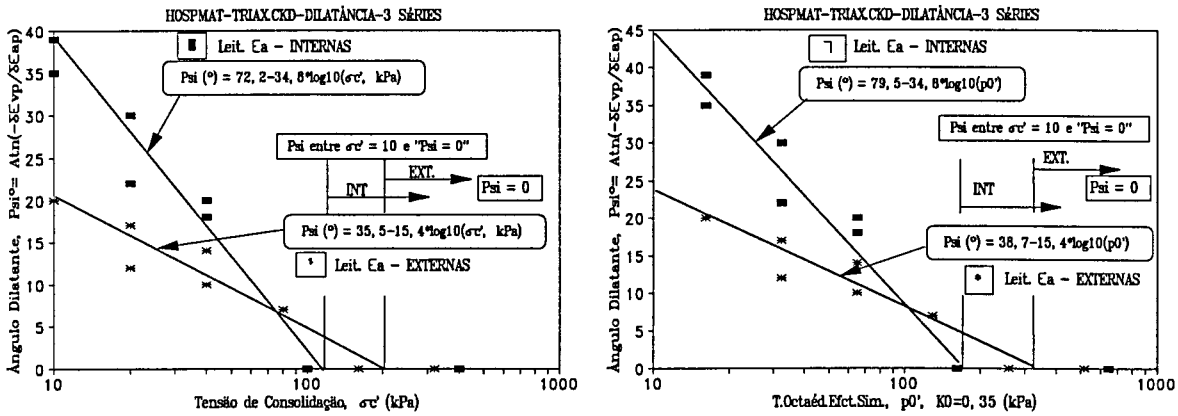


Figura 6.59 - Variação do ângulo de dilatância na rotura com σ'_c (a) e p'_0 (b). Conjunto de ensaios *CID* e *CAD* em compressão clássica. Distinção de valores obtidos via instrumentação interna e externa.

Na Figura 6.59 apresenta-se a variação do ângulo de dilatância com as tensões $\sigma'_c (=\sigma'_{hc})$ e $p'_0 (=(\sigma'_{vc} + 2 \cdot \sigma'_{hc})/3)$ para o conjunto das três séries de ensaios triaxiais *CID* e *CAD* em compressão clássica, até aqui descritos. Distinguem-se em (a) e (b), respectivamente, as relações deduzidas para cada uma daquelas tensões de referência e, dentro destas, as obtidas com recurso a instrumentação interna e externa.

A sua consideração, como forma simplificada de estimar o valor do ângulo de atrito de pico a partir dos valores de N_{60}(SPT) e de um ângulo de atrito crítico (analisado ou estimado pela natureza do terreno), deve ser assim considerada conservativa.

6.8 - ENSAIOS TRIAXIAIS SEGUNDO TRAJECTÓRIAS DE TENSÕES DISTINTAS DAS CLÁSSICAS

6.8.1 - Introdução

É reconhecida a forte influência da trajectória de tensões nos parâmetros mecânicos mais significativos. Essa influência é avaliável em ensaios de corte em laboratório realizados sob diversas trajectórias de tensões. A informação que se vem acumulando a partir destes ensaios prova que tanto as características de deformabilidade como as de resistência, são sensíveis ao valor da tensão principal intermédia (Lade e Duncan, 1975; Baldi *et al.*, 1988). Esta constatação é geral e verifica-se também em solos residuais de granito do Porto (Cardoso, 1986; Viana da Fonseca, 1988).

Uma das razões da influência das trajectórias de tensão reside nos distintos teores de variação da tensão média, sendo que àquelas onde há maior aumento de p' estão associadas deformações volumétricas plásticas mais elevadas que podem explicar diferenças significativas de comportamentos mecânicos (Lade e Duncan, 1975). A realização de cuidadosos ensaios com $p' = const$ poderá isolar este factor e, se foram realizados em compressão e extensão, permitirão identificar a influência de σ_2.

O efeito da rotação das tensões principais reflecte-se na deformabilidade e na resistência de uma forma algo complexa e dependente do próprio estado prévio de consolidação, e só poderia ser quantificável através de ensaios de corte simples bem instrumentados. A limitação do ensaio triaxial axissimétrico nesta vertente é clara, sendo que as soluções, propostas na bibliografia, consistem em admitir parâmetros de transição entre zonas tipicamente em compressão ou em extensão, ou em utilizar módulos de deformabilidade ponderados em relação ao ângulo de rotação das tensões θ (Casagrande e Carrilho, 1949; Duncan e Dunlop , 1969; Vaid, 1985).

Num maciço carregado por uma fundação superficial há zonas tipicamente solicitadas segundo trajectórias eminentemente de compressão triaxial (zonas subjacentes à área carregada) ou de extensão (zonas laterais) e zonas onde se verificam rotações contínuas das tensões (zonas entre as anteriores). Nos pontos que se seguem são apresentados resultados de ensaios triaxiais segundo trajectórias de tensão distintas das de compressão clássica que foram objecto de descrição nos parágrafos anteriores.

6.8.2 - Ensaios de extensão

Os ensaios de extensão foram realizados sobre provetes de D=70mm retirados de amostras indeformadas (Bloco 3), recolhidos e preparados em condições semelhantes às descritas para os ensaios de compressão. A opção por provetes de D=70mm deveu-se ao interesse em conciliar a necessária utilização da câmara "stress-path" e o uso de instrumentação local (com electro-inclinómetros internos). Dada a dimensão da câmara de "Bishop-Wesley" é impossível utilizar provetes de D=100mm conjuntamente com esta instrumentação. Na Figura 6.60 ilustra-se a montagem já após a rotura dos provetes, para uma trajectória em compressão (a) e outra em extensão (b), ilustrando, assim, a distinta forma do plano de corte.

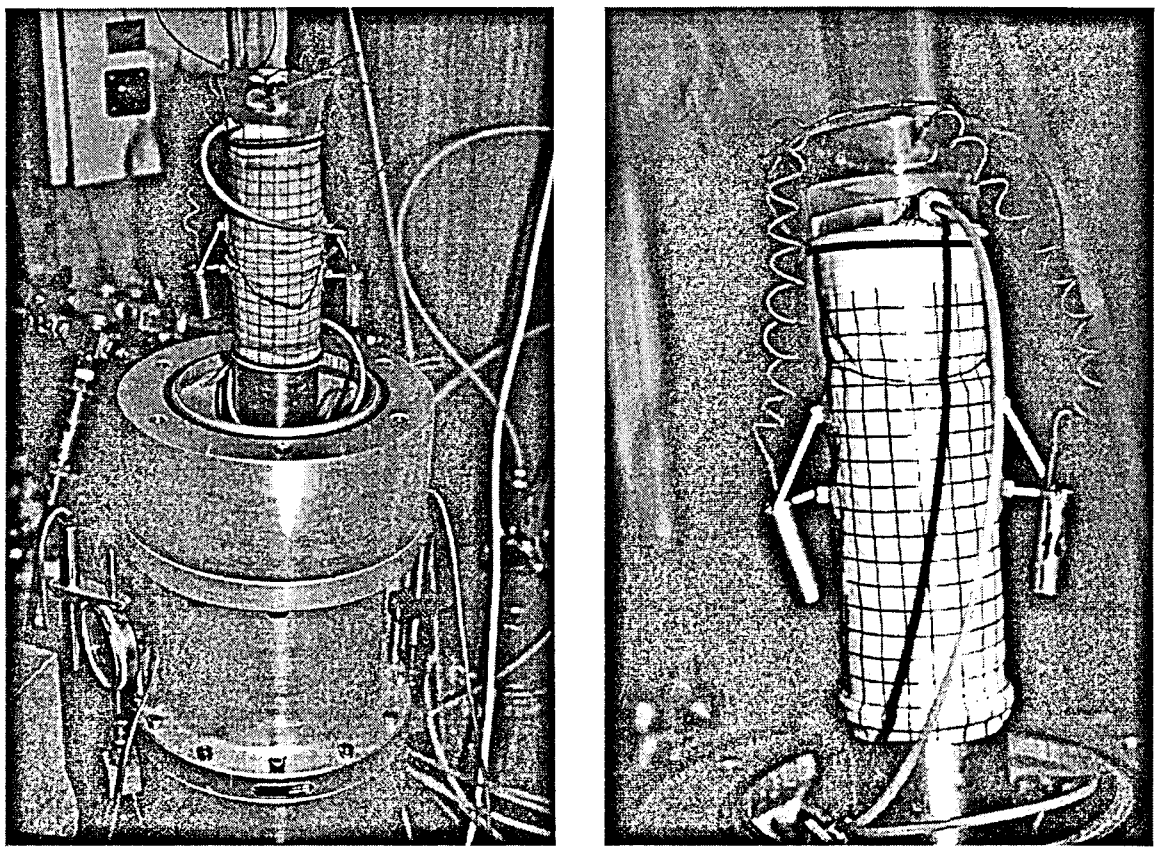


Figura 6.60 - Ilustração da montagem de provetes de D=70 mm, com instrumentação interna, na câmara de "Bishop-Wesley". Aspecto da rotura em provetes ensaiados em (a) compressão e em (b) extensão.

No Quadro 6.26 apresenta-se os parâmetros físicos iniciais dos ensaios realizados e as respectivas tensões de consolidação. Refira-se que, como já se tinha verificado nos ensaios *CLASSELE* (também sobre solo do Bloco 3), os índices de vazios iniciais são mais baixos que nos primeiros ensaios (*TRIAFEUP* e *PUC/RJ*), dada a natural heterogeneidade destes materiais.

Quadro 6.26 - Parâmetros físicos das diversas fases dos ensaios de extensão triaxial - Bloco 3.

Ensaio	σ'_{hc}	σ'_{vc}	Fase de montagem				Consolidação		Fim do ensaio	
Referência	(kPa)	(kPa)	γ (kN/m^3)	e	w (%)	S (%)	e	S (%)	e	S (%)
EATM (EXTEXTA1)	100	200	18,1	0,665	16,4	65	0,590	100	0,577	100
EDTM (EXTCLAT1)	20	40	17,8	0,734	19,3	69	0,706	100	0,642	100

Nos ensaios de extensão triaxial, após a consolidação anisotrópica em câmara "stress--path" (tipo Bishop-Wesley) comandada pelo sistema automático descrito no Anexo A.6.1, passou-se à fase de corte com controlo da deformação (velocidade de deformação constante) segundo as duas seguintes trajectórias:

-*EATM* - extensão com aumento da tensão média (σ'_h crescente e σ'_v constante);

-*EDTM*-extensão com diminuição da tensão média(σ'_h constante e σ'_v = decrescente).

O ensaio de extensão *EDTM* foi propositadamente realizado com um nível mais elevado da tensão de consolidação, já que o uso de um valor mais concordante com os correspondentes à sapata experimental se traduziria em tensões efectivas de difícil controlo no sistema de controlo da câmara "stress-path". Esta limitação veio a ser compensada pela realização de ensaios de extensão com p' constante (descritos a seguir), partindo de tensões mais baixas (semelhantes às do ensaio de extensão *EATM*).

Importa salientar que a implementação das condições iniciais de tensão na câmara de "Bishop-Wesley" apresenta consideráveis vantagens pois, entre outras, foi possível, de forma simples, consolidar as amostras em pequenos acréscimos sequenciais ao longo da linha K_0. A opção por um valor deste último parâmetro mais alto do que o obtido pelo *SBPT (in situ)* e confirmado em laboratório pelo ensaio triaxial K_0, foi baseada no facto de, sendo inevitável no processo de amostragem darem-se pequenas expansões desestruturantes, a reposição de um estado de K_0 tão baixo poderia induzir plastificações por reorientação estrutural. Por isso, optou-se por um estado de reconsolidação intermédio, procurando situar o provete dentro de um hipotético novo limiar elasto-estrutural que se estima ser mais baixo do que o original.

Nas Figuras 6.61 e 6.62 apresenta-se as curvas: a) $\sigma_v - \sigma_h$ e ε_v *versus* $\varepsilon_{a,\text{int}}$ e b) q *versus* $\varepsilon_{a,ext}$ e $\varepsilon_{a,\text{int}}$ para, respectivamente, os ensaios de extensão *EDTM* e *EATM*. Pela figura b) fica clara a influência do tipo de instrumentação, sendo, no entanto, também evidente que essa influência é nestas condições menor do que nos ensaios anteriores, pela acção directa dos sistemas de carga (independentes) tanto no topo como lateralmente. A rotura frágil fica

bem definida pela imobilização da resposta dos electro-inclinómetros aquando do desenvolvimento do plano de rotura (quase horizontal e mais próximo de um dos topos) (ver Figura 6.58b).

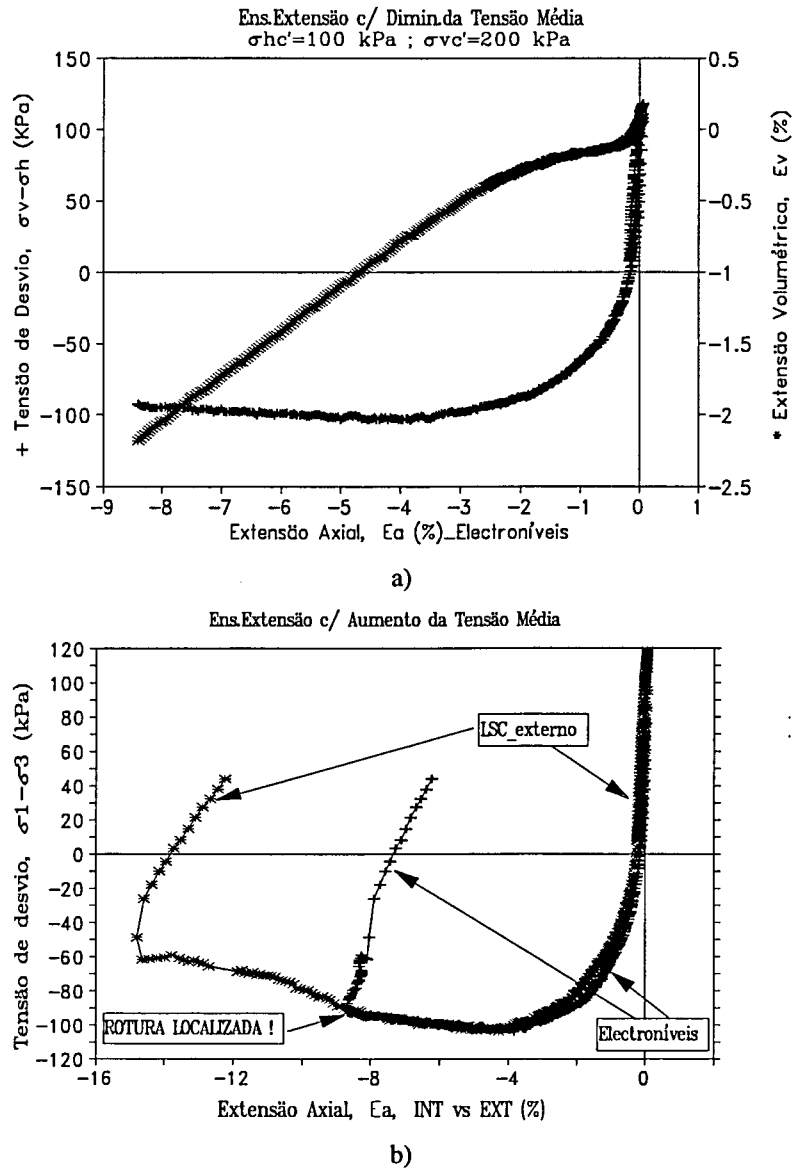


Figura 6.61 - Curvas do ensaio triaxial de extensão (*EDTM*) sobre amostra indeformada (D=70 mm): a) $\sigma_v - \sigma_h$ e ε_v *versus* $\varepsilon_{a,\text{int}}$ b) $\sigma_v - \sigma_h$ *versus* $\varepsilon_{a,\text{int}}$ e $\varepsilon_{a,ext}$

Em relação à resposta volumétrica é interessante constatar o seguinte:

(i) no ensaio *EATM* há uma zona inicial de elevada compressão volumétrica que pode ser parcialmente imputável à penetração da membrana, embora se tenha montado o provete com dupla membrana;

(ii) no ensaio *EDTM* a dilatância pós-rotura não tem significado geomecânico já que após o estabelecimento do plano de rotura se dá um excessivo adelgaçamento ("necking" na literatura anglo-saxónica) com abertura de uma zona fluidificada onde ocorre água em excesso e que não é consequência do comportamento do solo em si; este facto é, aliás, reflectido na imobilização da resposta deformacional dos electro-inclinómetros nesse ponto de rotura frágil.

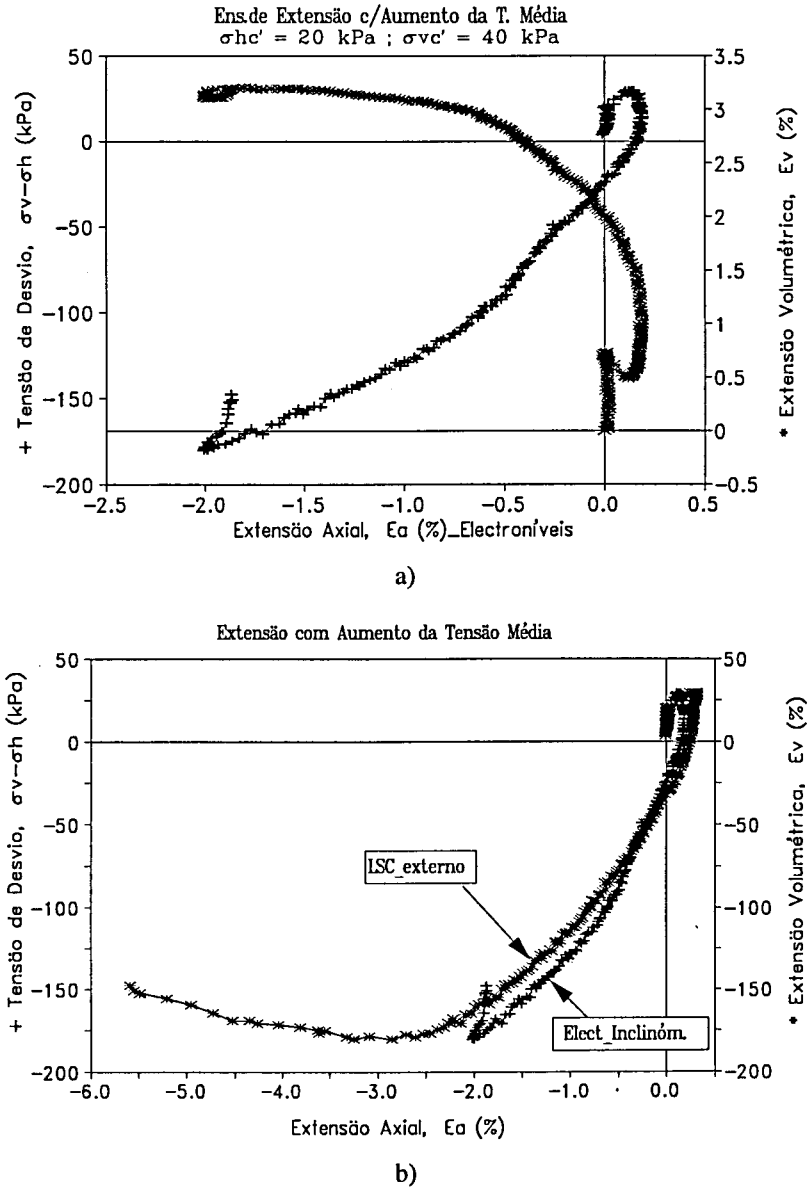


Figura 6.62 - Curvas do ensaio triaxial de extensão (*EATM*) sobre amostra indeformada (D=70 mm): a) $\sigma_v - \sigma_h$ e ε_v *versus* $\varepsilon_{a,\text{int}}$ b) $\sigma_v - \sigma_h$ *versus* $\varepsilon_{a,\text{int}}$ e $\varepsilon_{a,ext}$

Foi possível avaliar a variação do ângulo de dilatância com a tensão de desvio normalizada (q / q_f), constatado-se o seguinte em relação à resposta volumétrica até à rotura:

(i) o ensaio *EDTM*, partindo de tensões relativamente elevadas, apresenta uma componente de dilatância significativa (≅20°), o que se traduz numa resistência com uma componente adicional à crítica e cujo reflexo na envolvente do espaço de tensões se apresenta consistente com a obtida para os ensaios de compressão;

(ii) o ensaio *EATM*, embora parta de níveis de tensão moderados, tende, por efeito da plastificação volumétrica (colapsível), para valores de resistência do estado crítico (ψ≅0); de facto:

$$q / p' \cong -180{,}3/162{,}0 = -1{,}113 = M_e \tag{6.32}$$

sendo:

$$M_e = \frac{6 \cdot \operatorname{sen} \phi'_{cv}}{3 + \operatorname{sen} \phi'_{cv}} \Rightarrow \phi'_{cv} \cong 28° \tag{6.33}$$

o que é ligeiramente mais baixo do que o valor obtido pelo plano de ensaios para determinação da "Linha de Estados Críticos" (ver 6.9); este facto é imputável a uma eventual cedência extemporânea devido à natureza frágil desta trajectória de tensões, corroborando, assim, a importância da variação da componente octaédrica (p') na desestruturação do material.

A análise mais pormenorizada da envolvente de resistência no espaço de extensão será deixada para o ponto seguinte, onde se integrarão estes dois ensaios com os realizados em extensão com p' constante.

No Quadro 6.27 apresenta-se os valores dos módulos de deformabilidade mais significativos deduzidos destes ensaios. Refira-se que os módulos E_{el} e E_{dr}, definidos nos mesmos termos antes descritos, foram obtidos de pequenos ciclos iniciais de carga e descarga à origem, procurando-se, assim, estimá-los no sentido da extensão mas antes da rotação das tensões principais. Os módulos E_{ti} foram definidos nos termos da proposta de Vaid (1985), que se descreve no Anexo A.6.4.

Quadro 6.27 - Parâmetros de deformabilidade dos ensaios de extensão *EATM* e *EDTM*.

Ensaio	p'_c	Módulos de elasticidade e coeficiente de Poisson			Modelo Hiperbólico		Instrum.
	(kPa)	E_{el} (MPa)	E_{dr} (MPa)	υ	E_{ti} (MPa)	R_f	
EATM	26,7	123,51	84,15	0,20	22,98	0,61	INT
		65,30	61,82	0,35	16,91	0,58	EXT
EDTM	135	116,11	59,33	0,25	63,42	0,93	INT
		65,36	40,91	0,30	46,50	0,91	EXT

Os valores do quadro permitem constatar que:

(i) apesar do uso da câmara de "Bishop-Wesley", na qual os ajustes dos topos não têm significado dada a aplicação independente de σ_v e σ_h, nestes ensaios de extensão a diferença entre os valores de instrumentação interna e externa é significativa e particularmente elevada nos módulos pseudo-elásticos (razões de 2:1); esta tendência não é estranha dado que a inversão de descarga para recarga - relembre-se que estes valores são determinados no primeiro ramo linear de recarga - induz significativos ajustes das peças de interface dos extremos dos provetes que se reflectem numa clara sobrestimação da deformabilidade por meio da instrumentação externa ;

(ii) os módulos determinados em extensão são mais elevados do que os correspondentes de instrumentação externa, *CK_0D -TRIAFEUP*, ou com analogia aos da instrumentação interna de *CID-CLASSELE*;

(iii) os coeficientes de Poisson (determinados nos ramos rectilíneos da recarga) são muito coerentes com os de compressão;

(iv) os valores de R_f do ensaio *EDTM* são elevados e manifestam boa concordância do modelo hiperbólico formulado classicamente para 70-95% de q_f, sendo reflexo da menor importância da componente volumétrica nesta trajectória de extensão; já os valores do ensaio *EATM* são manifestamente baixos.

6.8.3- Ensaios com p' constante

6.8.3.1 - Preâmbulo

Nos ensaios segundo as trajectórias clássicas, combinam-se as componentes volumétricas e distorcionais. Para as separar, a menos dos efeitos cruzados, tem que se realizar ensaios com:

- $q = \sigma_v - \sigma_h$ constante, que permitem definir o módulo de deformabilidade volumétrico, *K*;
- $p' = (\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3$ constante, que conduz à definição do módulo de distorção, *G*.

Neste sentido foram executados ensaios do primeiro tipo, descritos em 6.8.4, e para o segundo tipo: i) 3 ensaios de compressão *CID* e ii) 2 ensaios de extensão *CID*, cujos resultados se apresentam em seguida.

6.8.3.2 - Ensaios *CID* de compressão (p' constante)

Na realização de ensaios com manutenção do valor inicial de p' usou-se o sistema de controlo da FEUP para a câmara de "Bishop-Wesley" e provetes retirados do Bloco 3 com diâmetro de 70 mm, nos quais se implementou instrumentação interna para medição das deformações axiais.

O controlo das pressões foi feito directamente nos eixos de carga (σ_a e σ_r), pelo que a trajectória efectiva, dada a variação das áreas dos provetes, não garantia a integral constância de p', como será ilustrado pelos gráficos resultantes.

Foram feitos três ensaios em condições de consolidação isotrópica (o objectivo foi enquadrar esta resposta com os ensaios *CID* realizados em compressão clássica). No Quadro 6.28 apresenta-se os parâmetros físicos relativos às fases de montagem, pós-consolidação e final do ensaio de corte.

Quadro 6.28 - Parâmetros físicos das diversas fases dos ensaios *CID* de compressão e p' = constante.

Ensaio	$\sigma'_{hc} = \sigma'_{vc}$	K (1° ciclo)	Fase de montagem				Consolidação		Fim do ensaio	
referência	(kPa)	σ'_{hc} ; σ'_{vc}	γ (kN/m^3)	e	w (%)	S (%)	e	S (%)	e	S (%)
PCONS70	70	48,3 ; 113,3	16,7	0,824	17,9	57	0,769	99	0,788	99
PCONS100	100	75 ; 155	17,9	0,783	23,6	79	0,724	100	0,717	100
PCONS200	200	140 ; 320	16,7	0,890	22,5	67	0,795	100	0,747	100

No quadro apresenta-se uma coluna correspondente a um estado de tensão anisotrópico e que foi mantido invariável durante cerca de 2 horas, tempo considerado suficiente para a estabilização da variação volumétrica. As curvas de resposta σ–ε a partir deste ponto podem ser consideradas como representativas de um ensaio que partiu da condição anisotrópica com K_0 próximo do de repouso ($K_0 = 0{,}426$; 0,484; 0,438) e são a base da modelação hiperbólica que a seguir se apresenta.

Na Figura 6.63 mostra-se fotografias ilustrativas do tipo de rotura que se verificou nos ensaios com p' constante. Nas partes (a) das Figuras 6.64, 6.65 e 6.66 apresenta-se as curvas de variação de q e de ε_v com $\varepsilon_s\left(=2/3(\varepsilon_a - \varepsilon_r)\right)$ via electro-inclinómetros, dos ensaios *PCONS70, PCONS100* e *PCONS200*, respectivamente, enquanto nas partes (b) se faz o confronto entre a instrumentação interna (electro-inclinómetros) e a externa (transdutor convencional - *LSC*).

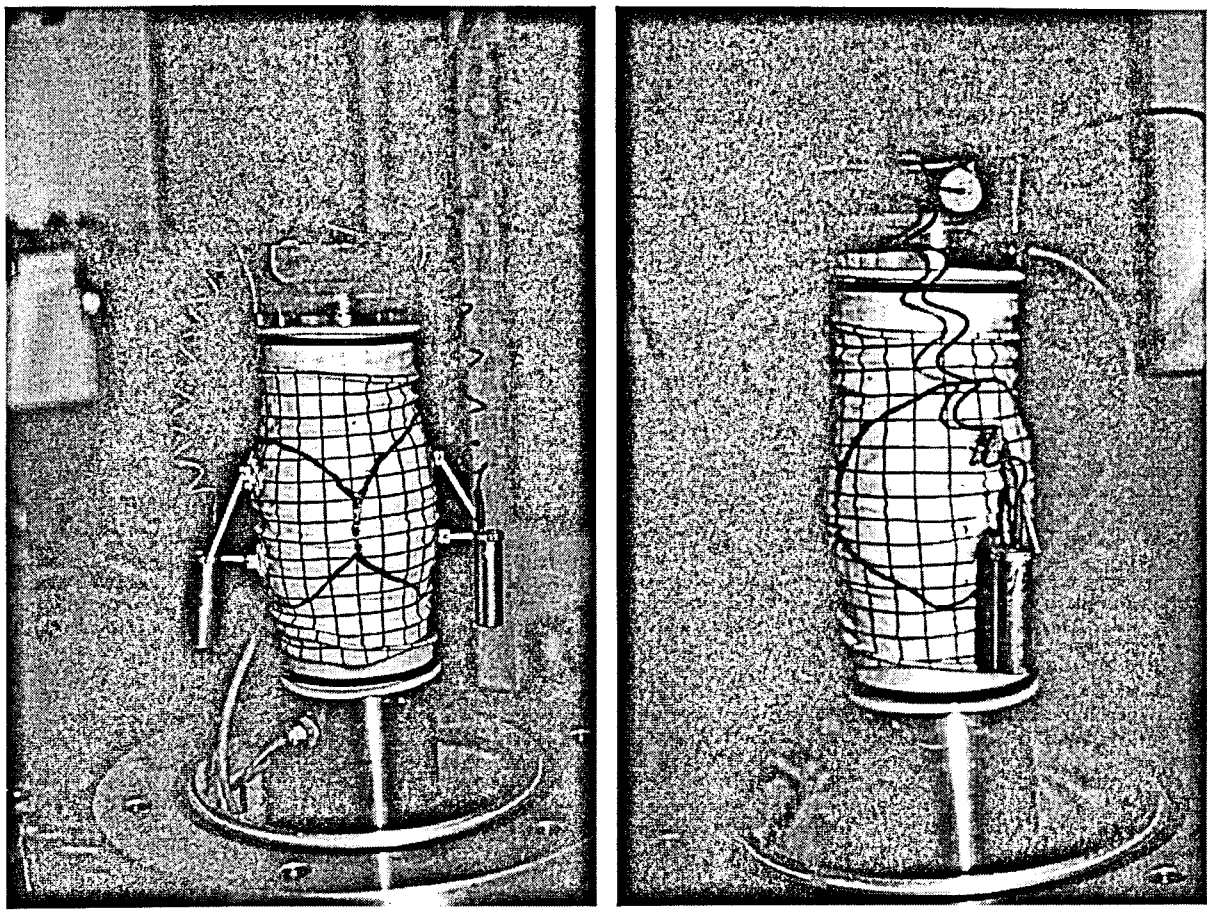
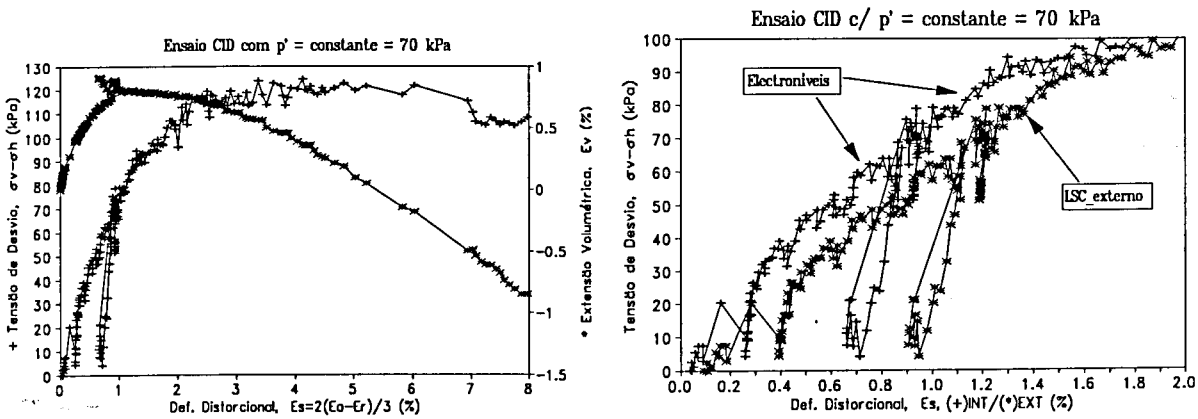
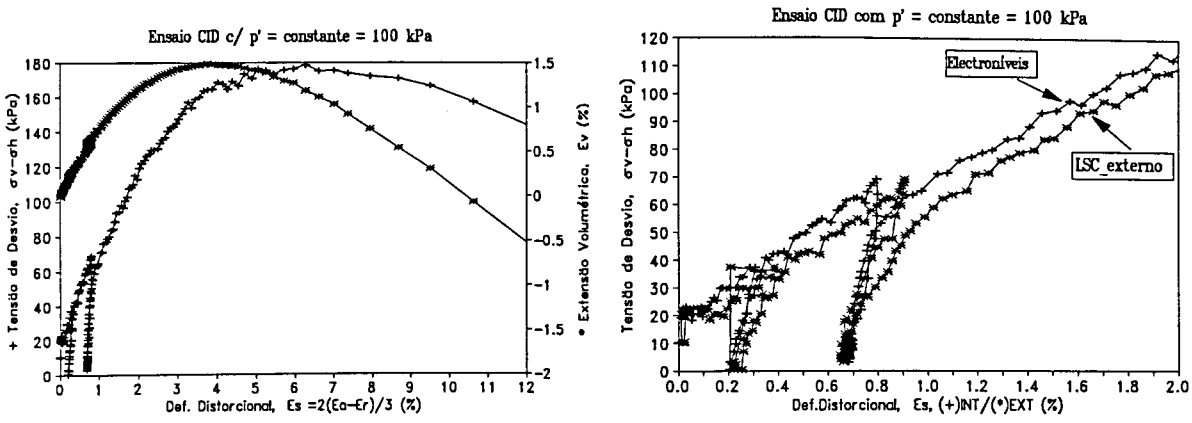


Figura 6.63 - Ilustração do tipo de rotura observada nos ensaios de compressão com p' = const.



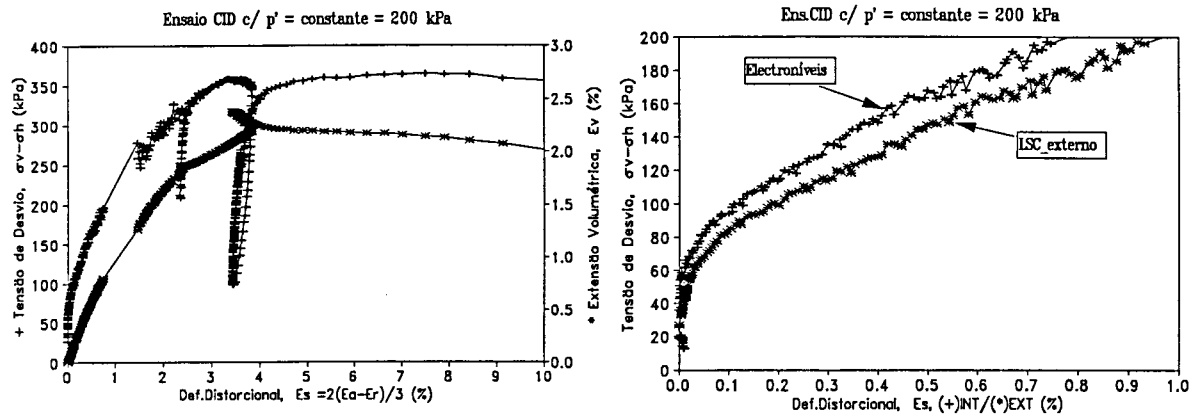
a) b)

Figura 6.64 - Curvas do ensaio de compressão (*CID* → *CAD*) com p'=const.=70kPa, em provetes indeformados de D=70 mm a) q e ε_v *versus* $\varepsilon_{s-\text{int}}$; b) comparação de q *versus* ε_{a-ext} ou $\varepsilon_{a-\text{int}}$



a) b)

Figura 6.65 - Curvas do ensaio de compressão (*CID* $\rightarrow$ *CAD*) com *p'*=const.=100kPa, em provetes indeformados de *D*=70 mm a) *q* e ε_v *versus* $\varepsilon_{s-\text{int}}$; b) comparação de *q versus* ε_{a-ext} ou $\varepsilon_{a-\text{int}}$



a) b)

Figura 6.66 - Curvas do ensaio de compressão (*CID* $\rightarrow$ *CAD*) com *p'*=const.=200kPa, em provetes indeformados de *D*=70 mm a) *q* e ε_v *versus* $\varepsilon_{s-\text{int}}$; b) comparação de *q versus* ε_{a-ext} ou $\varepsilon_{a-\text{int}}$

Da análise das partes (a) das três figuras verifica-se que, para as tensões de consolidação mais baixas (70 e 100 kPa) , a dilatância é ainda positiva o que reflecte a preservação da estrutura cimentada, enquanto no terceiro ensaio a resposta é tendencialmente contráctil com estabilização para situações típicas dos estados estáveis, resultado da desestruturação associada a plastificação colapsível na consolidação.

Por sua vez, das partes (b) constata-se que a influência do tipo de instrumentação é particularmente importante no primeiro carregamento onde os ajustes das interfaces e alguma perturbação dos extremos são ainda significativos. São, no entanto, factores que na câmara de "Bishop-Wesley" são menos pertinentes, pelo que as razões da diferença de valores de rigidez são sobretudo imputáveis às inércias dos sistemas mecânicos a que estão associados os *LSC*-

-externos, e que subestimam as respostas constitutivas nos níveis mais elevados de rigidez (interiores ao limiar elástico e nos níveis mais baixos de plastificação).

Os módulos de distorção foram avaliados em ciclos de descarga-recarga realizados na primeira fase dos ensaios, no caso dos dois primeiros, e só na segunda fase, no caso do terceiro. A segunda fase, assemelhável a um ensaio *CAD*, foi utilizada para a modelação hiperbólica pelas vantagens que a mesma tem na reprodução do comportamento do maciço cujo estado de tensão em repouso se aproxima da condição de K_0.

No Quadro 6.29 apresenta-se os valores dos módulos de distorção G_{el}, determinado no ramo rectilíneo de recarga, G_{dr}, determinado entre os vértices de histerese, e G_{ti} (módulos tangentes iniciais deduzidos do modelo hiperbólico para condição anisotrópica - Vaid, 1985 -, ver Anexo A.6.4). Os valores dos limites (em percentagem em relação à rotura) do intervalo que se considerou para a determinação da recta de regressão hiperbólica, são também indicados no Quadro 6.29, tendo sido, nos dois primeiros, os correspondentes ao intervalo 70-95%$\cdot q_{mf}$, enquanto no terceiro, dada a resposta menos modelável nesse intervalo, se optou por valores mais próximos da rotura.

Quadro 6.29 - Módulos de distorção dos ensaios de compressão assimétrica com p' = constante.

Ensaio	p'_c (const.) (kPa)	Descarga-Recarga		Modelo hiperbólico			Tipo de Instrumentação
		G_{el} (kPa)	G_{dr} (kPa)	G_{ti} (kPa)	$\overline{R}_f$	$\%q_f$	
PCONST70	70	22,59	12,44	3,70	0,86		INT
		17,41	11,59	3,61	0,91	70-95	EXT
PCONST100	100	30,03	14,52	2,10	0,50		INT
		11,37	8,88	2,02	0,51	70-95	EXT
PCONST200	200	81,31	48,36	4,24	0,48		INT
		53,85	36,49	3,76	0,40	90-98	EXT

Dos valores obtidos conclui-se que:

(i) no ensaio *PCONST100* a instrumentação externa não reproduz o crescimento relativo da rigidez com o nível de confinamento, o que se deverá a factores de erro acrescidos; por esta razão, e pelas já sobejamente identificadas, devem-se considerar exclusivamente os módulos deduzidos da instrumentação interna;

(ii) a aplicação do modelo hiperbólico a este tipo de resposta puramente distorcional parece subestimar fortemente a rigidez do material, sobretudo se se atender aos valores muito baixos do módulo tangente inicial quando comparados com os de descarga-recarga e pseudo-elásticos; este facto traduz-se também nos dois ensaios

de $p' = 100$ e 200 kPa em baixos valores de $\overline{R}_f$, o que indica maior não linearidade do material do que a representada pelo modelo.

Considerando a dependência com a tensão efectiva octaédrica de repouso através da expressão:

$$G = K_G \cdot p_a \cdot (p' / p_a)^{nG} \tag{6.34}$$

e tendo em conta os resultados obtidos com instrumentação interna, obtem-se os coeficientes de correlação para os três tipos de módulos identificados, que se indicam no Quadro 6.30.

Quadro 6.30 - Valores de K_G e n_G dos ensaios de compressão com p' = constante.

Módulo de distorção	K_G (kPa)	n_G	(r)
$G_{el,\text{int}}$	332,0	1,250	0,984
$G_{dr,\text{int}}$	177,7	1,354	0,945
$G_{ti,\text{int}}$	30,8	0,251	0,129 *

Estes valores denotam (mesmo eliminando os G_{ti}), quando comparados com os parâmetros obtidos nos ensaios *CID* (*CLASSELE* e *PUC/RJ*), não só uma rigidez estrutural (K_G) muito mais baixa como uma dependência com as tensões de confinamento mais acentuada. De facto, considerando os módulos de deformabilidade "pseudo-elásticos" de todos os ensaios *CID* com instrumentação interna, tem-se $K_{E,el}(CLASSELE)$ = 2,18 (MPa) e $\nu_{el} \cong 0,26$, donde resulta

$$K_{G,el}(CLASSELE) = \frac{K_{E,el}}{2(1+\nu_{el})} = 0,86 \text{ (MPa)} \tag{6.35}$$

que é manifestamente superior ao agora deduzido dos ensaios com p' constante ($K_{G\,el,pconst}$ = 0,33). Em contrapartida os valores de n são: $n_{E,CLASSELE}$ = 0,517 e $n_{G,pconst} = 1,250$, o que reflecte claramente a maior dependência de p' destes últimos módulos. A justificação destes resultados pode estar relacionada com os seguintes aspectos:

(i) os ensaios com p' constante foram realizados com tensões efectivas de confinamento relativamente elevadas, o que terá desestruturado as amostras, enquanto as dos outros ensaiados estarão (particularmente as de tensões mais baixas) situadas no interior do limiar elasto-estrutural, sendo os valores da rigidez natural menos dependentes da tensão média (ver resultados com "cross-hole", 5.4);

(ii) complementarmente, a determinação dos módulos pseudo-elásticos nos ensaios com p' constante terá sido feita em ciclos de descarga- recarga em níveis elevados de tensão distorcional, pós-desestruturação de matriz cimentada.

A envolvente de resistência é apresentada na Figura 6.67 no espaço q / p'_e versus p' / p'_e (normalizado à *Linha dos Estados Críticos* pelo índice de vazios na rotura), nos termos descritos anteriormente, obtendo-se os valores $\phi'_{directo} = 37,6°$, $\phi'_{cal}(\phi'_e) = 38,2°$, $c'_{directo} = 11,0\,\text{kPa}$ e $c'_{cal}(c'_e) = 10,7\,\text{kPa}$, entre si muito consistentes e semelhantes aos antes obtidos nos ensaios de compressão clássica (*TRIAFEUP*, *PUC/RJ*, *CLASSELE*).

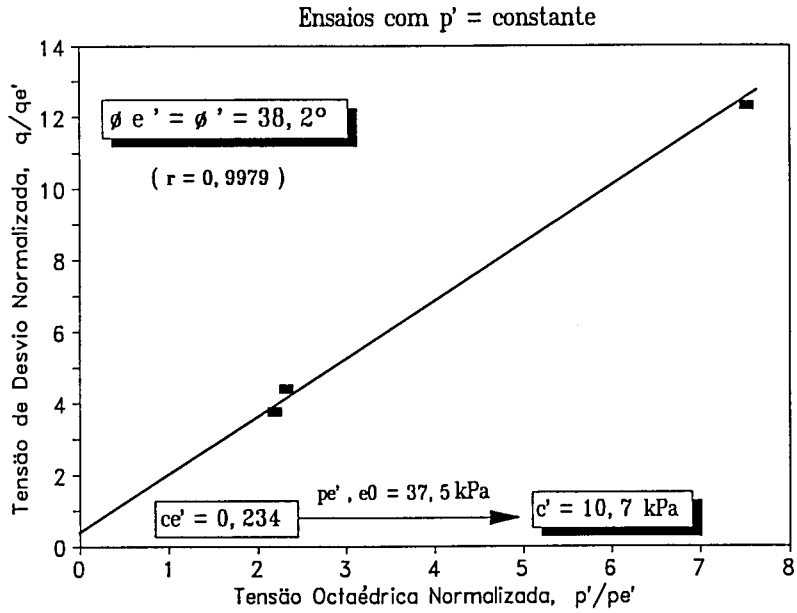


Figura 6.67- Envolvente de resistência dos ensaios triaxiais *CID* de compressão com p' = const.

6.8.3.3 - Ensaios *CAD* de extensão (p' constante)

6.8.3.3.1 - Ensaios e resultados

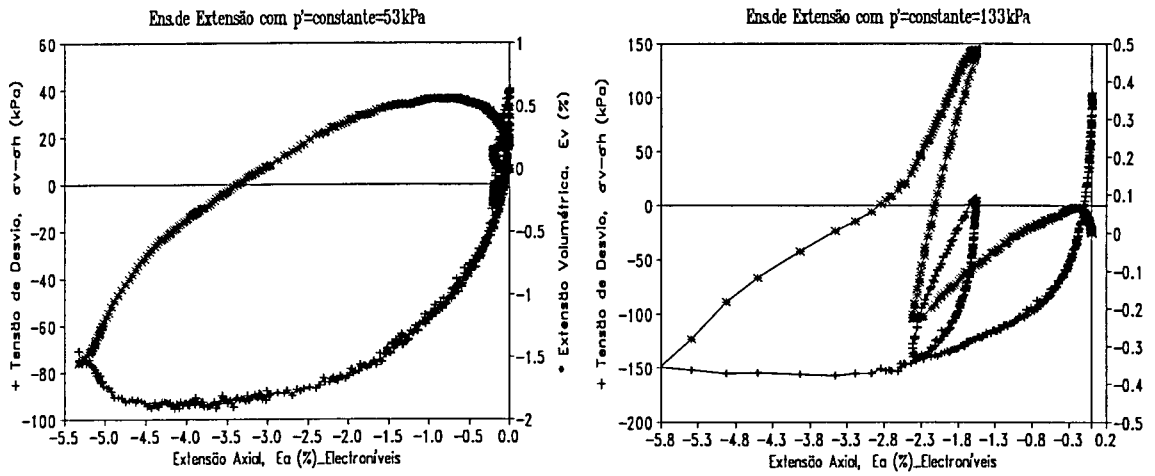
Realizaram-se dois ensaios de extensão com manutenção, aproximada, de p' (D=70mm) e com instrumentação interna, montados na câmara de "Bishop-Wesley". Procedeu-se a consolidação anisotrópica com um valor de K igual a 0,5 (superior a K_0 pelas razões já apontadas).

No Quadro 6.31 apresenta-se os parâmetros físicos das diversas fases dos ensaios e as condições de tensões iniciais (pós-consolidação).

Quadro 6.31 - Parâmetros físicos dos ensaios *CAD* de extensão e p' = constante.

Ensaio	Consolidação	Fase de montagem				Consolidação		Pós-corte	
Referência	σ'_{hc} / σ'_{vc}	γ(kN/m^3)	e	w (%)	S (%)	e	S (%)	e	S_i (%)
PCONS53E	40/80 (0,5)	19,3	0,645	22,9	93,3	0,622	100	0,606	100
PCON133E	100/200(0,5)	18,8	0,662	21,3	84,7	0,606	100	0,532	100

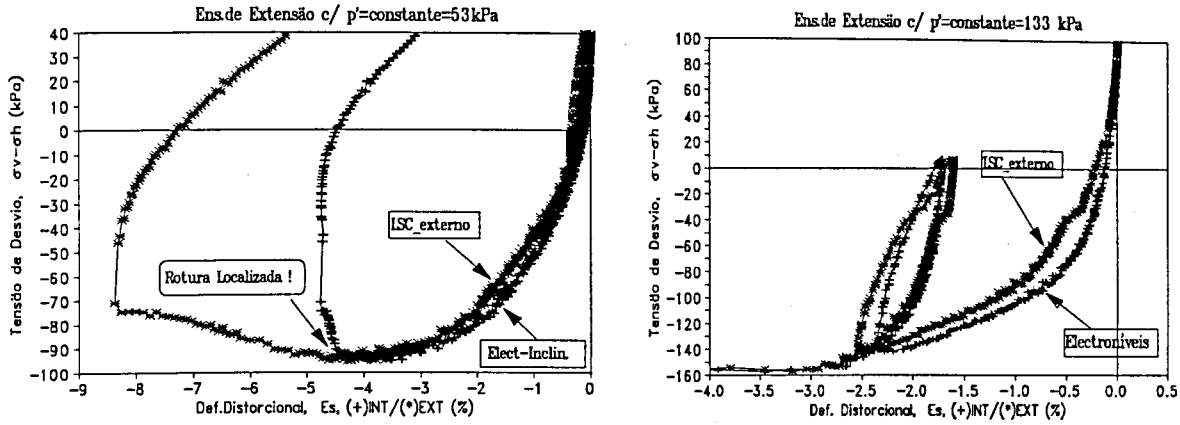
Na Figura 6.68 mostra-se as curvas tensão-deformação resultantes dos dois ensaios. É interessante observar que nos dois casos há tendência para aumento de volume, o que reflecte a maior importância da componente dilatante em relação à volumétrica colapsível (associada a variações de p', aqui incipientes).



a) b)

Figura 6.68 - Curvas q e ε_v *versus* ε_a dos ensaios triaxiais *CAD* de extensão (D=70mm): a) p' = const = 53 kPa; b) p' = const = 133 kPa.

Na Figura 6.69 apresenta-se, à luz do que vem sendo feito, as curvas comparadas de q *versus* ε_s, com recurso aos dois tipos de instrumentação para a deformação axial, para os dois ensaios. As tendências são concordantes com as identificadas anteriormente, particularmente no que respeita à melhor representação pela instrumentação local da forte não linearidade da rigidez, com a tensão distorcional, bem como a identificação da rotura localizada pela "desactivação" dos electro-inclinómetros.



a) b)

Figura 6.69 -Resposta comparada de *q versus* $\varepsilon_{s,int}$ e *q versus* $\varepsilon_{s,ext}$: a) p'=const=53kPa; b) p'=const=133kPa.

No Quadro 6.32 apresenta-se os módulos de distorção obtidos em termos semelhantes aos descritos no ponto anterior. Da análise do quadro pode-se concluir que:

(i) o módulo de descarga-recarga para o nível de consolidação mais elevado (p_c' = 133kPa) é subestimado pelo facto da amplitude do 1°ciclo de carregamento ter sido excessiva;

(ii) os módulos pseudo-elásticos e tangentes iniciais do modelo hiperbólico são, aparentemente, fiáveis e podem ser integrados na fórmula de dependência com p_c';

(iii) os valores elevados de R_f, manifestam boa adaptação da modelação hiperbólica a estas trajectórias.

Quadro 6.32 - Módulos de distorção dos ensaios de extensão com p' = constante.

Ensaio	p_c' (kPa)	Descarga-recarga		Modelo hiperbólico (70-95% q_f)		Instrumentação
	constante	G_{dr}(kPa)	G_{el} (kPa)	$\overline{G}_{ti}$ (kPa)	$\overline{R}_f$	
PCONST33E	≡53(a)	10,66	25,07	6,81	0,82	INT
		7,29	13,23	5,34	0,78	EXT
PCONS313E	≡133(b)	12,62	46,70	21,29	0,88	INT
		7,22	30,61	14,73	0,82	EXT

(a) o valor inicial de $p_c' = 53\,\text{kPa}$ evoluiu durante o ensaio para $p_c' \equiv 60\,\text{kPa}$, sendo considerado, no entanto, o valor de 53 kPa para a tensão média de referência;

(b) idem com evolução inicial para 120 kPa, corrigida num 3° ciclo pré-rotura para 133 kPa.

Quadro 6.33 - Valores de K_{Ge} e n_{Ge} dos ensaios de extensão com p' = constante.

Tipo de módulo	K_{Ge} (kPa)	n_{Ge}
$G_{el_{e-\text{int}}}$	383,5	0,676
$G_{ti_{e_\text{int}}}$	150,0	1,239

No Quadro 6.33 apresenta-se os coeficientes K_{Ge} e n_{Ge} para a instrumentação interna (o índice "*e*" indicativo da condição de carregamento em extensão). A comparação destes valores com os obtidos nos ensaios de compressão (com p' constante) permite concluir que:

(i) K_{G,el_e} e K_{G,el_c} são muito semelhantes, o que sugere que a rigidez não é particularmente dependente da trajectória de tensões;

(ii) n_{G,el_e} e n_{G,el_c} denotam, contudo, menor dependência da rigidez "elástica" com a tensão de consolidação para solicitações de extensão; tal pode ser explicado pelo facto de, na regressão dos resultados dos ensaios de compressão, se ter incluído o referente ao ensaio com elevado p'=200 kPa, onde a estrutura não se manteve dada a elevada desestruturação por compressão volumétrica durante a consolidação; caso seja excluído o resultado referido, considerando pois apenas os respeitantes aos ensaios com p'= 70 e 100 kPa, obtém-se $K_{G,el_c} = 299{,}6$ e $n_{G,el_c} = 0{,}799$, valores muito semelhantes aos dos ensaios de extensão.

6.8.3.3.2 - Resistência. Integração de todos os ensaios

Na Figura 6.70 apresenta-se as trajectórias de tensão no espaço $p'-q$, a linha correspondente ao ponto inicial de carregamento ($K_0 \cong 0{,}5$) e a envolvente, considerando o conjunto de todos os ensaios de extensão realizados. A aplicação de uma regressão linear aos quatro pontos de rotura (máximo valor absoluto de q) permite deduzir os valores de ϕ' e c' indicados na figura que, apesar de corresponderem a um coeficiente de regressão elevado, não podem ser considerados representativos de um comportamento conjunto. A elevada coesão efectiva e o muito baixo ângulo de atrito poderiam, por hipótese, traduzir uma evolução das características de um solo estruturado (típico dos pontos de mais baixos valores de p' na rotura) para um solo eminentemente atrítico, ou seja, em estado próximo do crítico (valores mais elevados de p' na rotura). No entanto, o facto de os dados de rotura obtidos em ensaios de compressão para tensões efectivas de consolidação tão ou mais elevadas traduzirem bom alinhamento com as mais baixas - reflectindo numa envolvente muito aproximadamente

rectilínea - contradiz a tendência agora detectada, concluindo-se que a esta poderão estar associados outros factores (nomeadamente de representatividade das amostras).

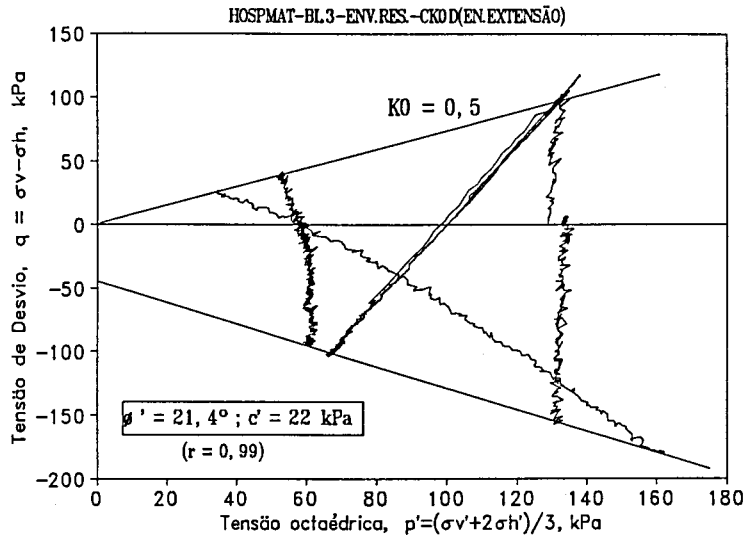


Figura 6.70 - Trajectórias de tensão e envolvente de rotura dos ensaios triaxiais de extensão.

Para que esta ideia fique mais clara, apresenta-se na Figura 6.71 as curvas normalizadas de q / p' *versus* $\varepsilon_{a,\text{int}}$. Nela podem distinguir-se, admitindo a hipótese anterior, as duas tipologias materiais, assim agrupáveis em:

- *Solo estruturado ou cimentado (condições naturais)*:
  - Extensão com diminuição da tensão média: $p'_0 = 27$ kPa $\Rightarrow (q / p')_{máx} = -1{,}57$
  - Extensão com $p' = const. = 53$ kPa $\Rightarrow (q / p')_{máx} = -1{,}58$
- *Solo desestruturado granular (condição do estado crítico)*:
  - Extensão com aumento da tensão média: $p'_0 = 133$ kPa $\Rightarrow (q / p')_{máx} = -1{,}13$
  - Extensão com $p' = const. = 133$ kPa $\Rightarrow (q / p')_{máx} = -1{,}20$

Deste último grupo pode-se inferir, admitindo como lógica a perda da componente coesiva dada a desestruturação das ligações interparticulares, um valor do ângulo de atrito crítico de:

$$M_e = (q / p')_{cv} = \frac{6 \cdot \operatorname{sen} \phi'_{cv}}{3 + \operatorname{sen} \phi'_{cv}} \Rightarrow \phi'_{cv} = 31{,}2°$$

o que é ligeiramente mais baixo do que o obtido pelo programa de ensaios para definição da linha dos estados críticos (ver 6.9). Pode-se considerar, contudo, dada a escassez de resultados

em extensão, que o ângulo de atrito desta zona corresponderá ao valor determinado nesse ponto, ou seja, 31,6°.

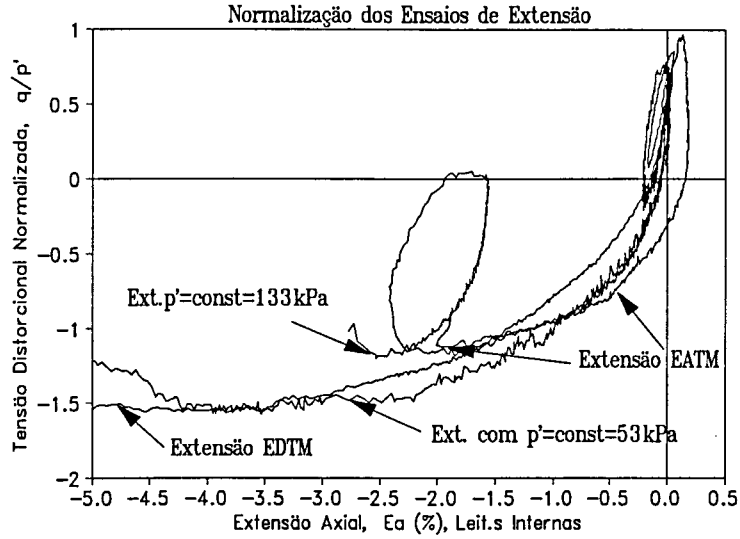


Figura 6.71 - Curvas normalizadas (*q/p' versus* $\varepsilon_{a\text{-}int}$) dos ensaios triaxiais de extensão.

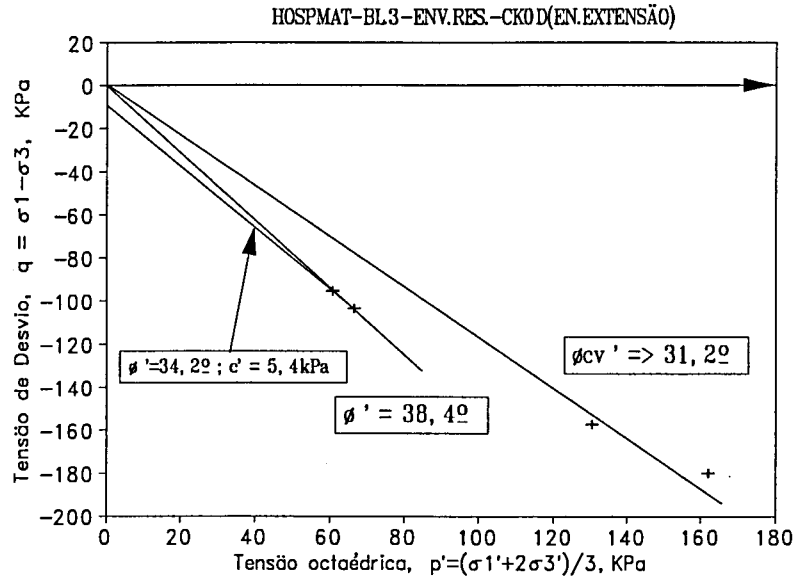


Figura 6.72 - Envolventes das zonas estruturada e crítica, correspondentes aos pares de ensaios de extensão.

Já no que respeita à zona considerada estruturada, associando os dois ensaios de tensões de rotura mais baixas, obtém-se $c' = 5{,}4$ kPa e $\phi' = 34{,}2°$ ou, se se admitir um comportamento puramente friccional $\phi' = 38{,}4°$ (Figura 6.72). O confronto deste último valor com o que se obtém pela consideração dos dois pontos de mais elevado p' ($\phi' = \phi'_{cv} = 31{,}2°$), indica um comportamento bipolarizado nas zonas que antes se definiram.

É interessante notar que a coesão estrutural associada a estados de confinamento nulos pode ser avaliada por ensaios de resistência à tracção (ver 6.10), tendo sido estimada em cerca de $c'_{\min} \cong 7{,}7\,\text{kPa}$, valor muito próximo da calculada a partir dos dois ensaios com $p'_{rot} < 100\,\text{kPa}$.

Se estes resultados forem confrontados com os obtidos em ensaios de compressão, permite-se definir as seguintes tendências do comportamento mecânico à rotura deste solo:

(i) a coesão efectiva em extensão parece ser considerada resultante da componente cimentícia, isto é, das pontes de ligação entre partículas;

(ii) a coesão efectiva em compressão $c' \cong 8{,}1$ - 11,8 kPa (ver 6.12) não é exclusivamente associável à resistência à tracção, sendo resultante também da tendência dilatante que se manifesta nos primeiros níveis de tensão entre os grãos que se encontram aleatoriamente imbricados; este imbricamento é localizado nas pontes cimentícias que se detectaram microscopicamente e, embora não esteja reflectido num estado físico de elevada compacidade, acarreta respostas volumétricas que são comuns aos solos granulares de partículas não cimentadas;

(iii) os ângulos de atrito, sobretudo na zona considerada naturalmente estruturada, são mais baixos em extensão do que em compressão; a causa desta constatação poderá ser a de que, nos ensaios de extensão, a tensão intermédia (σ'_2) acompanha o aumento relativo de σ'_1 em relação a σ'_3 ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_h$ e $\sigma'_3 = \sigma'_v$, $b = 1$), o que acarreta uma taxa de variação volumétrica mais elevada do que nos ensaios de compressão; de facto, dada a importância da cedência por colapso volumétrico nestes materiais cimentados, as ligações estruturais quebram para tensões distorcionais mais baixas, passando o solo mais rapidamente para uma zona metaestável com cedências progressivas mais aceleradas; ou seja, em estados de extensão triaxial axissimétrica a resistência parece tender mais rapidamente para o estado crítico.

6.8.4 - Ensaios com q constante

6.8.4.1 - Índices físicos e resultados dos ensaios

Na sequência das considerações do ponto 6.8.3.1, sobre as vantagens dos modelos baseados nos módulos de compressibilidade volumétrica (K) e distorcional (G), realizaram-se dois ensaios com variação contínua de p' mantendo q constante.

Usaram-se amostras indeformadas do diâmetro de 100 mm com duplo encamisamento e instrumentadas internamente com um par de electro-inclinómetros. A taxa de variação de p' foi lenta, tendo cada ensaio durado cerca de 15 dias. Os parâmetros físicos dos provetes ensaiados são apresentados no Quadro 6.34.

Quadro 6.34 - Parâmetros físicos das diversas fases dos ensaios *CID* com q = constante e p' crescente

Ensaio	p_c'	Fase de montagem				Consolidação		Fim do ensaio	
	(kPa)	γ (kN/m^3)	e	w (%)	S (%)	e	S (%)	e	S (%)
QCONST0	10	18,4	0,715	22,5	83	0,715	100	0,531	100
QCONS135	165	17,9	0,733	19,9	72	0,668	100	0,568	100

Um dos ensaios foi realizado segundo a linha isotrópica (q = const=0) e completa os ensaios de consolidação isotrópica clássicos (com escalões incrementais) que já foram antes apresentados. O outro ensaio foi realizado nos mesmos termos do anterior mas para um valor de q constante e igual a 135 kPa. Em ambos foram realizados ciclos intermédios de descarga-recarga a fim de se avaliar o grau de dependência de K_{dr} com p_i' (valor inicial de descarga). Os valores de K_{dr}, dado o baixo nível histerético dos ciclos de descarga-recarga, foram considerados entre vértices de cada ciclo intermédio. A Figura 6.73 ilustra os resultados imbuídos em termos de ε_v *versus* p'.

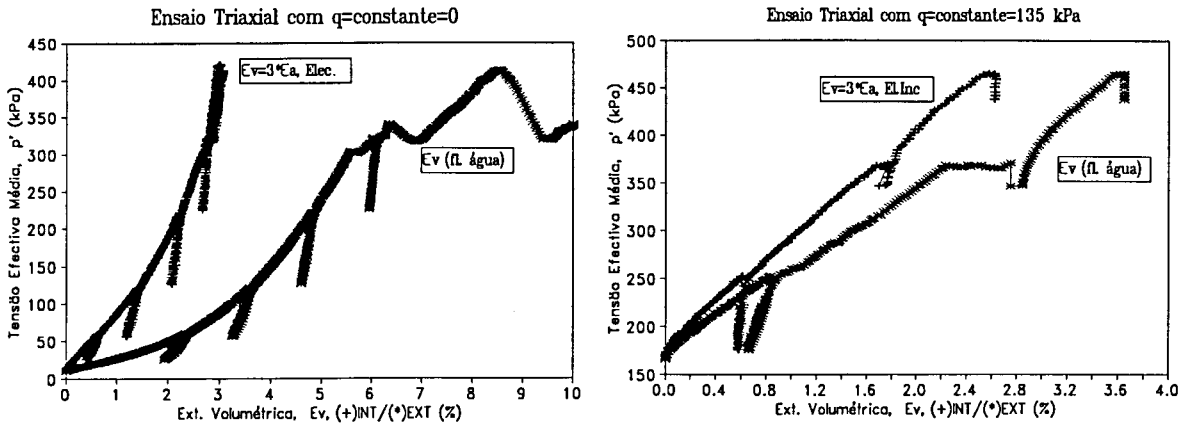


Figura 6.73 - Curvas ε_v *versus* p', instrumentação interna e externa: a) q = const.=0; b) q = const.=135 kPa.

Pelos resultados mostrados na figura verifica-se que, apesar do duplo encamisamento, a variação volumétrica deduzida da percolação da água do interior do provete é sempre superior à avaliada pela instrumentação interna e poderá ser imputável aos efeitos da penetração da membrana nos poros da fronteira. Deve-se, contudo, salientar que uma instrumentação interna adequada devia ser associada à avaliação directa de ε_r, pelo que a

opção tomada de considerar os valores da extensão volumétrica deduzidos a partir da extensão axial com recurso aos electro-inclinómetros ($\varepsilon_v = 3 \cdot \varepsilon_{a,\text{int}}$) pode conter alguns erros, muito particularmente devido a efeitos localizados nos pontos de ligação destes instrumentos às amostras. No cômputo das duas instrumentações considera-se, no entanto, mais fiável esta última.

Com o objectivo de analisar a dependência de K com p' e, por sua vez, avaliar se há clara dependência de cada lei com o nível distorcional (q), abordou-se esta questão a partir dos modelos simplificados "*K-G*" de Nelson e Baron (1971) e Naylor (1975) que utilizam leis de variação do tipo:

$$K = K_1 + \alpha_k \cdot p' \tag{6.36}$$

não fazendo depender estas leis de q.

A expressão obtida para o módulo tangente foi definida para o ensaio com q =const=0 e é apresentada na Figura 6.74a. Em complemento, representa-se o enquadramento dessa mesma expressão nas respostas obtidas em termos de K *versus* p' para o segundo ensaio (q=const=135kPa), denotando alguma inconsistência na variação de K com p' para a zona desestruturada. Os resultados obtidos neste ensaio apresentam alguma dispersão, aparentando, contudo, a mesma reduzida dependência dos valores $K(f(p'))$ com q.

De uma forma geral, dos resultados obtidos, pode-se afirmar que:

(i) a rigidez estimada pela instrumentação externa é conservativa;

(ii) há alguma não linearidade da resposta secante do módulo de compressibilidade volumétrica com p', como se pode ver na Figura 6.73; no entanto, essa não linearidade perde-se para valores muito baixos de acréscimo das tensões (essa perda é menos abrupta na instrumentação interna traduzindo uma melhor avaliação da não linearidade da resposta);

(iii) nos primeiros níveis de tensão octaédrica, como se pode constatar pela Figura 6.74, particularmente para o ensaio com q=const=0, o valor de K_t é praticamente constante; é evidente a vantagem da instrumentação interna na definição da zona estruturada até mais elevados níveis de p' e mais conducentes com os valores de "préconsolidação virtual" definido nos ensaios edométricos;

(iv) K_t aparenta ser linearmente crescente a partir de um dado nível de tensão, facto que é consonante com o observado em materiais granulares sedimentares cuja densificação com o crescimento da tensão se traduz neste aumento, reflectindo a evolução deste solo residual para condições de compacidade crescente.

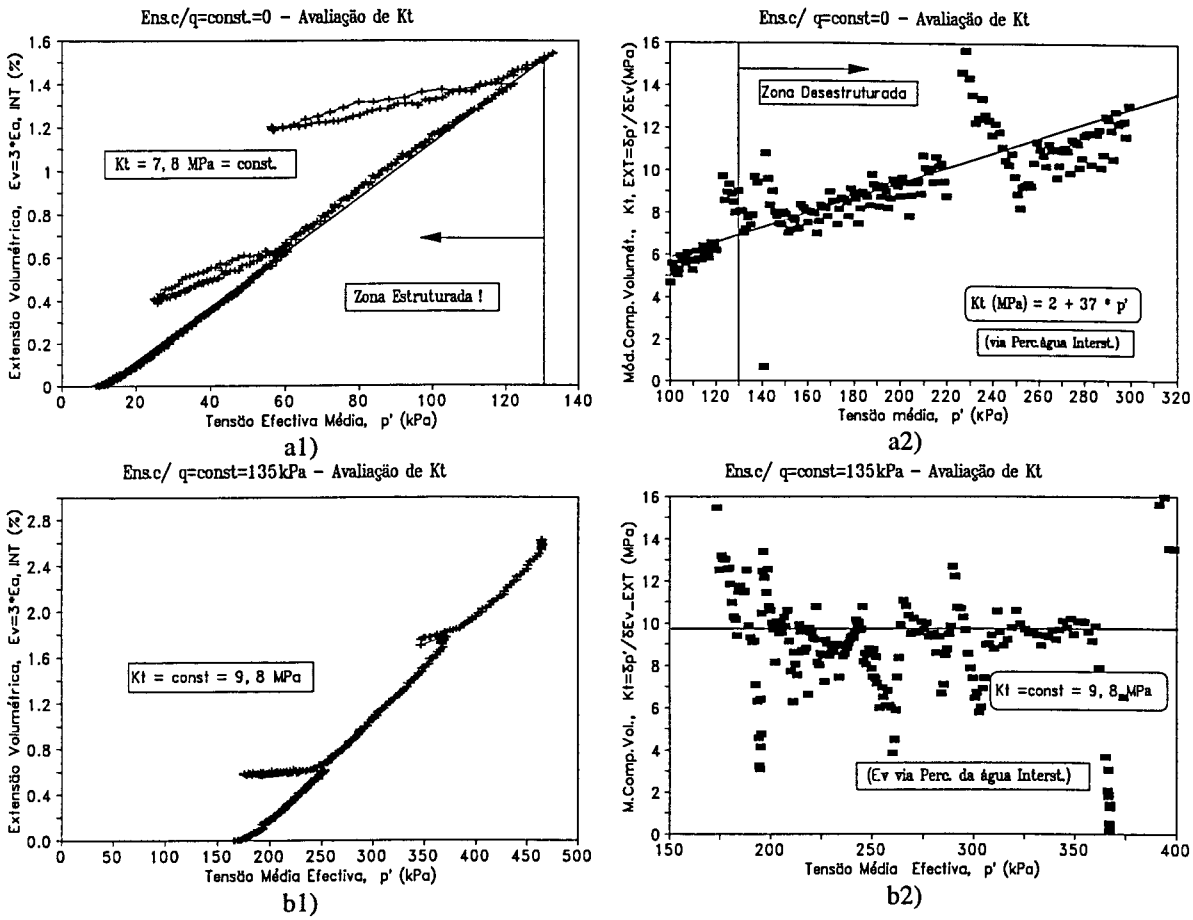


Figura 6.74 - Variação do módulo de compressibilidade volumétrica secante com a tensão octaédrica . Ensaios com: a) q = const.= 0; q = const. = 135kPa.

Numa primeira abordagem e tendo em conta a melhor representatividade dos resultados deduzidos da instrumentação interna, deduzem-se valores prováveis a adoptar para a variação de K_t com p':

$$p' \leq 130\,\text{kPa}: \quad K_t = 7{,}8\,\text{MPa} \tag{6.37a}$$

$$p' > 130\,\text{kPa}: \quad K_t = 2 + 37 \cdot p' \tag{6.37b}$$

correspondentes, assim, a primeiros carregamentos em zonas de distintos comportamentos (estrutura-cimentada e granular-metaestável).

A Figura 6.75 ilustra a dependência do módulo da compressibilidade volumétrica descarga e recarga com o valor máximo da tensão média aplicada até esse ciclo. As expressões deduzidas são as seguintes:

- por instrumentação interna:

$$K_{dr,\text{int}} = const = 16{,}56\,\text{MPa};\ p_i' \leq 60\,\text{kPa} \ \text{ e } \ K_{dr,\text{int}} = 276 \cdot p_i';\ \ p_i' > 60\,\text{kPa} \tag{6.38}$$

- por instrumentação externa:

$$K_{dr,ext} = const = 12{,}24\,\text{MPa};\ p_i' \leq 60\,\text{kPa} \ \text{ e } \ K_{dr,ext} = 204 \cdot p_i';\ p_i' > 60\,\text{kPa} \tag{6.39}$$

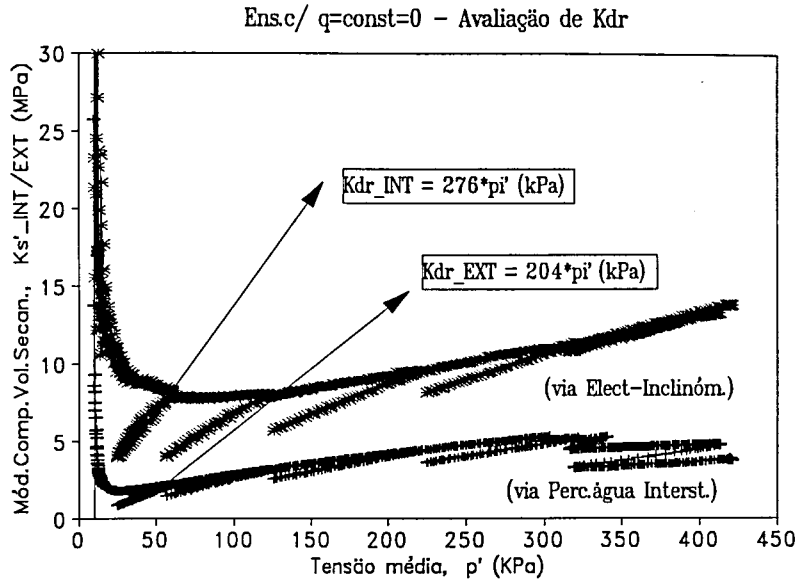


Figura 6.75 - Variação do módulo elasto-plástico de compressibilidade volumétrica com a tensão octaédrica de início de descarga.

6.8.4.2 - Confronto com os ensaios de consolidação isotrópica

A finalizar, comparam-se estes valores com os deduzidos no ensaio isotrópico clássico incremental, referenciado anteriormente por *ISOFEUP3*, no qual se usou instrumentação interna (para além da clássica via percolação da água intersticial). Na Figura 6.76 apresenta-se as variações dos módulos tangentes e de descarga-recarga (neste caso coincidentes com os pseudo-elásticos) com a tensão octaédrica.

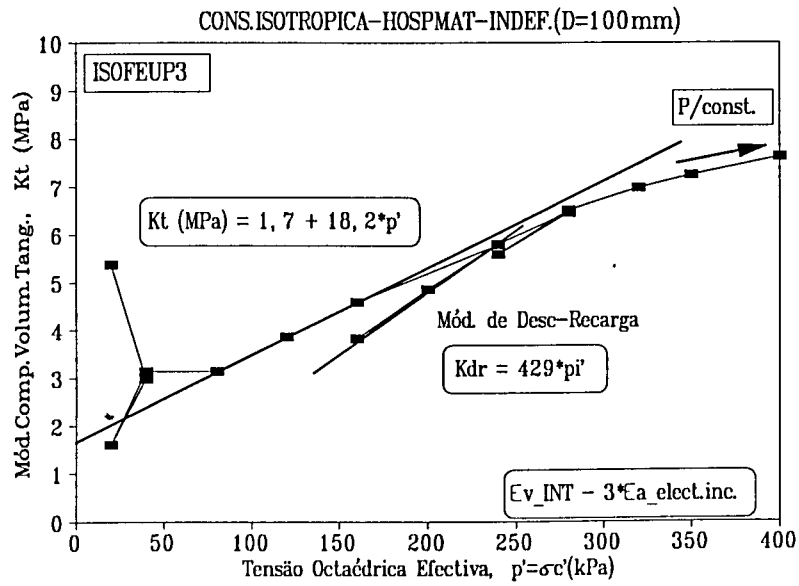


Figura 6.76 - Variação de K_t e K_{dr} com a tensão $p'_c(=\sigma'_c)$ no ensaio de consolidação isotrópica incremental.

A expressão de K_t *versus* p' apresenta, admitindo constância de K_t nos termos acima descritos, uma ordenada na origem da lei linear próxima do valor atrás obtido. No entanto, o acréscimo deste valor com o nível de tensão é mais baixo, o que pode ser reflexo da menor densificação do material incrementado, por este meio, e do diferente grau de meteorização ou cimentação natural. Paradoxalmente, ainda que a razão das taxas do crescimento nos dois ensaios seja menor ($\cong$1,5), o aumento de K_{dr} com o nível próximo de tensão média máxima antes da descarga é maior no ensaio de consolidação incremental clássica.

Dada a natureza das solicitações que são objecto das análises correntes, parece ser mais substancial o uso de um modelo "*K-G*" com valores obtidos em ensaios de crescimento contínuo das variáveis q e p'. Esta questão exige um estudo mais alargado com ensaios deste género.

6.9 - LINHA DOS ESTADOS ESTÁVEIS (*LEE*) OU CRÍTICOS (*LEC*)

6.9.1 - Metodologia usada

O conceito (definido no Anexo A.2) do estado estável ou crítico é essencial em mecânica dos solos e é a ele que se referenciam cada vez mais as teorias de interpretação do comportamento mecânico. Para a definição da linha dos estados críticos recorre-se à realização de ensaios triaxiais sob amostras indeformadas ou remoldadas em condições:

(i) *não drenadas*, mantendo-se o índice de vazios constante, o estado de tensão pode ser incrementado da forma clássica (compressão triaxial) até que se atinja a condição única de constância de q, p' e e;

(ii) *drenadas*, admitindo variação volumétrica, o estado de tensão é incrementado até se obter uma condição única de q, p' e e.

Na prática, mesmo para valores da extensão axial da ordem dos 20% (refira-se que no ensaio triaxial clássico deformações desta ordem de grandeza ou superior são fortemente condicionadas pelos efeitos marginais, como a resistência da membrana, etc.) não há garantia de que o estado estável seja atingido. Ou seja, não há garantia de que posteriores distorções não acarretem evoluções de uma daquelas três variáveis constituintes do estado único (Poulos *et al*, 1988, e Been, 1991). Definem-se, assim, condições "quase-estáveis" que correspondem mais a uma transformação de condição do que a um verdadeiro estado estável e único.

Para resolver esta indefinição, Chee e Lo (1993) propuseram um método adaptado do da "trajectória de deformações" ("strain-path method", Baligh, 1985). Consiste basicamente na realização dos ensaios em duas fases:

(i) ensaio drenado até à rotura, definida pelo valor máximo de q ou de σ'_v / σ'_h, de compressão clássica, em velocidades de deformação lentas para garantia de drenagem absoluta;

(ii) fecho das válvulas de drenagem e prossecução do ensaio em condições não drenadas até estabilização total das pressões neutras.

Com este faseamento a condição de estado último ou crítico é atingida para níveis de deformação muito mais moderados do que nos ensaios monofásicos em termos de drenagem. Essa condição é ainda mais facilmente atingida se o material ensaiado for previamente desestruturado e remoldado para estados de cariz exclusivamente granular.

6.9.2 - Descrição dos ensaios

Para definição da Linha dos Estados Estáveis, num intervalo significativo de variação de *e versus* p', recorreu-se a três níveis de compactação do material previamente preparado à condição granular. Ou seja, após recolha do solo sobrante dos 3 blocos indeformados, o mesmo foi homogeneizado, destorroado manualmente, seco ao ar, esquartelado e preparadas, então, amostras que foram agrupadas em três grupos. Os provetes foram sujeitos a graus diferentes de compactação dinâmica em 5 camadas, de modo a dispor-se de três grupos com índices de vazios iniciais característicos.

Quadro 6.35 - Índices físicos dos provetes usados nos ensaios triaxiais realizados sobre amostras remoldadas com vista à definição da Linha dos Estados Estáveis

Ensaios/ referência (CIU/D)	Tensões de consolid. σ'_c (kPa)	Preparação (provetes remoldados)				Consolidação			Fim do ensaio		
		γ (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)	e	S (%)	γ_d (kN/m^3)	e	S (%)	γ_d (kN/m^3)	e	S (%)
LEE-11	40	16,9	14,8	0,755	52	15,0	0,729	98	15,5	0,666	98
LEE-12	300	17,4	14,5	0,792	68	15,3	0,696	100	16,3	0,592	99
LEE-13	100	17,3	15,1	0,715	53	15,8	0,644	100	16,6	0,560	100
LEE-21	40	19,2	16,8	0,541	71	17,1	0,517	100	17,8	0,458	100
LEE-22	300	19,2	16,7	0,553	71	17,3	0,498	100	17,9	0,450	100
LEE-23	10	19,1	16,7	0,551	68	16,7	0,551	100	16,1	0,606	100
LEE-31	300	16,2	14,2	0,826	46	15,3	0,698	100	16,1	0,605	100
LEE-32	10	15,0	14,1	0,837	21	14,1	0,837	99	18,7	0,805	98
LEE-33	40	16,1	14,0	0,848	46	14,3	0,817	99	15,1	0,716	99

Os provetes, com diâmetro de 70 mm, foram saturados pelo método de contrapressão crescente (até 300 kPa) e consolidados isotropicamente com tensões que oscilaram entre 10 e 300 kPa, como se explicita no Quadro 6.35 onde se apresentam também os índices físicos correspondentes às três fases do ensaio.

6.9.3 - Definição da resistência em estado crítico (ângulo de atrito crítico) e da Linha dos Estados Estáveis

Nas Figuras 6.77, 6.78 e 6.79 apresenta-se as curvas q, ε_v e Δu *versus* ε_a dos 3 ensaios de cada um dos 3 grupos. As velocidades de carregamento foram baixas (0,002 mm/min para a fase drenada e 0,004 mm/min para a não drenada), procurando garantir drenagem total, na primeira fase, e homogeneização das tensões na água intersticial, na segunda fase. A mudança de fase é facilmente identificável nas figuras e a definição do estado estável (ver Figura 6.80) conseguiu-se com algum rigor em alguns ensaios (*LEE-11, 13, 22, 32* e *33*) e tendencialmente noutros (*LEE-12, 21* e *31*). Um dos ensaios (*LEE-23*) comportou-se claramente fora do estado crítico. Da análise das curvas incluídas nas 3 figuras referenciadas pode-se concluir que:

(i) muito dificilmente se alcança o estado crítico a partir de provetes - ainda que desestruturados e remoldados previamente - em condições iniciais fortemente "interiores" à *LEE*, região de tendência para aumento de volume ("seca"); ou seja, a indução de níveis de adensamento elevados exige substanciais distorções pós-pico até a um estado generalizado em condições críticas; mesmo com esta nova metodologia de indução de um carregamento em condições não drenadas, após rotura drenada não se obtém suficiente generalização da condição crítica para níveis deformacionais considerados razoáveis e adaptados a ensaios triaxiais; refira-se que esta questão poderia ser minorada se fossem usados extremos lubrificados nos provetes triaxiais, tecnologia ainda não implementada na FEUP;

(ii) são, naturalmente, os ensaios realizados em condições iniciais mais próximas do estado crítico que mais facilmente tendem para a estabilização (*LEE-11, LEE-13, LEE-22, LEE-32* e *LEE-33*); sendo tais condições desconhecidas à priori, justifica-se amplamente a opção por ensaios envolvendo amostras com compacidade e tensões médias de consolidação de largo espectro;

(iii) entre os casos extremos (i) e (ii) situam-se os ensaios *LEE-12*, *LEE-21* e *LEE-31* que ficam um pouco aquém do estado crítico, mas que para ele notoriamente tendem.

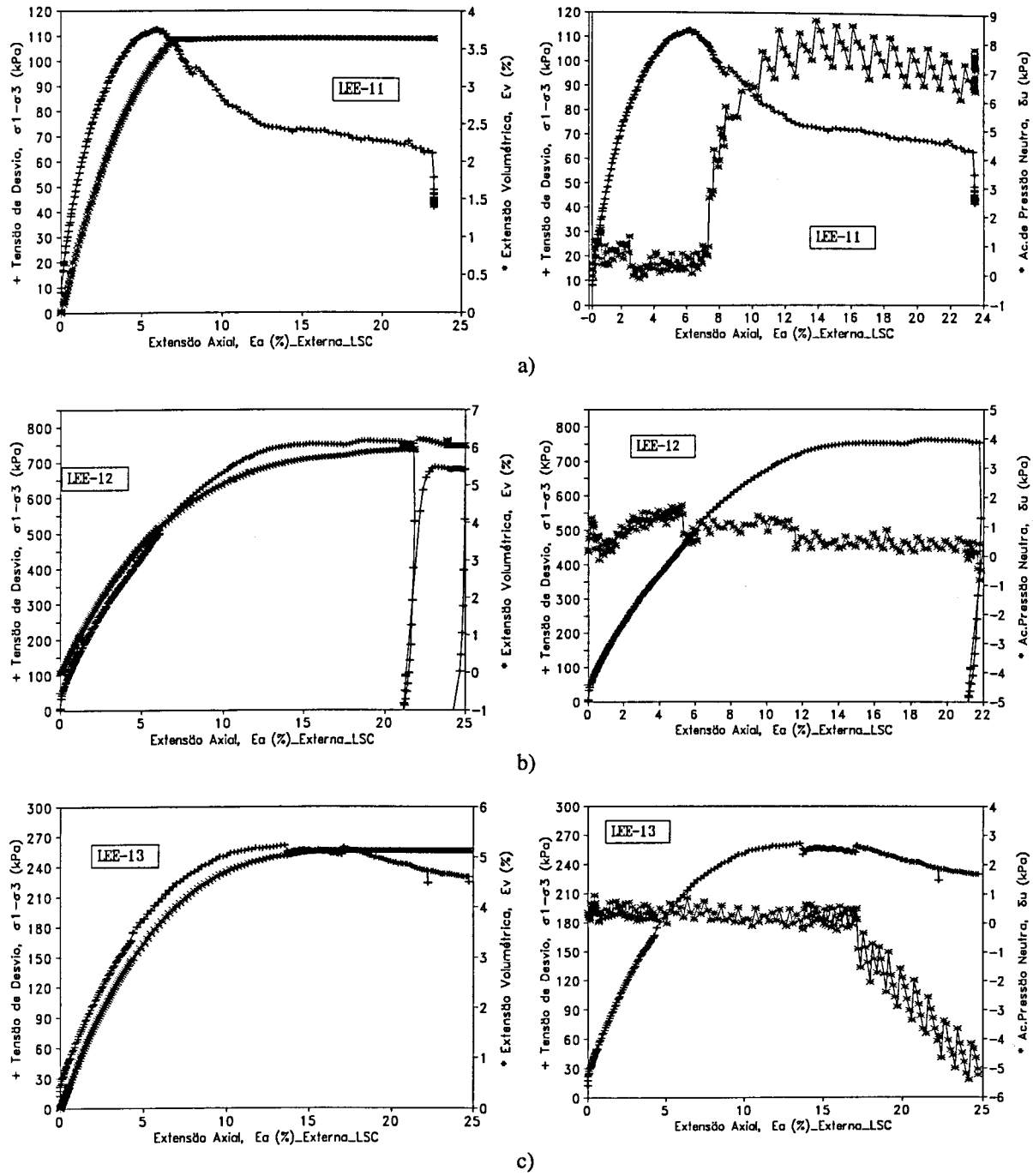


Figura 6.77 - Ensaios para determinação da LEE das amostras de compacidade intermédia (e_i = 0,72-0,79). Curvas q, ε_v e Δu *versus* ε_a: a) *LEE-11*; b) *LEE-12*; c) *LEE-13*.

A "Linha dos Estados Estáveis" foi definida pela regressão dos pontos representativos do estado último dos 5 melhores ensaios (ver Figura 6.80), sendo expressa pela seguinte equação:

$$e_{ss} = 1{,}151 - 0{,}259 \cdot \log_{10}(p') \text{ (kPa)} \qquad (6.40)$$

que serviu de base a considerações feitas anteriormente (particularmente nos pontos relativos aos ensaios "*in situ*") sobre o uso do parâmetro de estado na caracterização da resposta mecânica do maciço natural (Been e Jefferies, 1985).

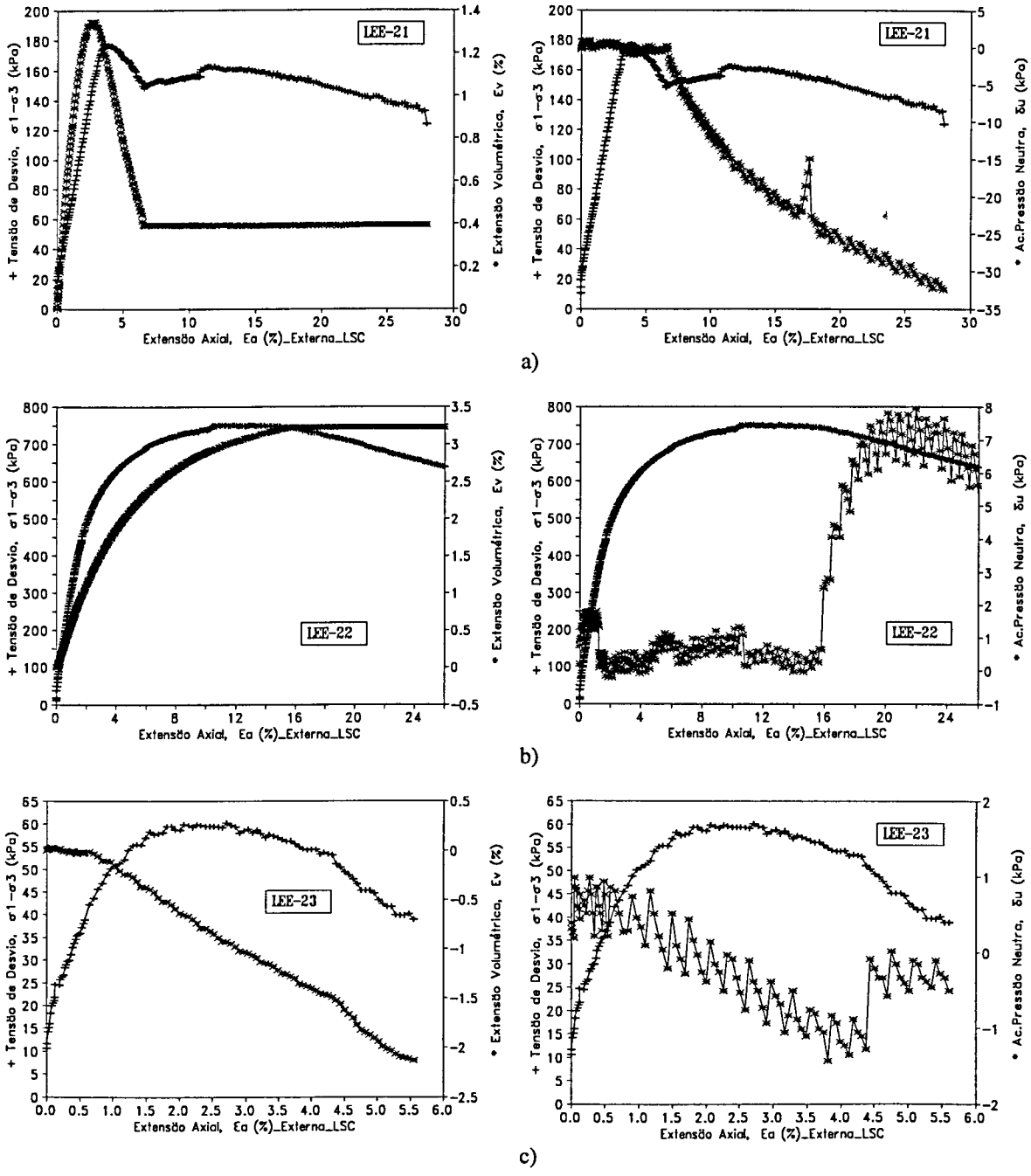


Figura 6.78 - Ensaios para determinação da *LEE* das amostras de compacidade mais elevada (e_i = 0,54-0,55). Curvas q, ε_v e Δu *versus* ε_a: a) *LEE-21*; b) *LEE-22*; c) *LEE-23*.

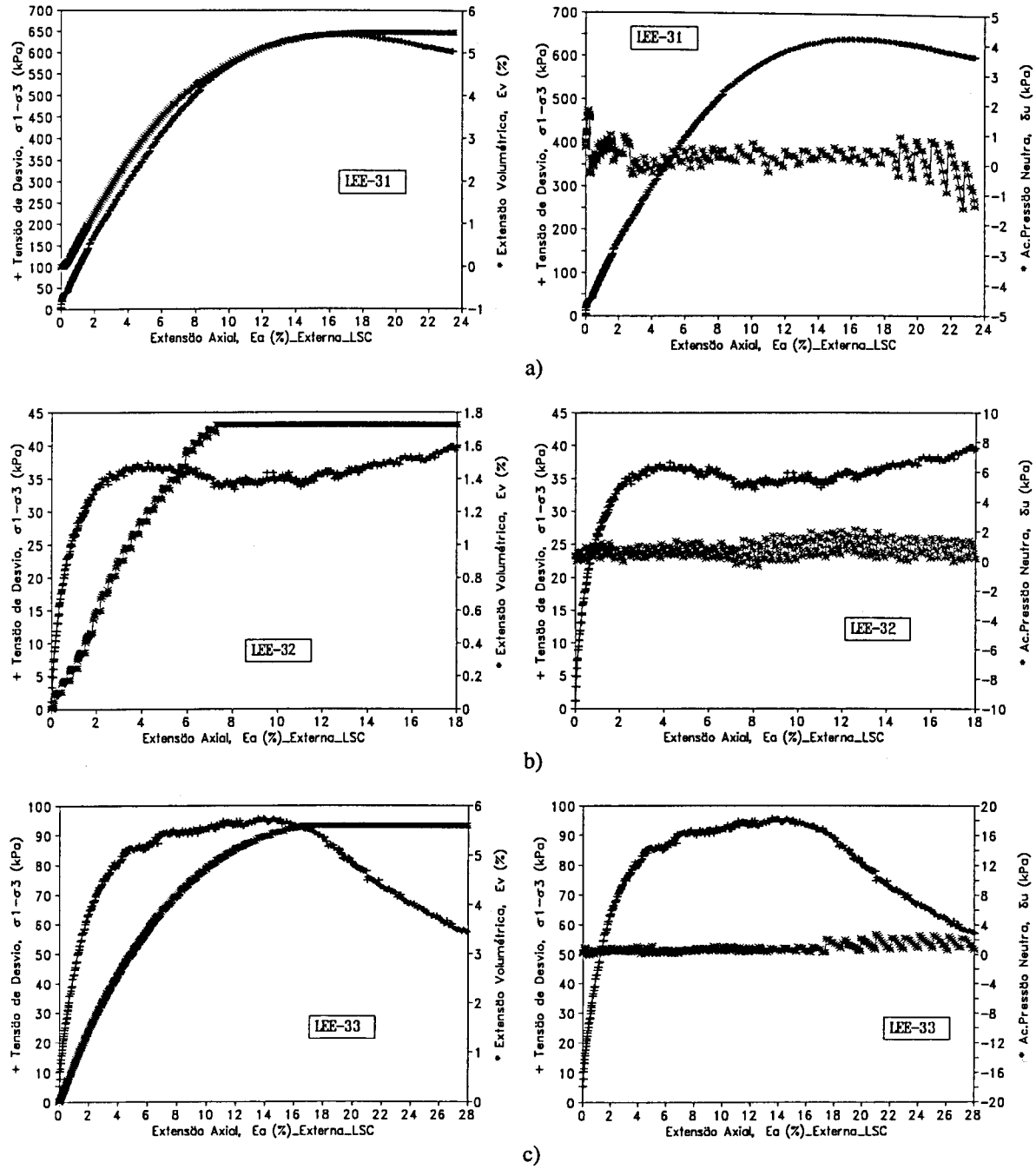


Figura 6.79 - Ensaios para determinação da *LEE* das amostras de compacidade mais elevada (e_i = 0,83-0,85). Curvas q, ε_v e Δu *versus* ε_a: a) *LEE-31*; b) *LEE-32*; c) *LEE-33*.

Na Figura 6.81 apresenta-se os valores das tensões na condição de estado crítico, na representação normalizada q / p'_e *versus* p' / p'_e (Burland, 1991). Salientam-se anteriores observações sobre a distinção entre estado crítico, que agora se analisa, e residual (distinção entre estado estável em regime turbulento num campo homogéneo e estado laminar de dois corpos individualizados em movimento relativo, respectivamente). Os valores de **ângulo de atrito crítico** deduzidos da representação directa (*q versus p'*) ou da normalizada (Figura

6.81) são coincidentes e iguais a $\phi'_{cv} = 31{,}6°$, sendo o parâmetro de estado crítico (Schofield e Wroth, 1968) para solicitações de compressão dado por:

$$M_{cv} = \frac{6 \cdot sen\,\phi'_{cv}}{3 - sen\,\phi'_{cv}} = 1{,}27 \tag{6.41}$$

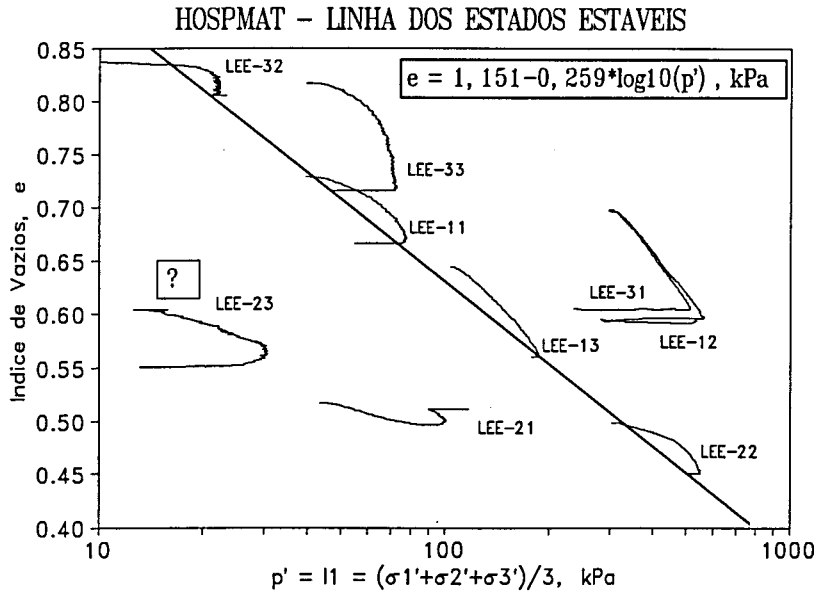


Figura 6.80 - Ensaios para determinação da "Linha dos Estados Estáveis". Representação de *e versus p'* .

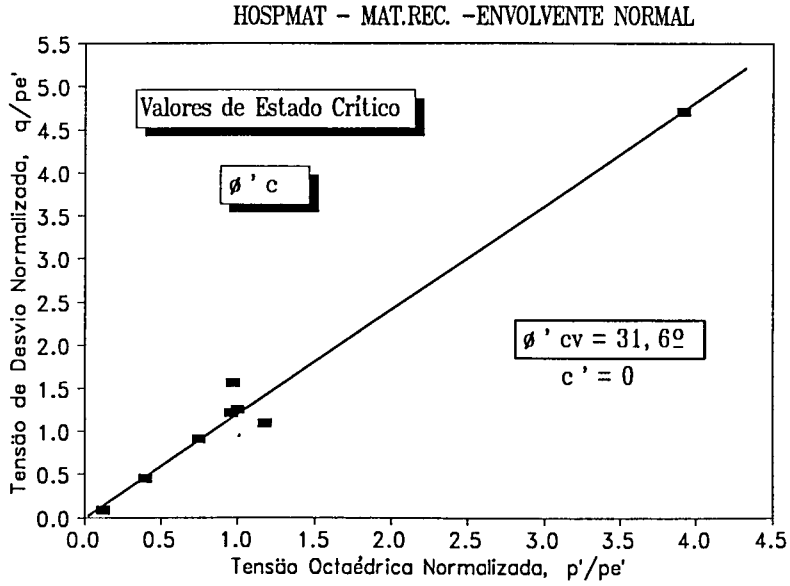


Figura 6.81 - "Linha de estados Estáveis". Ângulo de atrito crítico. Representação normalizada.

6.10 - ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL DE PROVETES CILÍNDRICOS. DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO ESTRUTURAL

Como foi sobejamente analisado durante a discussão dos resultados dos ensaios anteriormente descritos, os solos residuais de granito estudados possuem uma resistência estrutural não confinada. Sendo esta resistência à tracção fenomenologicamente importante, pois trata-se de uma componente verdadeiramente coesiva da matriz cimentada, a sua determinação foi efectuada a partir de um método indirecto conhecido por "ensaio brasileiro". Teoricamente, neste ensaio de compressão diametral de provetes cilíndricos, ao longo do eixo vertical de simetria (que passa pelos pontos de aplicação da carga) e na direcção normal a esse eixo, a tensão é de tracção e é constante, sendo dada por:

$$\sigma_T = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot H \cdot D} \tag{6.42}$$

com P a carga diametral, uniformizada ao longo da geratriz do provete, e H e d, respectivamente, a altura e o diâmetro iniciais do provete rectificado.

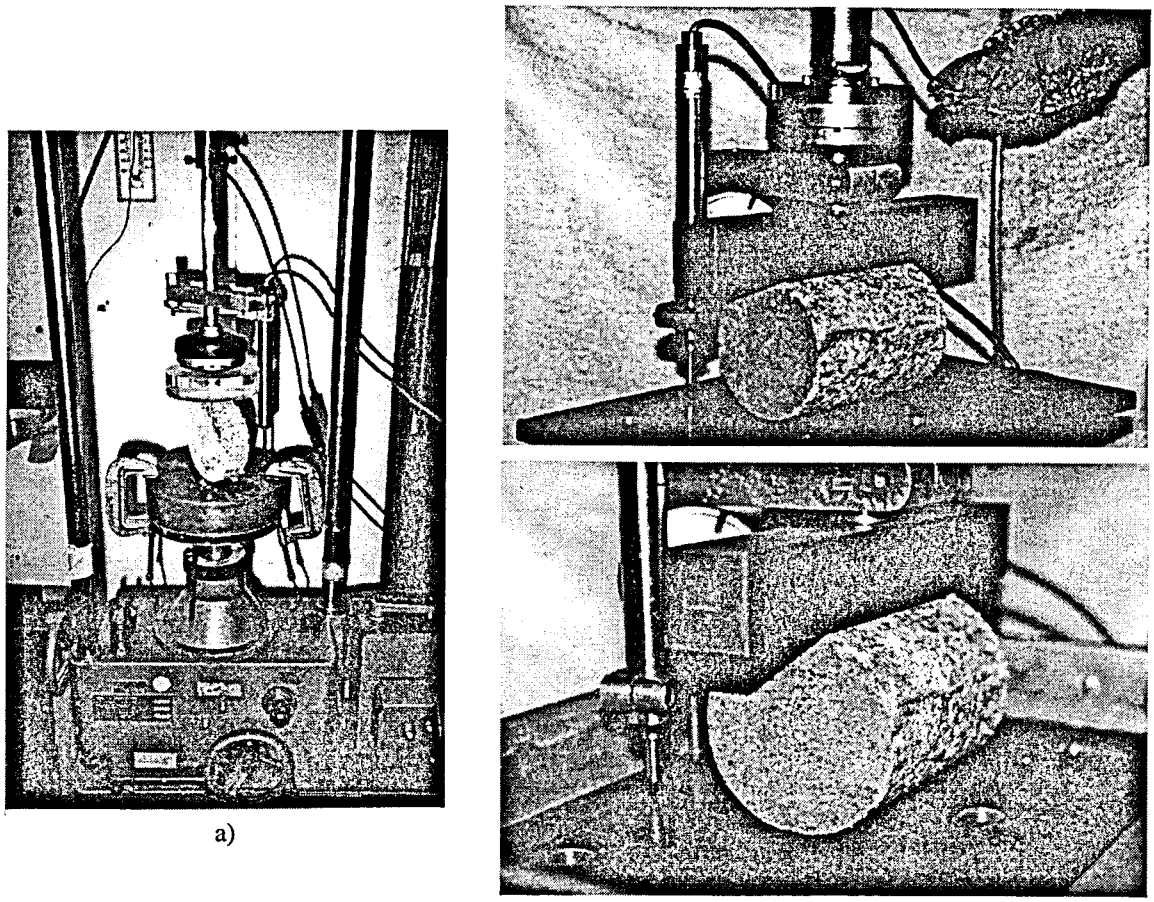
Nas Figuras 6.82a e b ilustra-se os dispositivos utilizados nos Laboratórios de Geotecnia da PUC/RJ e da FEUP, respectivamente. A velocidade de aplicação da carga foi baixa (0,01 mm/min) e o varrimento da aquisição automática foi suficientemente rápido para se poder construir uma curva multiponto que definisse bem o valor máximo da carga. Na Figura 6.83 mostra-se uma das curvas obtidas.

No Quadro 6.36 apresenta-se os parâmetros físicos iniciais das 3 amostras ensaiadas bem como os resultados na rotura, constatando-se que:

(i) o grau de saturação dos provetes é elevado e a sua pequena variação não parece influenciar significativamente os valores da resistência à tracção;

(ii) o ensaio realizado na FEUP, porque feito sobre um provete de maior relação *H/D* e, por isso, mais representativo, apresenta um valor de deslocamento diametral na rotura mais concordante com materiais de estrutura cimentada e frágil;

(iii) os índices de vazios dos provetes ensaiados são ligeiramente diferentes, fruto de alguma heterogeneidade natural do solo, parecendo, contudo, os valores obtidos da tensão de tracção máxima independentes dessa variação de porosidade.



a) b)

Figura 6.82 - Determinação da resistência à tracção de provetes cilíndricos - ensaios "brasileiros": a) PUC/RJ; b) FEUP.

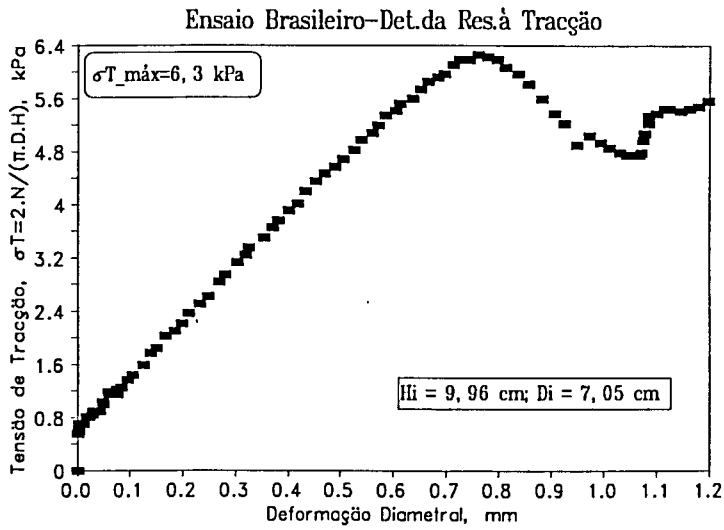


Figura 6.83 - Curva de tensão de tracção *versus* deformação diametral de um provete indeformado.

Quadro 6.36 - Índices físicos dos provetes e resultados dos ensaios de compressão diametral

Ensaio	Parâmetros físicos iniciais				Valores de rotura	
	H (mm)	D (mm)	e	S (%)	$\sigma_{T\,max}$ (kPa)	$\delta_{T\,max}$ (mm)
PUC/RJ-1	24,5	100,1	0,654	87	7,0	1,51
PUC/RJ-2	30,0	100,0	0,670	85	5,2	1,69
FEUP-1	99,6	70,5	0,690	79	6,3	0,76

Por outro lado, atendendo à natural conservatividade do ensaio (já que no processo de amostragem são inevitáveis as quebras estruturais quer por remeximento quer por expansão), conclui-se que há evidência de verdadeira coesão estrutural, cujo valor se procura estimar em seguida.

No eixo de simetria que une os pontos de aplicação da carga, a tensão na direcção desse eixo é de compressão e vale:

$$\sigma_c = \lambda \cdot \sigma_T \tag{6.43}$$

em que λ tem um valor mínimo igual a 3 no centro e, naturalmente, cresce para os pontos de aplicação da carga. Tem-se, assim, que, ao longo do eixo em causa, as tensões de tracção são uniformes mas as de compressão não o são, o que complica a avaliação da coesão. Note-se que é nos pontos desse eixo que a tensão de desvio é máxima, pelo que a rotura se localiza sobre esse eixo, tal como confirma a Figura 6.82b, desenvolvendo-se provavelmente de forma progressiva.

Supondo que na rotura o círculo de Mohr é tangente à envolvente, para um ponto qualquer do eixo referido, supostamente em rotura, obtém-se:

$$c' = \left[1 + \mathrm{tg}\,\phi' + \lambda \cdot (1 - \mathrm{tg}\,\phi')\right] \cdot \sigma_T / 2 \tag{6.44}$$

Considerando σ_T = 6,3 kPa e ϕ' = 38° (ver 6.11.2) vem

$$c' = 5{,}61 + 0{,}69 \cdot \lambda \tag{6.45}$$

Admitindo $\lambda = 3$ significa um valor mínimo para a coesão igual a $c'_{\min}$ = 7,7 kPa. De facto, como se verá em 6.11, a interpretação conjunta de todos os ensaios de compressão triaxial realizados, conduz a um valor mais elevado do que aquele.

À luz dos resultados obtidos para a coesão deduzidos dos ensaios triaxiais, conclui-se que esta se pode associar à estrutura cimentada interparticular, numa matriz de compacidade

média, e que o factor de ajuste matemático é aqui irrelevante. Esta conclusão tem implicações na interpretação da resistência (para além dos óbvios reflexos em termos de rigidez) pois, como se verá mais adiante, para tensões abaixo de um determinado limiar o material responde com valores acrescidos de rigidez e, em particular, de resistência, resultantes das ligações cimentadas, ainda que fracas, presentes em solos residuais jovens - saprólitos.

6.11 - INTERPRETAÇÃO CONJUNTA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS REALIZADOS

6.11.1 - Introdução. Níveis de tensão mais significativos para a análise da sapata protótipo

Tendo-se descrito, em pormenor, os resultados obtidos nos diferentes ensaios triaxiais, é importante sistematizar valores globais com vista a caracterizar o maciço envolvido pelo ensaio da sapata protótipo, descrito no Capítulo 4 e ao qual se voltará, mais generalizadamente, nos capítulos que se seguem.

Antes de prosseguir com a interpretação desses parâmetros de resistência e de deformabilidade deve-se chamar a atenção para o facto de os níveis de tensão de repouso envolvidos para as dimensões em causa serem relativamente baixos. Com efeito, as profundidades correspondentes a acréscimos de tensão distorcional ($\Delta\sigma_v - \Delta\sigma_r$) sob o centro da sapata maiores do que 5% da tensão à superfície, ou com acréscimos de tensão vertical inferiores a 20% da tensão efectiva vertical de repouso, são de, respectivamente, 3 e 2 vezes o diâmetro da sapata.

Admitindo o valor de influência de 3 vezes o diâmetro da sapata (em abono desta opção reporta-se as indicações dos deslocamentos horizontais dos inclinómetros, ver 4.4.4), tem-se como valor limite de influência das tensões efectivas de repouso, considerando o nível freático estabilizado a 1,00 m, $\gamma = 20$ kN/m^3 e $K_0 = 0{,}38$:

- $\sigma'_{v0} = 3 \cdot 1{,}2 \cdot 20 - (3 \cdot 1{,}2 - 1{,}0) \cdot 9{,}81 = 47\,\text{kPa}$
- $p'_0 = \sigma'_{v0} \cdot (1 + 2 \cdot K_0) / 3 = 28\,\text{kPa}$

Este resultado determina que a análise das respostas constitutiva e de resistência se concentre nos níveis de tensão de consolidação efectiva mais baixos, razão pela qual houve uma clara incidência em ensaios com tensões efectivas de consolidação de 10, 20 e 40 kPa.

Do ponto anterior, em que se reflectiu sobre a natureza real da estrutura coesiva (cimentação interparticular) destes solos, e da resposta dilatante do solo solicitado ao corte em

baixas tensões, concluiu-se que a tensão limiar de um comportamento cimentado para um comportamento desestruturado e característico de um solo granular comandado pela compacidade, é função de um "microambiente de alteração" (Vaughan, e Kwan, 1984), sendo grandemente independente da tensão geostática.

Questão importante na escolha dos parâmetros de resistência e de deformabilidade a considerar para o semi-espaço homogéneo envolvido pela fundação protótipo, é a definição das zonas preferencialmente solicitadas em compressão (essencialmente com aumento da tensão vertical), em extensão (aumento da tensão horizontal) ou em transição. Dada a limitação do equipamento de corte simples não foi possível estabelecer uma dependência desses parâmetros com o ângulo de rotação das tensões principais, pelo que a análise que pressupõe a utilização de modelos não lineares equivalentes (ex: hiperbólico) se limitará a zonas tipologicamente assimiláveis aos extremos definidos em ensaio triaxial: parâmetros de compressão e extensão. No Capítulo 8 pormenorizar-se-á essa atitude, enquanto neste serão exclusivamente definidas tendências típicas dos parâmetros a usar.

6.11.2 - Resistência - envolvente de Mohr-Coulomb

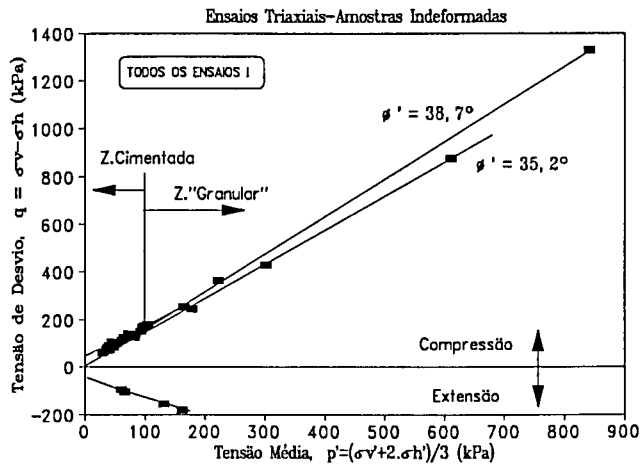


Figura 6.84 - Envolventes de rotura obtidas a partir dos resultados dos 28 ensaios de corte triaxial de compressão e extensão realizados sobre amostras indeformadas.

Na Figura 6.84 representa-se num diagrama *p' versus q* todos os pontos correspondentes aos valores da rotura de pico nos ensaios triaxiais em compressão e extensão sobre amostras indeformadas e que anteriormente se descreveram em pormenor. Nela se distinguem duas zonas:

(i) "zona cimentada": correspondente aos níveis de tensão mais baixos, onde as ligações cimentadas interparticulares se consideram preservadas e que importam - como atrás referido - à obra em análise, ajustando-se às profundidades de amostragem dos blocos;

(ii) "zona granular": associada a níveis de tensões de consolidação (isotrópica e anisotrópica) elevados e a que correspondem estados físicos em que as ligações estruturais entre partículas foram em grande medida destruídas (por compressão volumétrica para além do limiar estável); o novo material é agora eminentemente atrítico e típico de solos granulares (arenosos ou areno-siltosos) em que a resistência não contempla factores de coesão estrutural.

A esta última zona estão ligados dois conjuntos típicos de pontos de rotura cuja regressão indicia parâmetros de resistência meramente atríticos, oscilando entre $\phi' = 35{,}2° – 38{,}7°$, sendo os limites inferior e superior associados a índices de vazios iniciais (pós-consolidação) mais altos ou mais baixos, respectivamente. O valor mais elevado de $\phi'(= 38{,}7°)$ corresponde aos provetes com índices iniciais (de amostragem) mais próximos do índice de vazios determinado *in situ,* na plataforma de ensaio da sapata ($e \cong 0{,}7$ - Capítulo 3)

Agruparam-se os 6 ensaios da zona granular em compressão e normalizaram-se as tensões de rotura nos termos já atrás descritos (q / p'_e *versus* p' / p'_e), com o objectivo de eliminar a diferença entre estados iniciais (e, consequentemente, de rotura) da compacidade inicial, tendo-se obtido para o ângulo de atrito o valor de $\phi' = 38{,}1°$ ($r = 0{,}987$), que pode ser tido como representativo do comportamento granular pós consolidação aos níveis mais elevados, mas não envolvidos na obra instrumentada.

Nas Figuras 6.85a e b representa-se os pontos de rotura no espaço $p' - q$ para níveis intermédios de tensão ($\sigma'_c = \sigma'_{hc} \leq 160$ kPa) e níveis mais baixos ($\sigma'_c = \sigma'_{hc} \leq 40$ kPa). Salienta-se os dois semi-espaços de tensões, em compressão e extensão, e explicitam-se, na Figura 6.85b, os valores relativos a trajectórias de compressão e extensão (para $\sigma'_c \leq 40$ kPa) correspondendo, respectivamente, a $\phi' \cong 38{,}0°$; $c' \cong 8{,}6$ kPa e $\phi' \cong 34{,}2°$; $c' \cong 5{,}4$ kPa.

Para os valores de compressão optou-se ainda por, dado o elevado número de ensaios, representar os pontos obtidos segundo os conjuntos de ensaios antes identificados. Nas Figuras 6.86a e b apresenta-se, respectivamente, os correspondentes a níveis de tensão efectiva média de rotura de $p'_f = 100$ e 70 kPa. As diferenças entre ensaios (à excepção dos realizados sobre amostras de reduzidas dimensões - *PUC/RJ38* - questão já analisada) são reduzidas e entre os dois níveis considerados de tensão efectiva média na rotura pouco relevantes, pelo que se aceita os valores atrás indicados como representativos deste horizonte de alteração: $\phi' = 37 – 38°$ e $c' = 8 – 9$ kPa.

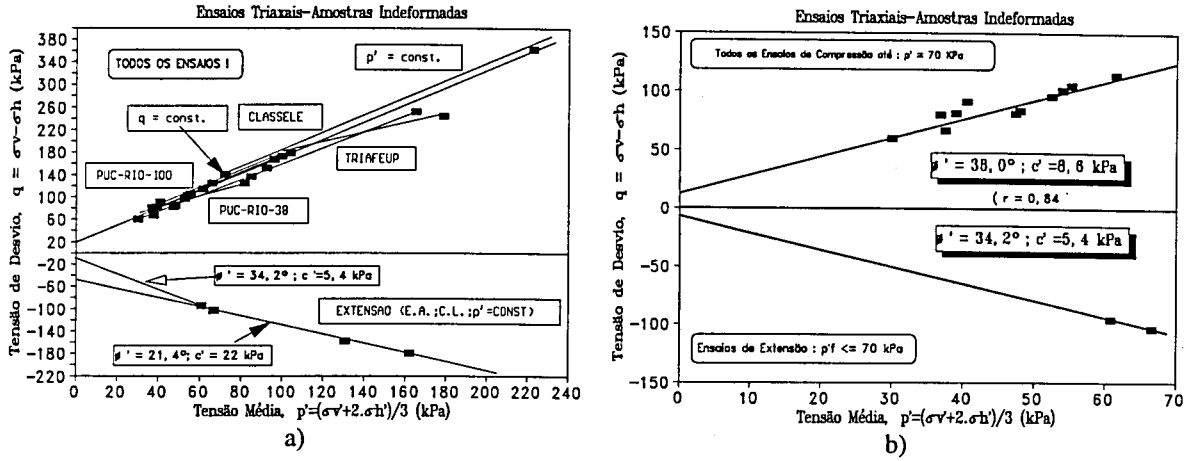


Figura 6.85 - Pontos de rotura e envolventes de resistência, em compressão e extensão triaxial, definidas por grupos de ensaios: a) $\sigma'_c < 160$ kPa; b) $\sigma'_c \leq 40$ kPa $(= \sigma'_{hc}, CAD)$.

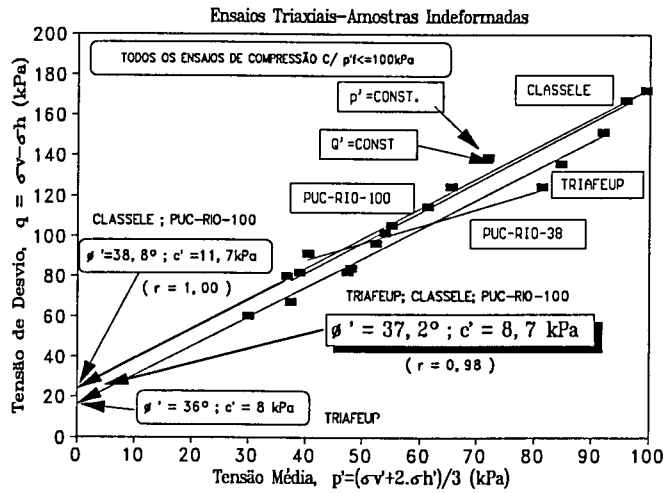


Figura 6.86 - Pontos de rotura e envolventes de resistência em compressão triaxial para provetes indeformados em dois níveis de tensão octaédrica na rotura: a) $p'_f \leq 100$ kPa; b) $p'_f \leq 70$ kPa .

Conclui-se esta descrição paramétrica de resistência com a representação da regressão forçada à origem ($c' = 0$) dos dois grupos de gamas de tensões efectivas de consolidação consideradas, sendo de salientar que a regressão obtida decresce substancialmente com a redução destas tensões, facto que se explica facilmente pela perda da componente coesiva com a desestruturação por compressão volumétrica nos mais altos níveis daquelas tensões de consolidação. Os valores de ϕ' devem ser assumidos como meramente matemáticos e só considerados como parâmetros de cálculo para metodologias que usam exclusivamente resistências atríticas, em alternativa aos mais completos coesivo-atríticos.

6.11.3 - Parâmetros de deformabilidade

6.11.3.1 - Módulos de deformabilidade pseudo-elásticos, de descarga-recarga, tangentes iniciais e hiperbólicos - análise conjunta de todos os ensaios de compressão

Distinguindo os ensaios de compressão clássica dos correspondentes a trajectórias especiais de tensão (ensaios de extensão e ensaios com p' constante - estes últimos tratados anteriormente nos pontos respectivos), fez-se o agrupamento de todos os resultados em termos dos módulos de deformabilidade definidos em 6.5.4.2 (->*PUC/RJ*), designados por pseudo--elástico (E_{el}), de descarga-recarga (E_{dr}) e tangente inicial por modelação hiperbólica ($E_{ti,h}$). Este último módulo foi definido pela formulação convencional (70-95% q_f) nos ensaios *CID* (*PUC/RJ100* e *CLASSELE*) e em eixos truncados nos ensaios de CK_0D (*TRIAFEUP*), para que os mesmos se pudessem comparar (ver Anexo A.6.4). Foi ainda considerado um módulo de deformabilidade tangente inicial definido pela melhor recta, no sistema de eixos ε / q *versus* ε, a partir da tensão de desvio correspondente a $K = 0{,}5$ ($q = \sigma'_{hc}$) e que se designa por $E_{ti,i}$.

Nos casos em que a instrumentação das extensões axiais foi feita por via externa e interna (electro-inclinómetros), representam-se os valores obtidos pelas duas vias. Nas Figuras 6.87 a 6.88 representa-se os valores calculados dos parâmetros K e n, (expressão A.6.4.3, Janbu, 1963). No Quadro 6.37 resume-se os valores dos parâmetros desta dependência exponencial, obtidos para as combinações apresentadas, dos módulos de deformabilidade atrás identificados, nas vertentes de instrumentação interna e externa e para as duas gamas de tensões de consolidação também já referidas.

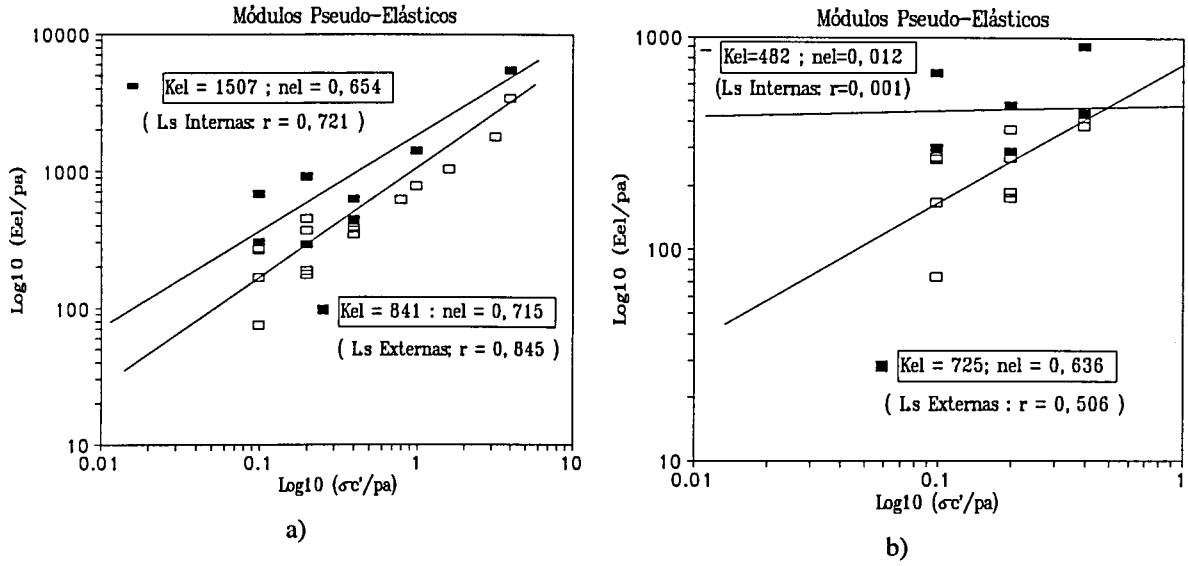


Figura 6.87 - Representação da variação exponencial dos módulos deformabilidade pseudo-elásticos (E_{el}) com a tensão de consolidação. a) todos os ensaios; b) ensaios com $\sigma'_c \leq 40\,\text{kPa}$.

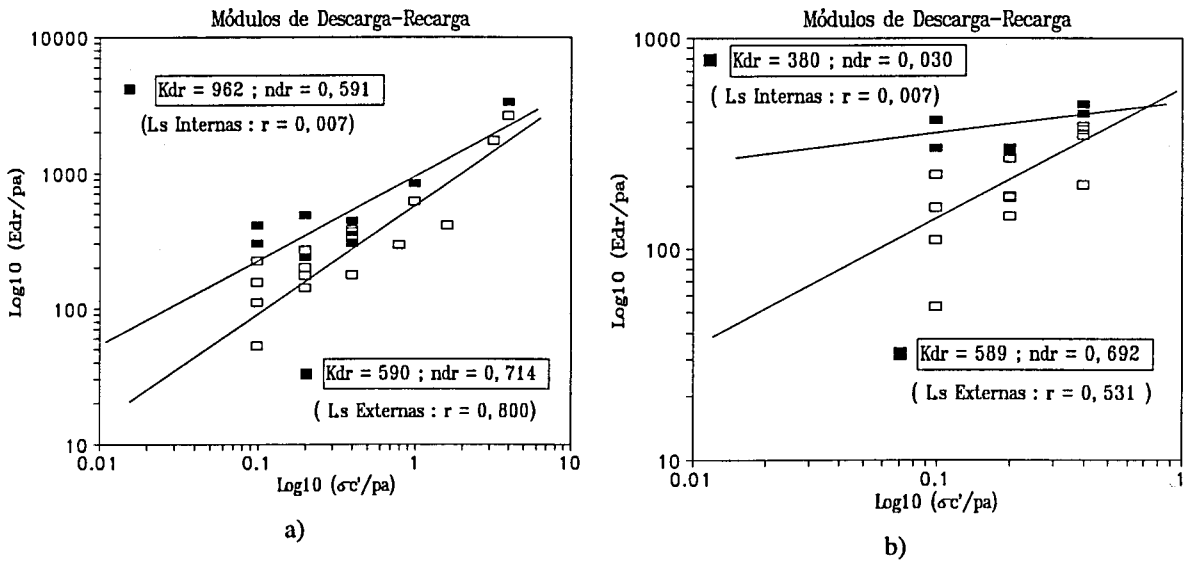


Figura 6.88 - Representação da variação exponencial dos módulos deformabilidade de descarga-recarga (E_{dr}) com a tensão de consolidação. a) todos os ensaios; b) ensaios com $\sigma'_c \leq 40\,\text{kPa}$.

Os valores de K e n deduzidos dos módulos obtidos com instrumentação interna e externa são substancialmente diferentes, por se terem tratado conjuntamente resultados de séries de ensaios realizados em equipamentos diversos e em condições iniciais um pouco distintas. Ao associar séries como a *TRIAFEUP* (exclusivamente com instrumentação externa) e *PUC/RJ* (em que a instrumentação interna consistiu num "anel" de deformação radial) com a série de instrumentação mais precisa (*CLASSELE*-FEUP) incorre-se naturalmente em alguma incongruência nas relações de K_{int} *versus* K_{ext} ou n_{int} *versus* n_{ext} (Figuras 6.89 e 6.90).

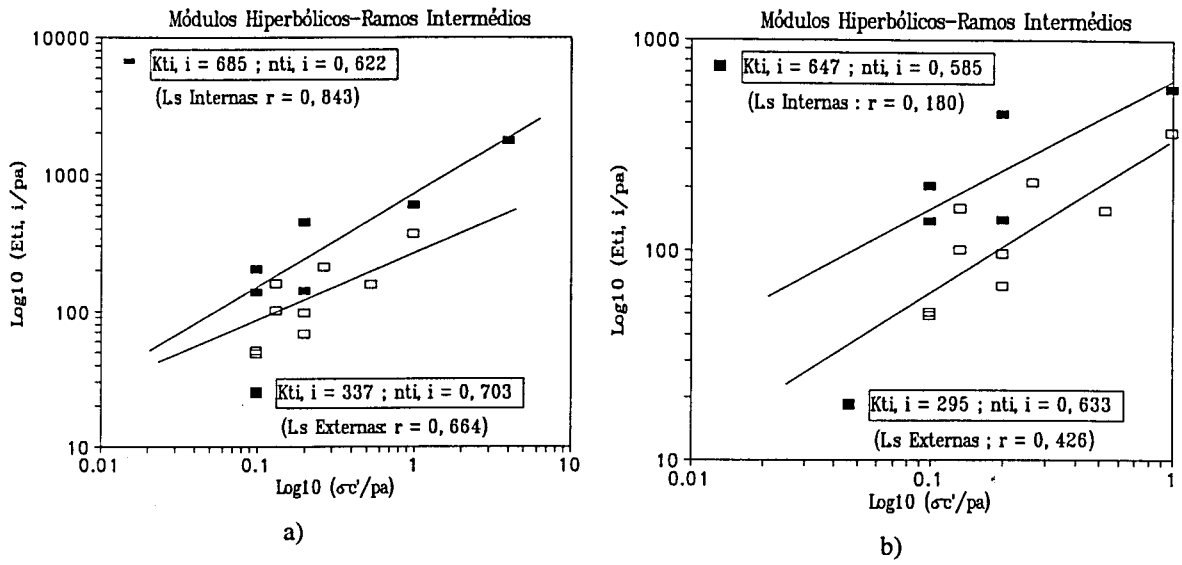


Figura 6.89 - Representação da variação exponencial dos módulos deformabilidade tangente inicial (primeiros valores, $E_{ti,i}$) com a tensão de consolidação. a) todos os ensaios; b) ensaios com $\sigma'_c \leq 40\,\text{kPa}$.

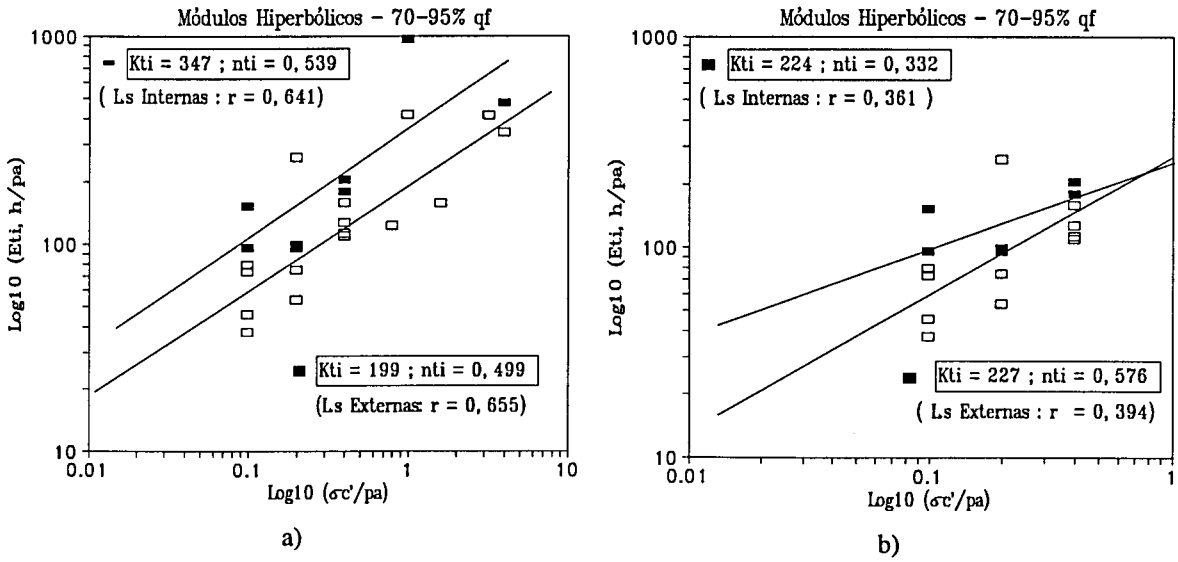


Figura 6.90 - Representação da variação dos módulos deformabilidade tangente inicial (modelo hiperbólico, 70-95% q_f, $E_{ti,h}$) com a tensão de consolidação. a) todos os ensaios; b) ensaios com $\sigma'_c \leq 40\,\text{kPa}$.

Por isso, para além das indicações qualitativas do agrupamento que se faz neste ponto entre todos os valores obtidos, sugere-se manter as relações entre os parâmetros K e n (para E_{el}, E_{dr} e E_{ti}) conseguidos por instrumentação interna e externa e apresentados no ponto relativo ao ensaio *CLASSELE*.

Quadro 6.37 - Valores de K e n da dependência exponencial dos módulos de deformabilidade E_{el}, E_{dr}, $E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$ com a tensão de consolidação: $E = K \cdot p_a \cdot (\sigma'_c / p_a)^n$.

Tensões de consolidação consideradas	Tipo de instrumentação	E_{el}			E_{dr}			$E_{ti,i}$			$E_{ti,h}$		
		K	n	r	K	n	r	K	n	r	K	n	r
Todos	INT	1507	0,654	0,721	962	0,591	0,007	685	0,622	0,843	347	0,539	0,641
(0-400 kPa)	EXT	841	0,715	0,845	590	0,714	0,800	337	0,703	0,664	199	0,499	0,655
$\sigma'c \leq 40$	INT	482 (*)	0,012	0,001	380 (*)	0,030	0,007	647	0,585	0,180	224	0,332	0,361
(kPa)	EXT	725	0,636	0,506	589	0,692	9,531	295	0,633	0,426	227	0,576	0,394

(*) fraca correlação, fruto da associação de valores tão distintos como são os das séries *CLASSELE* e PUC/RJ.

Dos valores incluídos no quadro podem-se estabelecer relações entre os parâmetros K e n deduzidos pelas duas vias de instrumentação. Estas *razões de instrumentação* dependem do tipo de módulo que se considera. De facto, há uma tendência para que a razão n_{int} / n_{ext} seja mais dependente do tipo de módulo adoptado, enquanto a razão K_{int} / K_{ext} parece ser mais independente. Podem-se, contudo, admitir os valores ponderados daquela *razão de instrumentação* como se segue:

(i) para os módulos E_{el} e E_{dr}, correspondentes a trajectórias de descarga e recarga, tem-se:

$$\frac{K_{el,\text{int}}}{K_{el,ext}} = \frac{K_{dr,\text{int}}}{K_{dr,ext}} \cong 1{,}7 \quad ; \quad \frac{n_{el,\text{int}}}{n_{el,ext}} = \frac{n_{dr,\text{int}}}{n_{dr,ext}} \cong 0{,}8$$

ou seja, a rigidez estrutural é subestimada para valores mais baixos das tensões de consolidação quando se recorre a instrumentação externa, e o crescimento daquela com esta é, na realidade, menos acentuado;

(ii) para as trajectórias monótonas que consideram as leis de dependência de módulos tangentes iniciais determinados convencionalmente ($E_{ti,h}$) com o nível de tensões, os parâmetros respectivos devem ser corrigidos dos factores que se seguem, quando usada instrumentação externa:

$$\frac{K_{ti,h,int}}{K_{ti,h,ext}} \cong 1{,}7 \; ; \; \frac{n_{ti,h,int}}{n_{ti,h,ext}} \cong 0{,}9$$

ou seja, as mesmas tendências dos valores pseudo-elásticos e de descarga e recarga, sendo que, enquanto a rigidez inicial para baixas tensões de consolidação é fortemente subestimada na instrumentação clássica, já a dependência com essa tensão parece ser menos sensível ao tipo de instrumentação;

(iii) para os módulos tangentes iniciais ($E_{ti,i}$) - importantes dada a sua aplicabilidade na definição da resposta de fundações em condições de serviço - os parâmetros de dependência definidos a partir dos dois tipos de instrumentação relacionam-se por:

$$\frac{K_{ti,i,int}}{K_{ti,i,ext}} \cong 2 \quad ; \quad \frac{n_{ti,i,int}}{n_{ti,i,ext}} = 1{,}3$$

sendo este valor mais próximo da unidade se se desprezar o ensaio de $\sigma'_{hc} = 400\,\text{kPa}$, o que revela a importância da instrumentação interna na definição do valor absoluto destes módulos, mais do que a sua variação com o nível de tensão; saliente-se que estes módulos serão integrados na análise de comportamento da sapata experimental, onde se reafirmará a representatividade dos módulos deduzidos da instrumentação interna em detrimento da externa.

Estas considerações são importantes para que, como se verá no capítulo da modelação (em particular na definição dos parâmetros hiperbólicos), se possa utilizar os valores obtidos em ensaios *CAD* (série *TRIAFEUP*) pela formulação adoptada de Vaid (1985), corrigindo-os de factores mais representativos por falta, à data, da respectiva realização de instrumentação interna.

Como também se verifica nesse capítulo, para a modelação elasto-plástica (modelo de Lade) serão usados directamente os valores obtidos nos ensaios mais fiáveis em que se usou instrumentação interna (*CLASSELE*, realizados na FEUP).

6.11.3.2 - Módulos de deformabilidade tangentes iniciais (hiperbólicos) deduzidos de ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna - análise de sensibilidade

Os módulos de deformabilidade inferidos da hipótese de variação hiperbólica de $\sigma_1 - \sigma_3$ *versus* ε_a dependem, como se viu pela diferença de valores de $E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$, muito fortemente da gama que se considera para a dedução dos parâmetros modeladores.

Para ilustrar esta questão apresenta-se nas Figuras 6.91 e 6.92 os andamentos dos valores de ε_a / q *versus* ε_a de, respectivamente, dois ensaios triaxiais *CID* realizados com tensões de confinamento de $\sigma'_c = 10 \text{ e } 20\,\text{kPa}$, da série *CLASSELE*, em que se recorreu a

instrumentação interna da deformação axial ε_a (*CLASS10* e *CLASS20*), e dois da série PUC/RJ nas mesmas condições e com recurso a instrumentação radial interna (*TRIGRAN3* e *TRIGRAN2*).

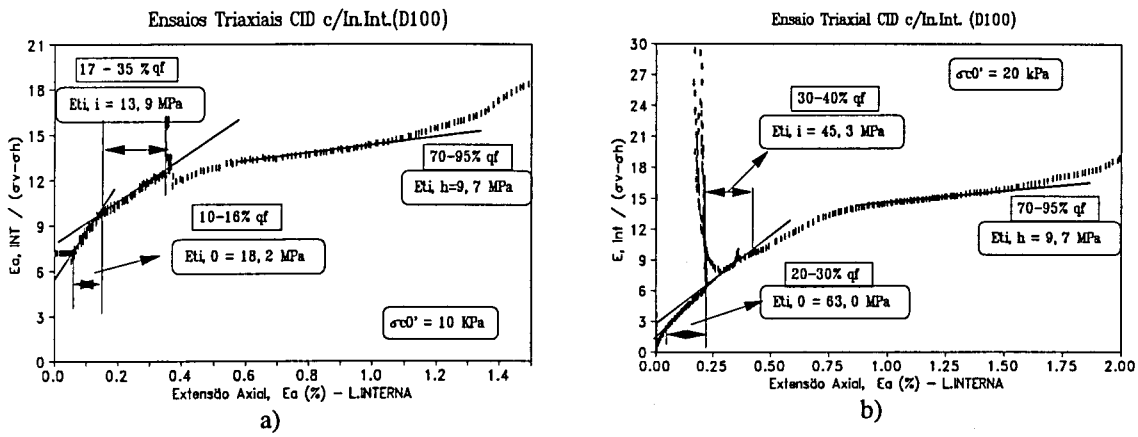


Figura 6.91 - Definição de ramos distintos para modelação hiperbólica. Variação de ε_a / q *versus* ε_a nos ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna - *CLASSELE*: a) σ'_c =10 kPa; b) σ'_c =20 kPa.

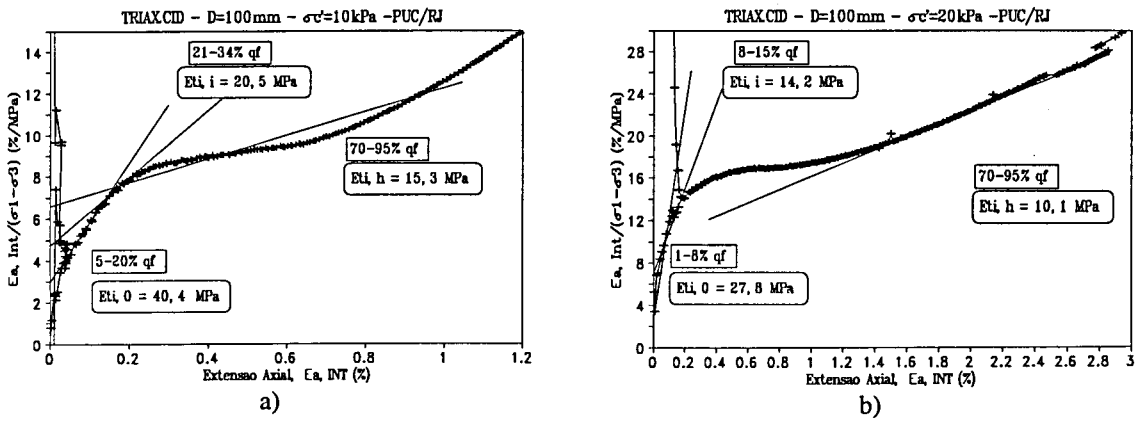


Figura 6.92 - Definição de ramos distintos para modelação hiperbólica. Variação de ε_a / q *versus* ε_a nos ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna - PUC/RJ: a) σ'_c =10 kPa; b) σ'_c =20 kPa.

Da observação destas figuras, constata-se que parece haver três distintos comportamentos de alinhamento hiperbólico a que correspondem módulos de deformabilidade tangentes iniciais que se designaram por:

$E_{ti,0}$ - módulo deduzido a partir do ramo de mais baixas tensões distorcionais induzidas; as cimentações interparticulares estarão ainda e em grande medida preservadas;

$E_{ti,i}$ - módulo, já identificado no parágrafo anterior, deduzido de um ramo intermédio, a partir do estado distorcional correspondente a $K \cong 0,5$ onde os valores parecem alinhar-se hiperbolicamente; este estado poderá corresponder ao início da plastificação com quebras progressivas das ligações estruturais interparticulares e que, muito provavelmente, reportará à maior parte das tensões de serviço na sapata;

$E_{ti,h}$ - módulo, também já identificado, correspondente aos ramos de 70 - 95% de q_f; os valores assim deduzidos do módulo de deformabilidade tangente inicial estarão fortemente afectados por desestruturação distorcional.

Tomando como referência os ensaios com instrumentação interna (*CASSELE* e PUC/RJ, dentro da gama de tensões de $\sigma'_c = 10, 20, 40$ e $100\,\text{kPa}$), obtêm-se os parâmetros hiperbólicos, que se representam no Quadro 6.38.

Quadro 6.38 - Parâmetros do modelo hiperbólico deduzidos de ensaios *CID* com instrumentação interna (*CLASSELE* e PUC/RJ; σ'_c=10, 20, 40 e 100 kPa)

Tipo de módulo	$E_{ti,0}$	$E_{ti,i}$	$E_{ti,h}$
K_{ti}	1162	738	347
n_{ti}	0,640	0,598	0,539
(r)	(0,71)	(0,89)	(0,64)
K_{dr}	1450*	978	978

* afectando o valor de referência (978) na proporção de E_{ti}.

Os parâmetros de resistência considerados correspondentes ao conjunto destes ensaios são os seguintes:

$$\phi' = 36,8°;\ c' = 11,6\,\text{kPa}$$

De acordo com o Quadro 6.38 e com estes parâmetros de resistência deduzem-se os valores de R_f para ajuste aos pontos de rotura dos ensaios considerados (ver expressão A.6.4.4, no Anexo A.6.4), tendo-se obtido os valores indicados no Quadro 6.39.

Nas Figuras 6.93, 6.94 e 6.95 compara-se as curvas observadas nos ensaios referidos e as obtidas pela modelação hiperbólica, considerando os três tipos de módulos tangentes iniciais e para valores de R_f mais consonantes com os representados no quadro, ou seja para 0,7 e 0,9 para $E_{ti,0}$ e $E_{ti,i}$, e 0,5, 0,7 e 0,9 para $E_{ti,h}$.

Quadro 6.39 - Valores de R_f para ajuste ao q_f obtido nos ensaios *CLASSELE* e PUC/RJ que serviram de base à modelação hiperbólica, considerando $E_{ti,0}$, $E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$.

	Série	*CLASSELE*				PUC/RJ		R_f
Tipo de módulo	Ensaio	*CLASS10*	*CLASS20*	*CLASS40*	*CLASS100*	*TRIGRAN10*	*TRIGRAN20*	méd
	q_f (kPa)	80,4	114,2	172,5	244	80,2	101,7	
$E_{ti,0}$	R_f	0,774	0,902	0,895	0,964	0,736	0,914	0,864
$E_{ti,i}$	R_f	0,676	0,856	0,841	0,943	0,622	0,873	0,802
$E_{ti,h}$	R_f	0,400	0,721	0,678	0,879	0,299	0,755	0,622

Da observação das curvas, pode-se desde já salientar que, de uma forma geral:

(i) a modelação hiperbólica das curvas dos ensaios realizados não os representa convenientemente, sobrtetudo ao longo de todo o seu desenvolvimento; este facto resulta da muito mais acentuada não linearidade do comportamento constitutivo destes materiais residuais, particularmente em níveis distorcionais mais reduzidos, enquanto a estrutura se encontra preservada;

(ii) a modelação a partir dos parâmetros K e n deduzidos de $E_{ti,0}$, ajusta bem as curvas para os níveis muito baixos de tensões distorcionais induzidas, mas é extremamente conservativa no cômputo geral daquelas curvas;

(iii) no extremo oposto, as curvas modeladas a partir do módulo $E_{ti,h}$ acompanham muito razoavelmente o desenvolvimento final das curvas, à excepção dos níveis baixos a médios de tensão; já a modelação a partir de $E_{ti,i}$ situa-se num compromisso entre as duas anteriores.

Só perante os resultados da modelação da sapata experimental foi possível enquadrar a melhor opção, pelo que o desenvolvimento desta questão será deixado para o Capítulo 8, onde se fará a análise numérica considerando estas variáveis.

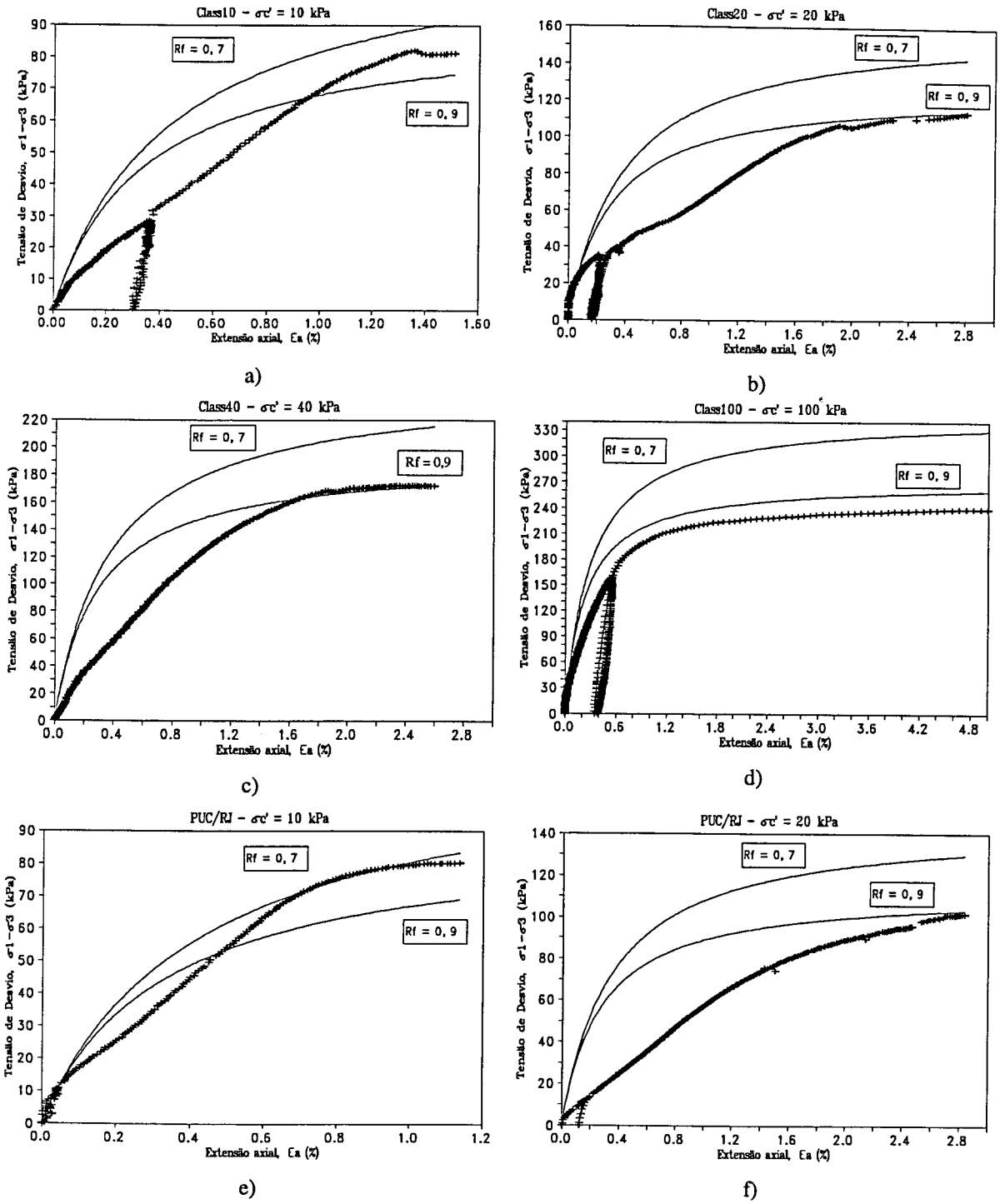


Figura 6.93 - Curvas comparadas dos resultados dos ensaios triaxiais *CLASSELE* e PUC/RJ e as modeladas hiperbolicamente para valores de R_f de 0,7 e 0,9. Consideração de $E_{ti,0}$: a) *CLASS10*; b) *CLASS20*; c) *CLASS40*; d) *CLASS100*; e) *TRIGRAN10*; f) *TRIGRAN20*.

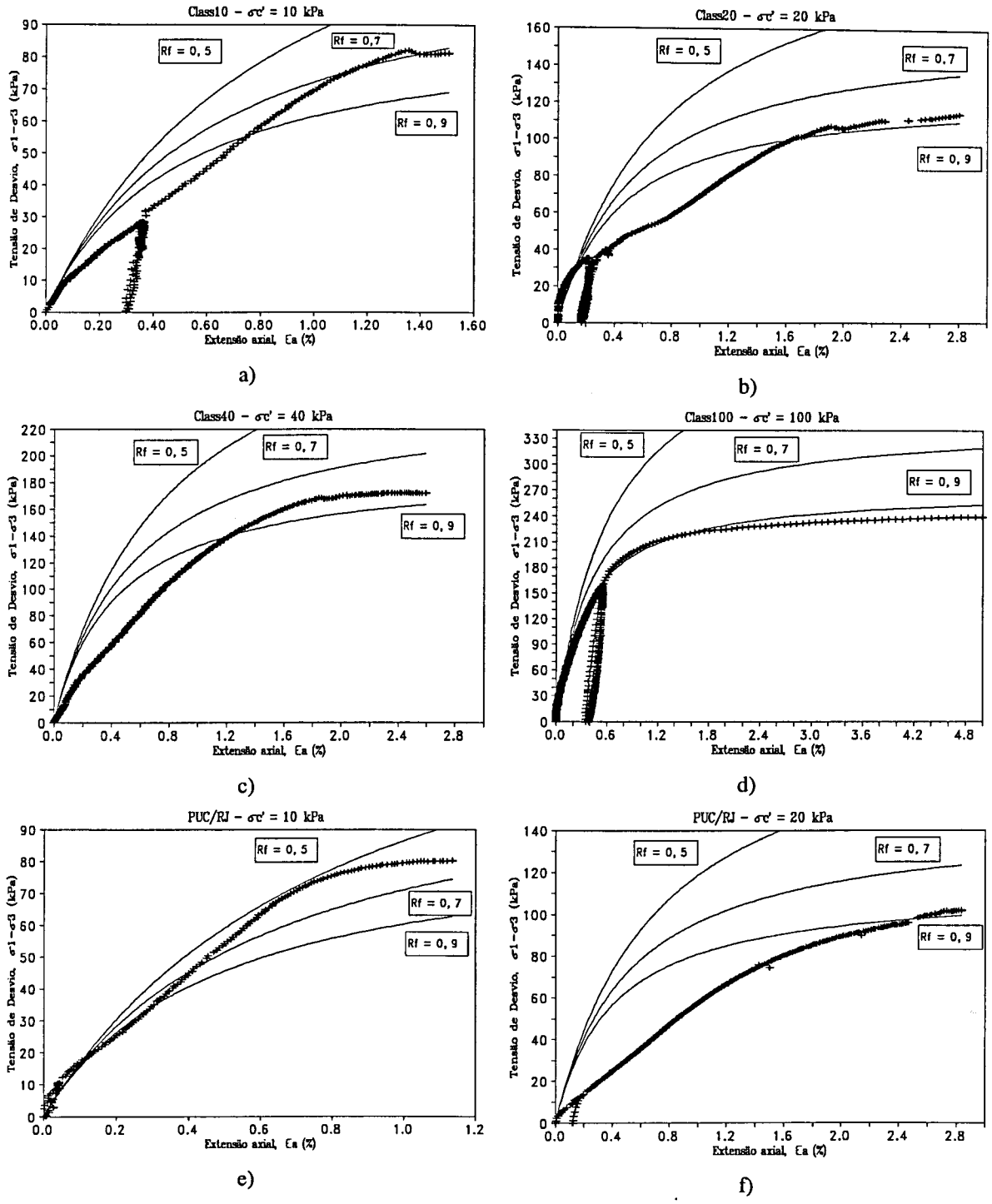


Figura 6.94 - Curvas comparadas dos resultados dos ensaios triaxiais *CLASSELE* e PUC/RJ e as modeladas hiperbolicamente para valores de R_f de 0,7 e 0,9. Consideração de $E_{ti,i}$: a) *CLASS10*; b) *CLASS20*; c) *CLASS40*; d) *CLASS100*; e) *TRIGRAN10*; f) *TRIGRAN20*.

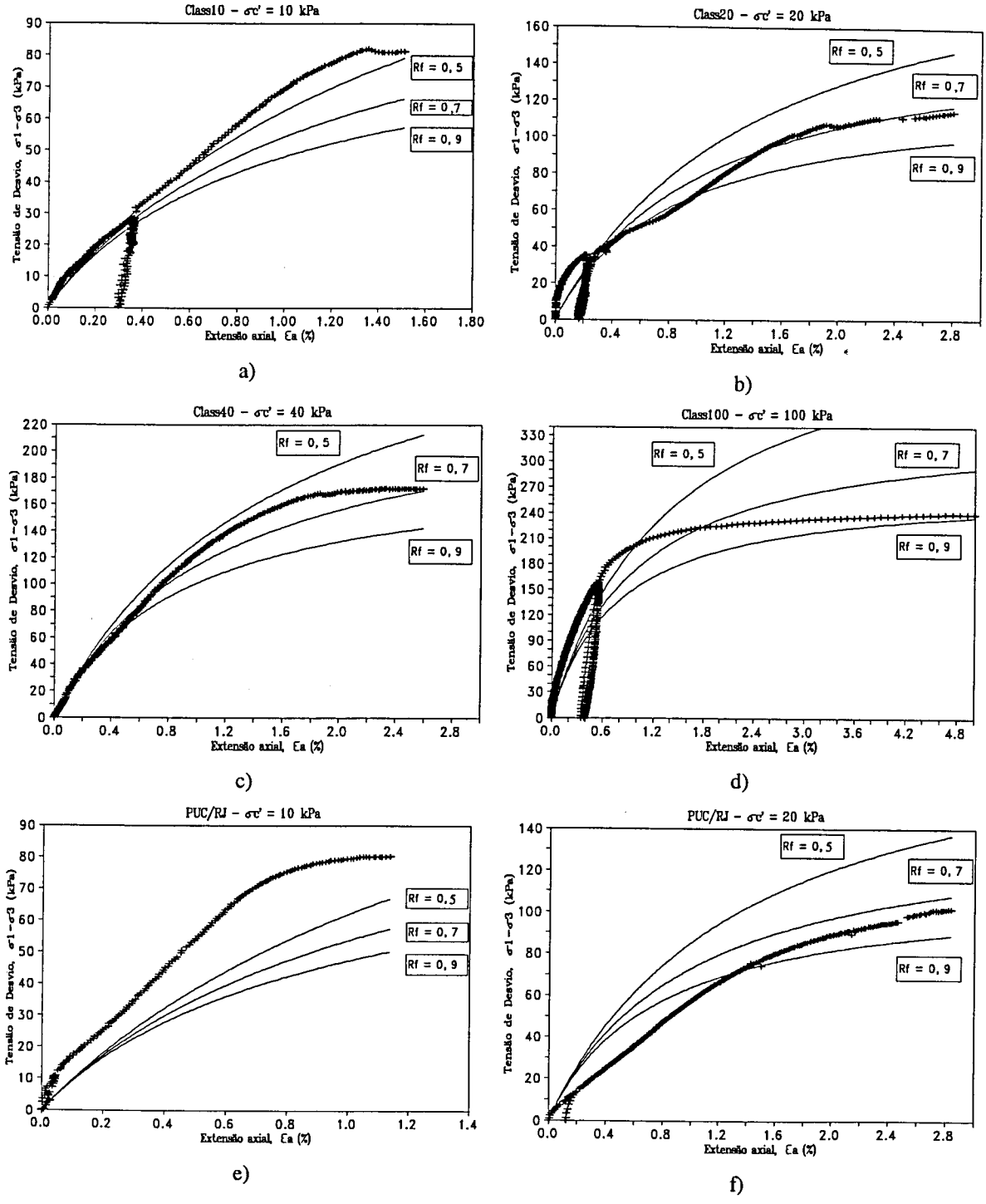


Figura 6.95 - Curvas comparadas dos resultados dos ensaios triaxiais *CLASSELE* e PUC/RJ e as modeladas hiperbolicamente para valores de R_f de 0,5, 0,7 e 0,9. Consideração de $E_{ti,h}$: a) *CLASS10*; b) *CLASS20*; c) *CLASS40*; d) *CLASS100*; e) *TRIGRAN10*; f) *TRIGRAN20*.

6.11.3.3 - Ensaio *CAD* multifásico para avaliação da reprodutibilidade do módulo tangente inicial para K_0=0,5 por aproximação hiperbólica com base em ensaios *CID*

A questão, já atrás abordada, da representatividade da modelação hiperbólica do comportamento de tensão *versus* deformação através de ensaios triaxiais *CID*, com recurso a instrumentação interna das deformações, de um maciço caracterizado por um coeficiente de impulso em repouso menor do que um, foi posta perante a sensibilidade dos módulos tangentes iniciais à gama de valores utilizada para avaliação dos parâmetros de base, discutida no parágrafo anterior. De facto, tratando-se de um maciço que em condições naturais exibe estados de tensão em repouso de componente distorcional diferente de zero, punha-se o problema de saber se a utilização da formulação hiperbólica com base naqueles parâmetros (ver expressão A.6.4.4, no Anexo A.6.4) reproduziria o módulo tangente inicial em condições de $K_0 \neq 1$, podendo, assim, admitir o recurso a parâmetros deduzidos de ensaios *CID* na simulação do comportamento do maciço em condições naturais.

Para analisar esta questão, realizou-se um ensaio triaxial *CAD* (K_0=*0,5*) multifásico, sobre um provete de 100 mm de diâmetro de solo indeformado , recolhido do *Bloco 3*, com recurso à câmara triaxial de grandes dimensões onde foi possível implementar instrumentação interna das deformações axiais (par de electro-inclinómetros aplicados directamente à parede do provete) e célula de carga interna. Dispondo-se, à data, de uma única amostra indeformada e representativa dos restantes ensaios realizados, foi decidido realizar um ensaio multifásico que consistiu (após saturação nos mesmos termos descritos anteriormente) na implementação faseada de estados de consolidação a K_0=*0,5* nos seguintes valores de tensões: σ'_{hc} =10, 40, 100 e 200 kPa e, respectivamente, σ'_{vc} =20, 80, 200 e 400 kPa. Após cada consolidação procedeu-se a um ensaio drenado até níveis de tensão de desvio não superiores ao que viria a ser adoptado no estágio de consolidação seguinte, procurando evitar significativas desestruturações da matriz cimentada natural em cada uma das fases.

No Quadro 6.40 apresenta-se valores correspondentes às fases deste ensaio. Saliente-se que cada fase consistiu num duplo ciclo de carga e descarga, o que permitiu determinar os valores dos módulos de deformabilidade tangentes iniciais (a partir da condição de K_0=*0,5*) e de recarga, antes definidos por "pseudo-elásticos", em função do estado de tensão efectiva inicial, bem como os coeficientes de Poisson correspondentes. Os valores representados no quadro são exclusivamente referentes à instrumentação interna.

Considerando que os parâmetros de resistência se mantêm fixos (representados pelos valores de $\phi' = 36{,}8°$; $c' = 11{,}6\,\text{kPa}$, que antes foram considerados como base para a modelação hiperbólica, ver 6.11.3.2), que o valor de R_f se aproxima de 0,9 e utilizando os

valores dos parâmetros K_{ti} e n_{ti} deduzidos das três gamas de valores identificados no parágrafo anterior (ver Quadro 6.47), foram calculados os valores dos módulos tangentes para níveis de tensão de desvio correspondentes ao estado de tensão de repouso, reflectido em $K_0=0,5$ (expressão A.6.4.4, do Anexo A.6.4). Obtém-se, assim, um confronto substanciado dos módulos tangentes iniciais em condição de $K_0 \neq 1$ definidos a partir de ensaios triaxiais *CID*, com instrumentação interna, com os obtidos directamente em ensaios de consolidação anisotrópica. No Quadro 6.41 apresenta-se esse confronto de resultados obtidos pelas duas vias e tomando com base as três gamas de valores de modelação hiperbólica já identificadas ($E_{ti,0}, E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$).

Quadro 6.40 - Níveis de tensão e deformação das fases do ensaio multifásico *CAD* ($K_0=0,5$) e parâmetros de deformabilidade deduzidos $E_{ti(K_0=0,5)}$, E_{el}, $\upsilon_{ti(K_0=0,5)}$ e υ_{el}

	1ª Fase	2ª Fase	3ª Fase	4ª Fase (6)
σ'_{hc} (kPa)	10	40	100	200
σ'_{vc} (kPa)	20	80	200	400
$(\sigma_v - \sigma_h)_{max}$ (kPa)	28,9	99,6	199,0	581,8
$(\varepsilon_a)_{max}$ (%) (1)	0,437	0,560	0,510	8,584
$E_{ti(K_0=0,5)}$ (MPa) (2)	18,12	44,95	66,04	—
E_{el} (MPa) (3)	21,3	75,10	164,30	—
$\upsilon_{ti(K_0=0,5)}$ (4)	0,27	0,17	0,18	—
υ_{el} (5)	0,26	0,27	0,24	—

(1) deformações medidas a parir da instrumentação interna;

(2) módulo tangente inicial deduzido pela formulação de Vaid (1985) - ver Anexo A.6.4 - considerando os primeiros valores da resposta em tensão-deformação;

(3) módulo "pseudo-elástico" (ramo rectilíneo de recarga no ciclo intermédio de descarga-recarga);

(4) coeficiente de Poisson inicial deduzido da formulação hiperbólica - ver Anexo A.6.4;

(5) coeficiente de Poisson do mesmo ramo de (3);

(6) os valores correspondentes a esta fase não foram considerados por se admitir que o material já estará substancialmente desestruturado pelas deformações induzidas nas fases anteriores; os dados correspondentes à rotura são contudo consonantes com o conjunto de valores que definiu a envolvente global deste solo.

Quadro 6.41 - Comparação dos módulos $E_{ti}(K_0 = 0,5)$ deduzidos directamente de ensaios *CAD* (K_0=*0,5*) e da aplicação da formulação hiperbólica com base em ensaios *CID*, com instrumentação interna e as três gamas de valores paramétricos.

σ'_{h0} (kPa)	$(\sigma_v - \sigma_v)_{K_0=0,5}$ (kPa)	Módulo tangente para $(\sigma_v - \sigma_v)$ correspondente a $K_0 = 0,5$, $E_{ti}(CAD)$ (MPa)			R_f
		$K, n\,(E_{ti,0})$	$K, n\,(E_{ti,i})$	$K, n\,(E_{ti,h})$	
10	10	19,84	13,88	7,48	0,736
40	40	39,14	25,85	12,84	0,622
100	100	64,82	41,19	19,38	0,299

A análise do Quadro 6.41 leva a concluir que:

(i) a modelação hiperbólica permite reproduzir muito consistentemente os valores dos módulos de deformabilidade tangentes iniciais em condições de $K_0 \leq 1$ (particularmente para K_0=0,5), mesmo quando a parametrização é feita a partir de ensaios *CID*;

(ii) só a escolha criteriosa dos ramos iniciais da resposta tensão-deformação permite definir parâmetros hiperbólicos que reproduzam o comportamento mecânico inicial destes solos a partir do estado de tensão de repouso, em particular, se se optar pelos correspondentes a estados de pré-cedência ("zonas de muito pequenas deformações" - Burland, 1989);

(iii) os critérios mais correntes de definição dos parâmetros hiperbólicos, que consideram gamas elevadas de tensões normalizadas (q/q_f = 70-95%), são manifestamente desajustados para a modelação de materiais com estrutura cimentada e cedência progressiva; a modelação feita para estes níveis não representa o comportamento mais rígido destes solos residuais enquanto a estrutura interparticular se encontra em alguma medida preservada, o que condiciona a resposta em deformação de sapatas sujeitas às gamas de cargas de serviço mais usuais;

(iv) só o recurso a instrumentação interna das deformações dos provetes de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas, possibilita a clarificação destas tendências e pode traduzir o verdadeiro sentido das "zonas de pequenas, médias e grandes deformações" que tão marcadamente se distinguem e reflectem as características de cedência progressiva destes solos residuais.

6.11.3.4 - Não linearidade da rigidez. Definição de uma lei empírica de variação dos módulos de elasticidade secantes com os níveis de tensão-deformação (Jardine *et al.*, 1986).

Como se constatou pelas figuras anteriores, a modelação hiperbólica feita a partir das diversas gamas de tensões, como as que se identificaram, está longe de reproduzir as curvas globais de tensão-deformação, sendo que a aproximação para níveis mais baixos de tensões acarreta um desajuste para os mais elevados e vice-versa. Esta constatação é, como se referiu, fruto de um comportamento constitutivo de "não linearidade" superior à hipérbole de primeira ordem e é relativamente comum em solos de estrutura natural cimentada, como são os solos residuais.

A título ilustrativo apresenta-se na Figura 6.96, variações dos módulos secantes com o nível de tensão distorcional normalizado (q/q_f) nas duas vertentes de instrumentação e para o conjunto de ensaios que melhor as define (*CLASSELE*). As figuras são claras quanto à fraca definição da não linearidade e subestimação da rigidez com o nível de tensão quando avaliada por via de instrumentação externa, sendo só possível modelar convenientemente o comportamento constitutivo destes materiais a partir da instrumentação interna.

Mesmo assim, como se pode observar pela posição relativa dos valores dos módulos pseudo-elástico (E_{el}) e de descarga-recarga (E_{dr}), os módulos secantes para muito baixos níveis de tensão normalizada ($q/q_f < 0{,}1$) só em dois casos (σ'_{c0}=20 e 100 kPa) se aproximam daqueles resultados, enquanto nos outros casos $\sigma'_c = 10{,}40$ - não representado - e 400 kPa) se encontram valores muito mais baixos. As razões destes desajustes prendem-se com menor precisão nesses ensaios, pequenos desfasamentos na pivotagem dos apoios dos electro-inclinómetros ou em descontinuidades, tão correntes em materiais deste tipo. Um maior afastamento dos pontos de apoio da instrumentação interna poderá em parte obviar esta última limitação (ex: *LDT* da Universidade de Tóquio - ver Anexo 6.2).

Algumas propostas alternativas vêm sendo apresentadas na bibliografia, consistindo numa adaptação da lei hiperbólica por meio de ajuste da escala de deformações, através de parâmetros correctivos, à verdadeira curva de tensão deformação (Hardin e Drnevich, 1970) ou que, por via de formulações empíricas alternativas, "forçam" a convergência da lei analítica em pontos singulares da curva observada, com combinações de valores de rigidez inicial ou elástica, rigidez a 50% da rotura e na própria rotura - q_f, e as respectivas deformações (Jardine *et al.*, 1986; Shibuya *et al.*, 1991).

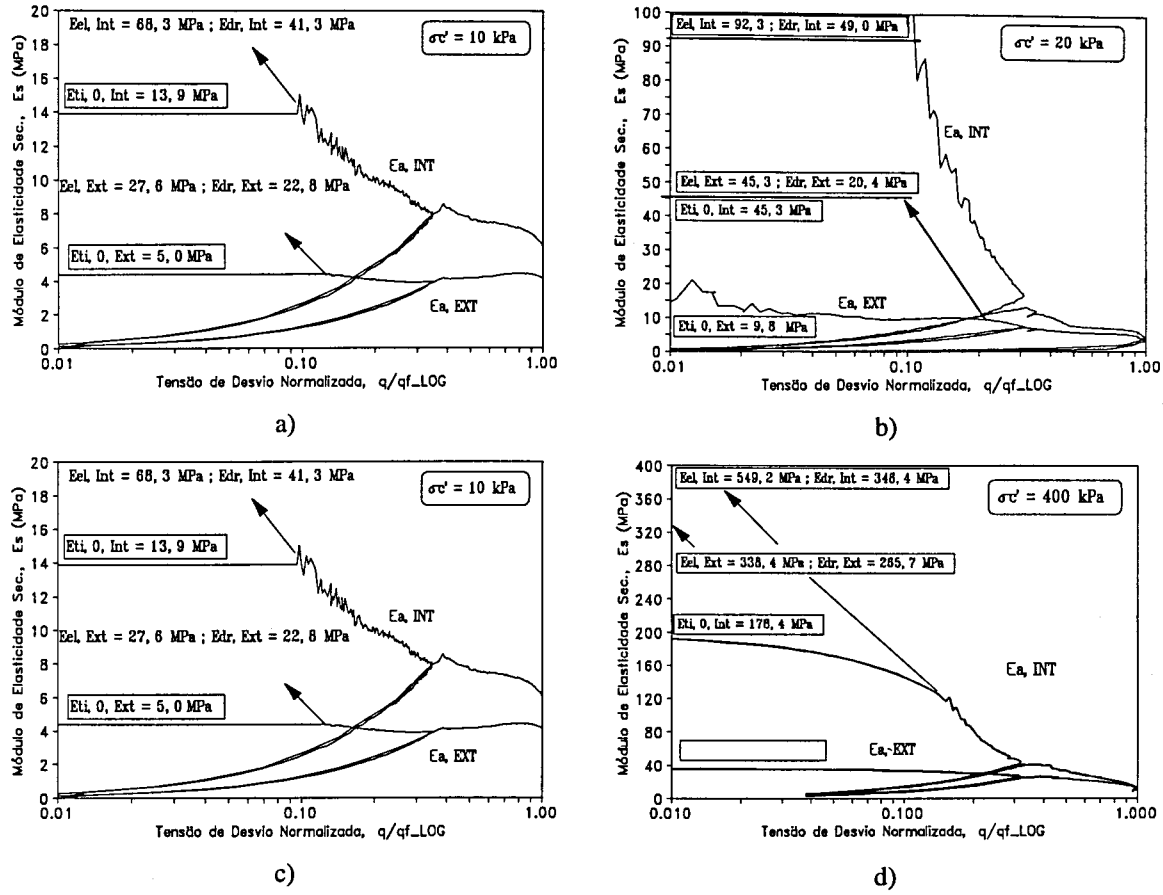


Figura 6.96 - Módulos de deformabilidade secantes *versus* tensão de desvio normalizada (*CLASSELE* - instrumentação externa e interna): a) σ'_c =10kPa; b) σ'_c =20kPa; c) σ'_c =40kPa; d) σ'_c =100kPa.

Optou-se neste ponto por tratar os resultados dos ensaios mais fiáveis (*CLASSELE* - com instrumentação interna) pela formulação empírica de Jardine *et al.* (1986). Embora tenha sido apresentada para condições de carga não drenadas pode, sem dificuldade, ser usada em condições drenadas, desde que:

- E_u seja substituído por E (secante, E_s, ou tangente, E_t);
- c_u substituído por q_f (determinado em cada ensaio e deduzido dos parâmetros de rotura, c' e ϕ', atrás identificados).

A expressão que relaciona o módulo de elasticidade secante, normalizado em relação à tensão de desvio máxima, e a extensão axial na rotura é do tipo logarítmico periódico:

$$\frac{E_s}{q_f} = A + B \cdot \cos\left\{\alpha \cdot \left[\log_{10}\left(\frac{\varepsilon_a}{C}\right)\right]^{\gamma}\right\} \tag{6.46}$$

sendo:

A, B, C - constantes deduzidas da curva experimental representativa, como se esquematiza na Figura 6.97 e sendo o valor máximo da curva associado à relação entre o módulo elástico e a tensão de rotura;

α, γ - parâmetros periódicos, deduzidos no referido artigo, e cujas expressões são:

$$\gamma = \frac{\log_{10} 2}{\log_{10}\left[\log_{10}(E/C)\log_{10}(D/C)\right]} \tag{6.47}$$

$$\alpha = \frac{\pi/2}{\left[\log_{10}(D/C)\right]^{\gamma}} \tag{6.48}$$

com D e E parâmetros também explicitados na Figura 6.97.

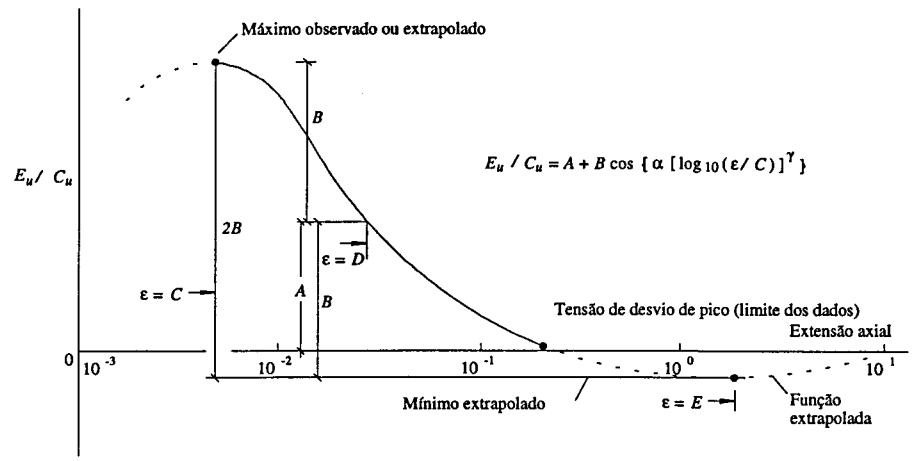


Figura 6.97 - Método analítico de aproximação da resposta E_s / q_f *versus* ε_a (Jardine *et al.*, 1986).

Para extensões abaixo do máximo de $E_s / q_f (\varepsilon < C)$, os valores da rigidez (tangentes) são considerados constantes. Se se pretende introduzir um critério de cedência plástica deve-se associar outras formulações de leis de potencial e de fluxo.

Dos resultados dos ensaios *CLASSELE* representa-se na Figura 6.98 tendências obtidas, concluindo-se da sua observação que:

(i) os ensaios com tensões de consolidação de 20 e 100 kPa parecem representar com alguma generalidade a resposta constitutiva global, desde os valores mais elevados da rigidez e que correspondem (por hipótese) aos valores de E_0 / q_f (com E_0 o módulo de elasticidade deduzido de ensaios sísmicos, "*cross-hole*");

(ii) os ensaios restantes, embora definam razoavelmente a forte tendência não linear da rigidez com a extensão axial, subestimam a rigidez máxima (relativa a níveis

de deformação mais baixos $\cong 10^{-4}$) por aparente imprecisão do varrimento inicial da instrumentação interna no caso dos ensaios de $\sigma'_c = 10$ e $40\,\text{kPa}$, e(ou) por eventual perda da rigidez natural no processo de consolidação para valores tão elevados de tensão efectiva de consolidação octaédrica no caso do ensaio com $\sigma'_c = 400\,\text{kPa}$.

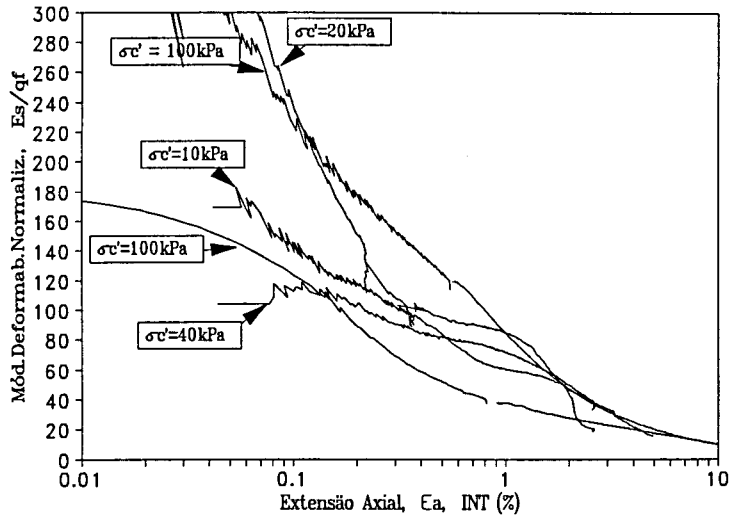


Figura 6.98 - Representação normalizada da variação E_s/q_f *versus* $\varepsilon_{a\text{-int}}$ - Ensaios *CLASSELE.*

Tendo em vista que os melhores ajustes das leis constitutivas materiais devem fazer convergir os máximos valores da rigidez com os módulos de elasticidade máximos ou dinâmicos (as propostas mais recentes - Tatsuoka *et al.*, 1992 - aconselham o ajuste aos valores deduzidos dos ensaios sísmicos *in situ* - G_0, E_0), consideraram-se os dois ensaios definidos em (i) como razoavelmente modeladores das leis constitutivas respectivas.

Como atrás foi referido, os solos saprolíticos respondem mecanicamente de forma diversa nas gamas baixas de tensão (estrutura cimentada preservada) e mais elevadas (solo com comportamento granular), pelo que os parâmetros de deformabilidade devem ser adoptados para os respectivos espaços de tensão.

Na Figura 6.99 apresenta-se, esquematicamente, a determinação das constantes do modelo de Jardine atrás referido, que se resumem no Quadro 6.42.

Quadro 6.42 - Parâmetros não lineares do modelo de Jardine *et al.* (1980) - solo saprolítico do Porto e argilas reconstituídas e intactas

Solo Referência	Condições	A	B	C(%)	α	γ	$\varepsilon_{máx}$ E(%)
Saprólito do Hospital de Matosinhos (CLASSELE) (Cond. drenadas)	Indeformado: σ'_c = 20 kPa	429	379	0,013	2,212	0,4482	2
	Indeformado: σ'_c = 100 kPa	268	258	0,013	1,840	0,5048	10
Jardine *et al.* (1986)	Reconstituído (R1)	850	1000	0,008	2,023	0,5943	0,2
Argilas em condições não drenadas	Indeformado e reconsolidado (R2)	1420	1380	0,009	2,098	0,5050	1,5

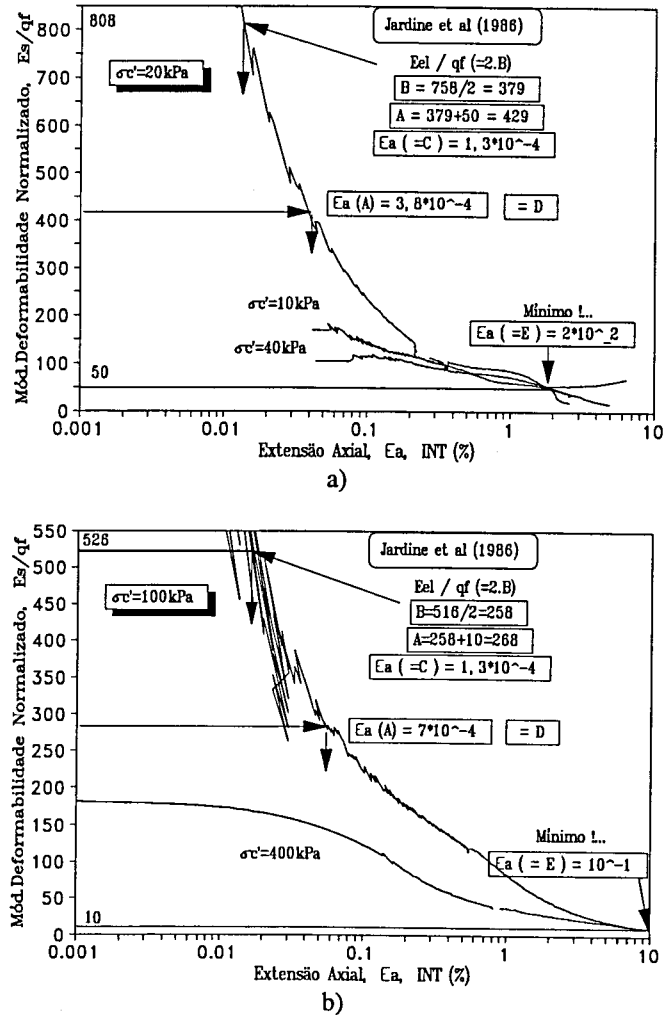


Figura 6.99 - Esquema de determinação dos parâmetros não lineares de modelo de Jardine *et al.* (1986). *CLASSELE*: a) σ'_c=20 kPa; b) σ'_c=100 kPa.

A comparação dos resultados permite adiantar alguns comentários:

(i) entre as duas condições de tensão de confinamento do saprólito, a situação estruturada ($\sigma'_c = 20\text{kPa}$) revela maior correspondência entre a rigidez e a

resistência (traduzida em valores de A e B mais elevados), consequência da reserva acrescida de rigidez das ligações cimentadas interparticulares e que muito claramente se traduz em elevados valores de G_0 - "*cross-hole*";

(ii) a não linearidade da rigidez (reflectida em valores de α superiores e γ inferiores aos solos argilosos) com a extensão axial é maior na condição estruturada, sendo a extensão de rotura claramente inferior;

(iii) os parâmetros obtidos para os solos argilosos, solicitados em condições não drenadas, indiciam, naturalmente, valores mais elevados da rigidez normalizada, consequência das condições de solicitação, mas também de relações de rigidez *versus* resistência superiores;

(iv) a não linearidade da rigidez do solo saprolítico estruturado ($\sigma'_c = 20\,\text{kPa}$) é superior à obtida na argila indeformada ligeiramente sobreconsolidada, o que reflecte maior preponderância das ligações cimentadas no solo residual do que as presentes na argila natural, sendo, contudo, menor na condição granular ($\sigma'_c = 100\,\text{kPa}$), traduzindo a perda de ligações interparticulares num solo com teor em finos inferior à argila natural.

A modelação que foi apresentada e as considerações até agora feitas sobre a variação dos módulos de deformabilidade com o nível de deformação, vêm ignorando o factor volumétrico da deformabilidade, pelo que se seguem algumas considerações sobre a sua integração.

6.11.3.5 - Resposta volumétrica - gama de valores do coeficiente de Poisson

Para a consideração da componente volumétrica da resposta deformacional, três hipóteses se põem:

(i) consideração de um coeficiente de Poisson constante representativo da condição de carregamento em muito baixas deformações;

(ii) consideração da variação do coeficiente de Poisson com o nível de tensão (média ou de confinamento e distorcional) a partir de formulações empíricas como, por exemplo, a hiperbólica;

(iii) consideração de "coeficientes de Poisson" plásticos expansivos associados a um coeficiente elástico constante (análises elasto-plásticas), através de leis de endurecimento plástico; estas análises são conceptualmente mais correctas e gerais, e um exemplo das mesmas (modelo de Lade) será desenvolvido no Capítulo 8.

Em relação ao coeficiente de Poisson constante determinaram-se os seus valores para os ensaios realizados, nas vertentes de instrumentação externa e interna (Figura 6.100). Os ramos utilizados para a sua determinação correspondem aos troços rectilíneos da recarga dos ciclos intermédios de descarga-recarga (Lade, 1988) e, embora com alguma variabilidade, apresentam uma tendência média de:

$$\upsilon_{el,méd} = 0{,}26$$

que, como já foi atrás referido, tem correspondência (nos termos da Teoria da Elasticidade) com o valor de K_0 *in situ* (=0,35-0,38).

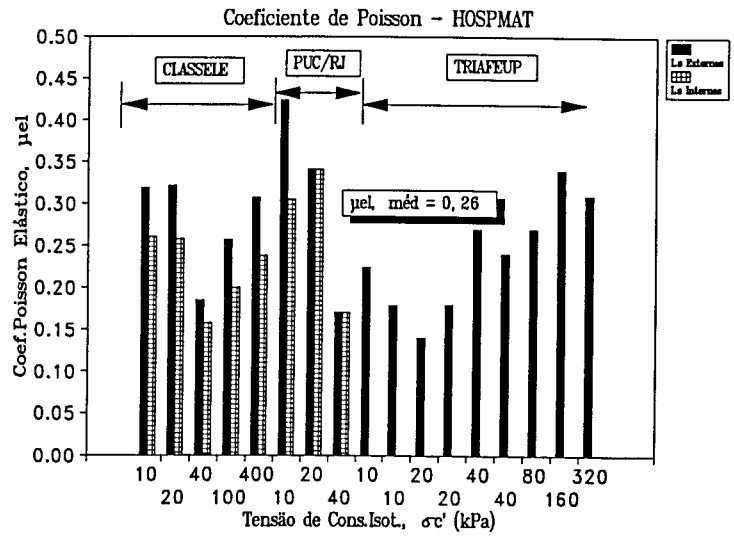


Figura 6.100 - Valor do coeficiente de Poisson elástico em função da tensão efectiva de consolidação. Instrumentação externa e interna.

A formulação hiperbólica geral relativa à variação do coeficiente de Poisson tangente com os níveis de tensão-deformação é descrita no Anexo A.6.4 (ver expressão A.6.4.15). Os parâmetros *d, G* e *F* então definidos estão representados nas Figuras 6.101 e 6.102.

Dos valores incluídos nas figuras deve-se salientar o seguinte:

(i) os valores estimados por "instrumentação externa" correspondem a leituras de deformações axiais pelos clássicos *LSC* externos e as deformações volumétricas por percolação de água intersticial - ambas sujeitas aos erros de fronteira que antes se identificaram;

(ii) os valores estimados por "instrumentação interna" correspondem a leituras de ε_a, com recurso aos electro-inclinómetros, e de ε_v, analogamente ao anterior, por percolação de água intersticial.

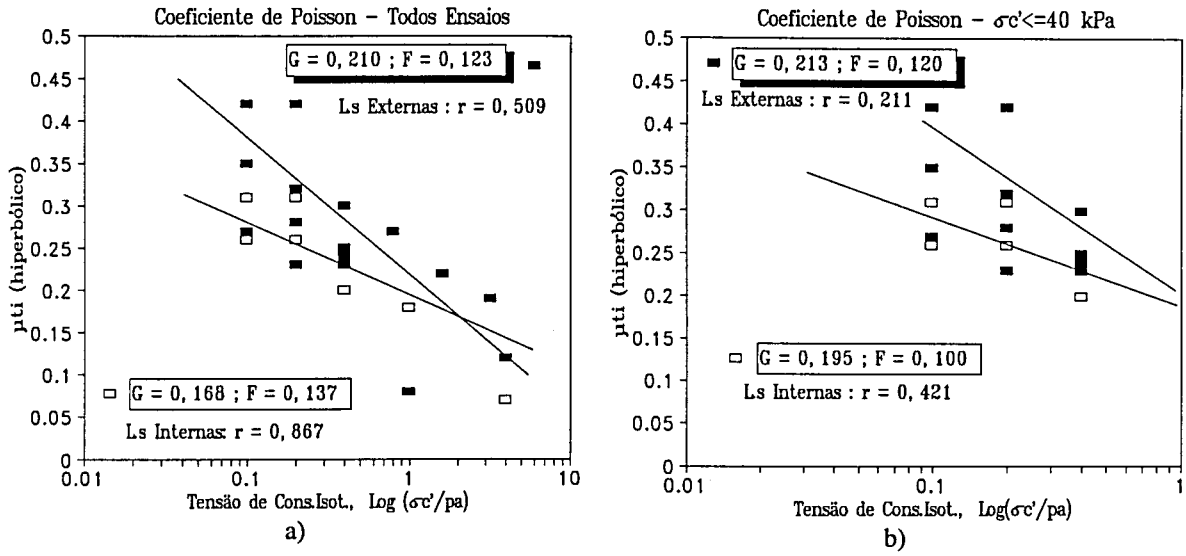


Figura 6.101 - Parâmetros G e F da modelação hiperbólica do coeficiente de Poisson. Instrumentações interna e externa: a) todos os ensaios; b) $\sigma'_c \leq 40\,\text{kPa}$.

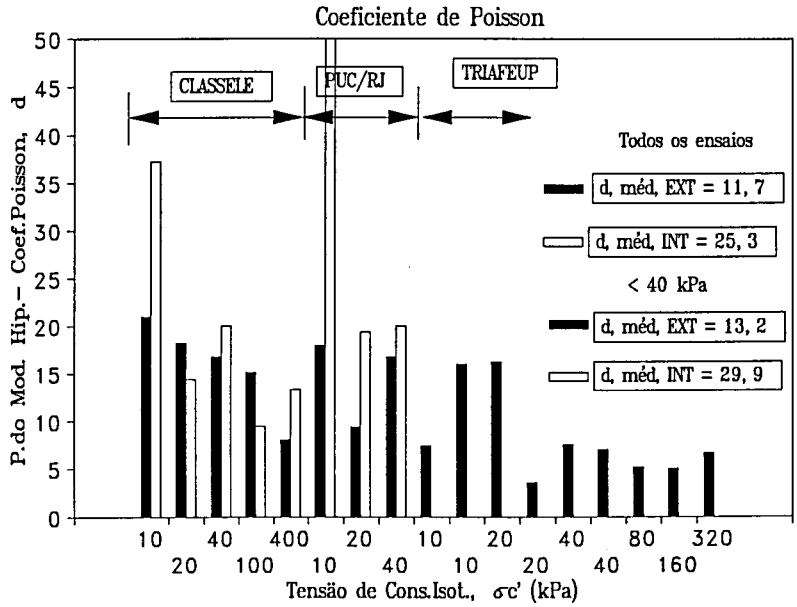


Figura 6.102 - Modelação hiperbólica do coeficiente de Poisson (parâmetro d). Instrumentação interna e externa.

Esta última metodologia cruza precisões distintas, não havendo compensação de erro nas duas componentes de ε_r, pelo que, na indisponibilidade de instrumentação directa da deformação radial, parece coerente usar valores paramétricos do coeficiente de Poisson deduzidos da instrumentação externa. Assim, os valores considerados mais adequados são:

- para $\sigma'_c \leq 40\,\text{kPa}$ (solo estruturado natural):

$$d = 13{,}2; G = 0{,}213; F = 0{,}120$$

- para qualquer tensão de consolidação:

$$d = 11{,}6; G = 0{,}210; F = 0{,}123$$

Posteriormente, foram adoptados três conjuntos de base: (i) todos os ensaios *CID* e *CAD* em compressão triaxial (*CLASSELE, PUC/RJ, TRIAFEUP*); (ii) *CLASSELE+PUC/RJ* e (iii) *CLASSELE*. Em todos, não foram consideradas tensões efectivas de consolidação superiores a 100kPa. A título exemplificativo apresenta-se na Figura 6.103 as curvas de variação do coeficiente de Poisson ($\nu = \varepsilon_r / \varepsilon_a$) e a extensão radial (relembre-se que, para maior consistência dos valores, este foi calculado a partir dos resultados obtidos por instrumentação externa das extensões volumétrica e axial).

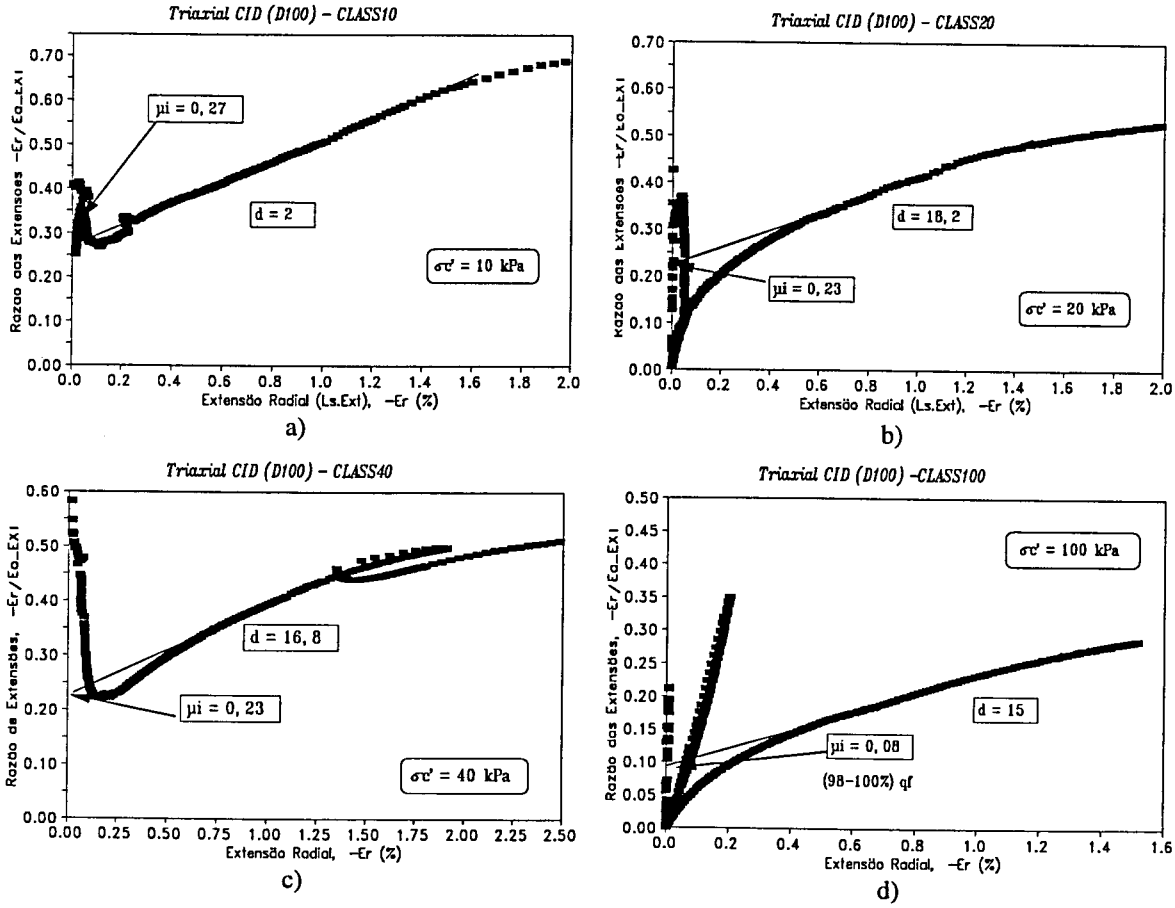


Figura 6.103 - Variação do coeficiente de Poisson com a extensão radial. Determinação de $\nu_{ti}(f(\sigma'_{c0}))$ e d (função de $\varepsilon_r \Leftrightarrow \sigma_1 - \sigma_3$): a) σ'_c =10kPa; b) σ'_c =20kPa; c) σ'_c =40kPa; d) σ'_c =100kPa.

No Quadro 6.43 apresenta-se um resumo dos parâmetros de cálculo assim deduzidos.

Quadro 6.43 - Parâmetros de dependência do coeficiente de Poisson com o nível de tensão. Modelo hiperbólico.

Associação de Ensaios	G	F	(r)	$\overline{d}$
TRIAFEUP+PUC/RJ+CLASSELE	0,182	0,161	0,40	12,8
PUC/RJ+CLASSELE	0,121	0,206	0,74	16,5
CLASSELE	0,108	0,178	0,83	17,8

Os parâmetros apresentados neste quadro são relativamente concordantes entre si. Apesar disso, aquando da análise numérica da resposta da sapata experimental serão considerados os valores extremos dos primeiro e terceiro conjuntos.

A fim de testar a adaptabilidade desta modelação hiperbólica aos resultados dos ensaios, calcularam-se os incrementos da razão da extensão radial pela axial (tradução do coeficiente de Poisson) a partir da equação A.6.4.15 e compararam-se com os directamente obtidos nos ensaios. Nas Figuras 6.104 e 6.105 apresenta-se esse confronto para, respectivamente, o primeiro e terceiro conjunto do Quadro 6.43, numa representação daquela razão com a tensão normalizada (q/q_f).

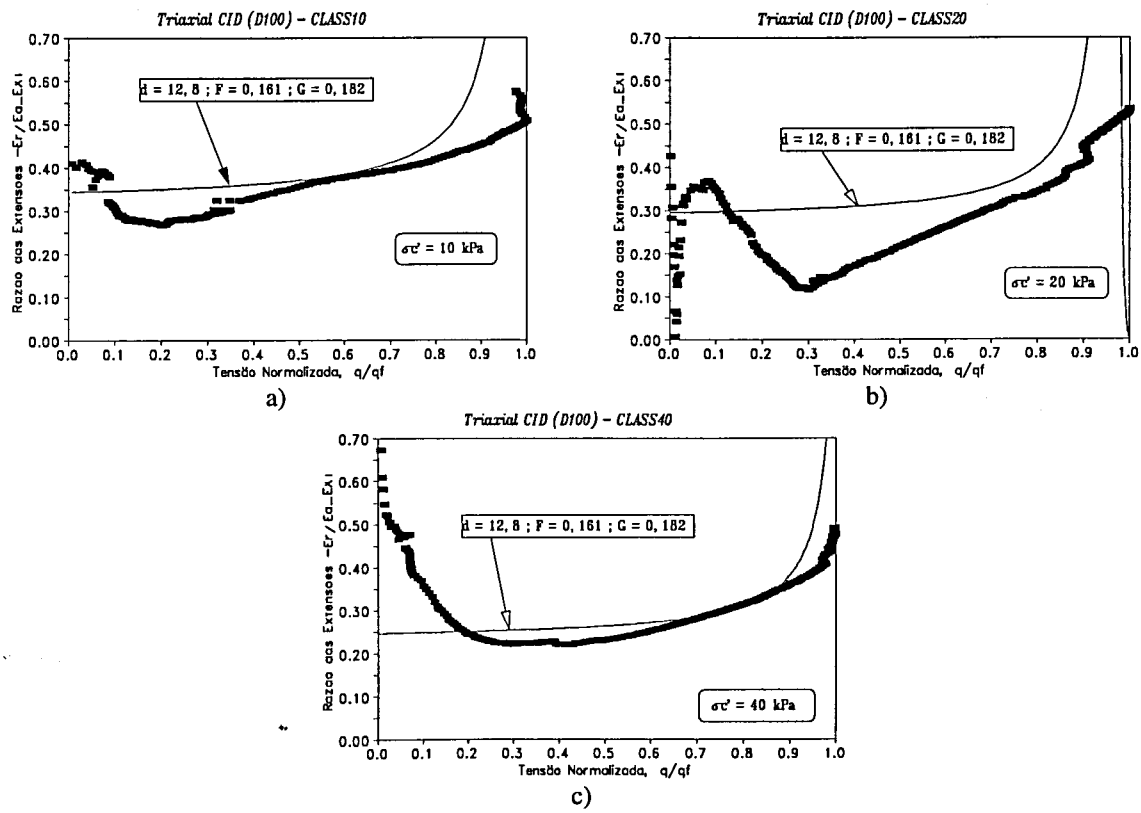


Figura 6.104 - Variação do coeficiente de Poisson com a tensão normalizada. Valores observados *versus* calculados a partir da modelação hiperbólica, com d=12,8; F=0,161; G=0,182. Ensaios *CLASSELE* com: a) σ'_c =10 kPa; b) σ'_c =20 kPa; c) σ'_c =40 kPa.

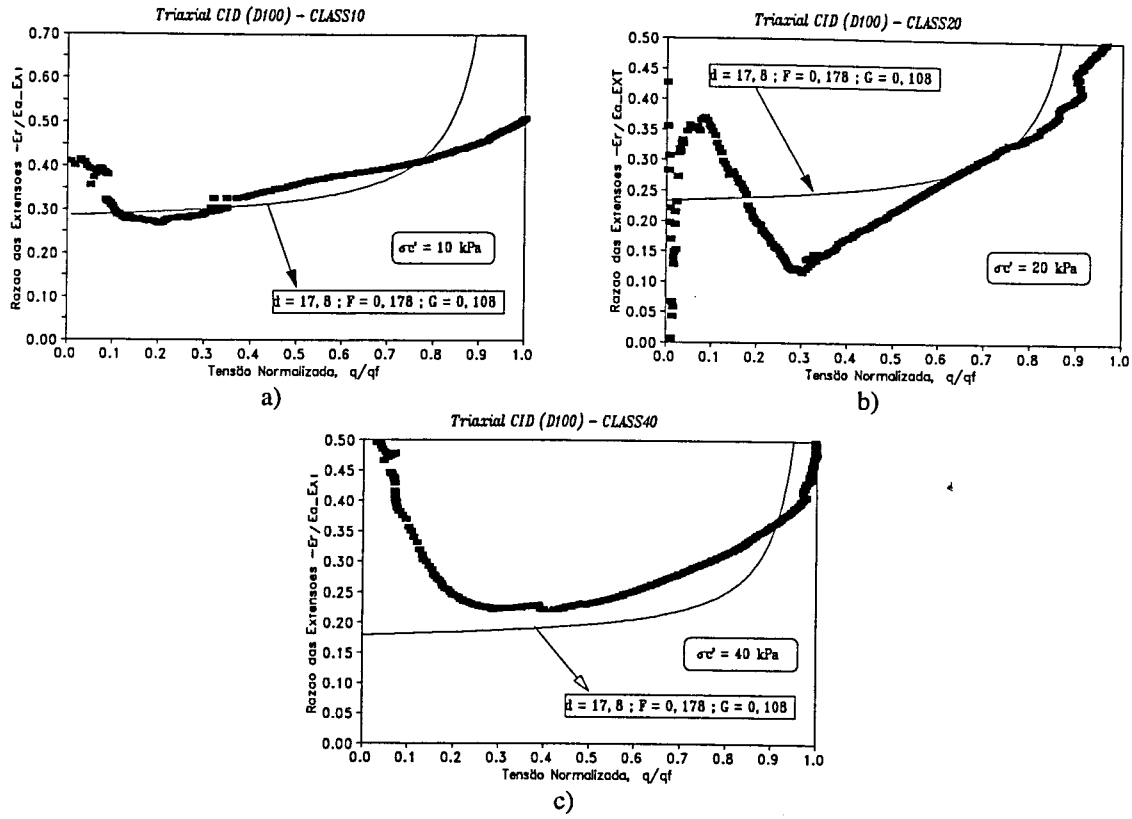


Figura 6.105 - Variação do coeficiente de Poisson com a tensão normalizada. Valores observados *versus* calculados a partir da modelação hiperbólica, com d=17,8; F=0,178; G=0,108. Ensaios *CLASSELE* com: a) σ'_c =10 kPa; b) σ'_c =20 kPa; c) σ'_c =40 kPa.

Como se constata da análise das figuras, a modelação hiperbólica aproxima com algum rigor as respostas volumétricas em gamas intermédias da tensão normalizada (q/q_f entre 20 a 70%), sendo, contudo, claramente subestimadora para muito baixos níveis de tensão (até cerca de 20%), o que se traduzirá, em trajectórias de compressão, numa sobrestimação das deformações volumétricas para as primeiras cargas.

Este facto não tem a mesma tradução em trajectórias de extensão, como se pode constatar pela análise comparativa das respostas observada e calculada com base nos mesmos parâmetros de modelação hiperbólica, que se salienta terem sido deduzidos a partir de compressão triaxial. A Figura 6.106 ilustra esta afirmação. Nela também se confrontam as curvas dos incrementos da razão da extensão radial pela axial com a tensão normalizada (q/q_f) relativas ao ensaio de extensão com aumento da tensão média. Verifica-se, aparte a instabilidade desta modelação na aproximação da rotura, que, em geral, a modelação hiperbólica é fortemente sobrestimadora do coeficiente de Poisson, o que indicia fortes subestimações da compressibilidade volumétrica em zonas do maciço onde predominem trajectórias deste tipo. Esta questão será aprofundada no Capítulo 8, à luz da análise numérica da sapata experimental.

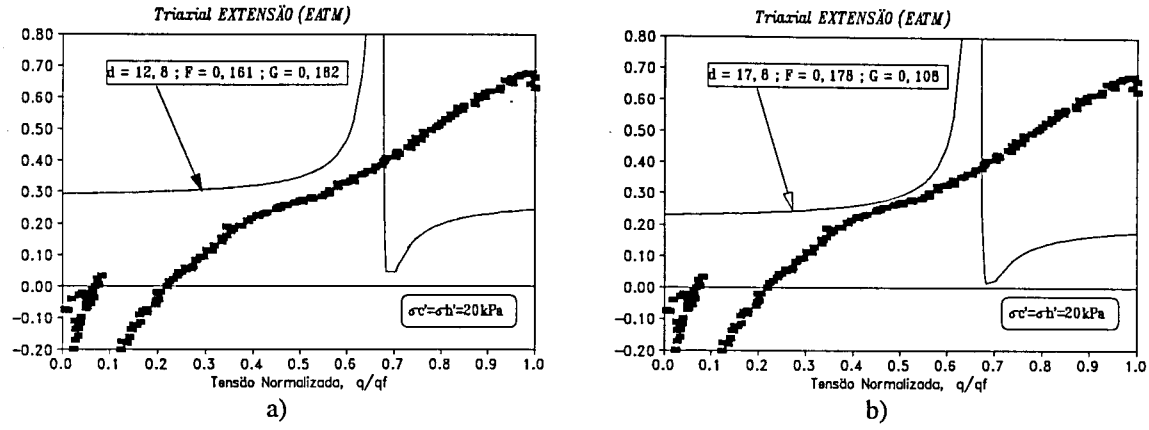


Figura 6.106 - Variação do coeficiente de Poisson com a tensão normalizada. Valores observados *versus* calculados a partir da modelação hiperbólica do ensaio de extensão *EATM* com σ'_c =20 kPa: a) d=12,8; F=0,161; G=0,182; b) d=17,8; F=0,178; G=0,108;.

6.11.3.6 - Módulos de deformabilidade secantes a 10, 25 e 50% da tensão de rotura - enquadramento com os módulos anteriores (E_{el}, E_{dr}, E_{ti})

A finalizar estas considerações sobre a deformabilidade e a sua dependência com a percentagem da resistência ao corte mobilizada, apresentam-se no Quadro 6.44, para os ensaios de compressão triaxial, os valores paramétricos da relação exponencial com a tensão efectiva de consolidação (ver expressão A.6.4.3). Por sua vez, a Figura 6.107 ilustra os valores adimensionalizados dos módulos aí identificados (E / p_a) com a tensão de consolidação normalizada (σ'_c / p_a) e obtidos com instrumentação interna e externa. Na Figura 6.108 representa-se os mesmos valores mas só até níveis mais moderados da tensão efectiva de consolidação (σ'_c= 10, 20 e 40 kPa).

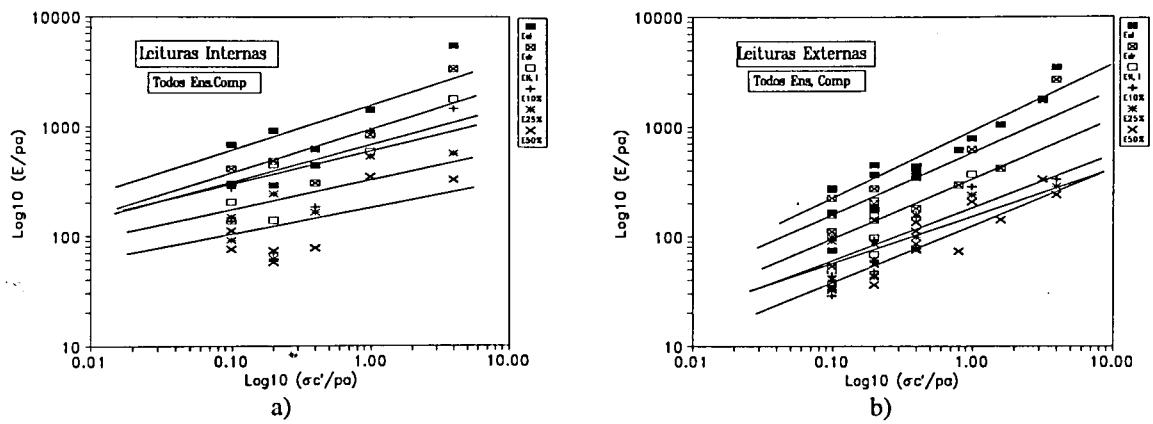


Figura 6.107 - Variação de E / p_a *versus* σ'_c / p_a, com E: E_{el}, E_{dr}, E_{ti}, $E_{s10\%}$, $E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$. Todos os ensaios realizados: a) instrumentação interna; b) instrumentação externa.

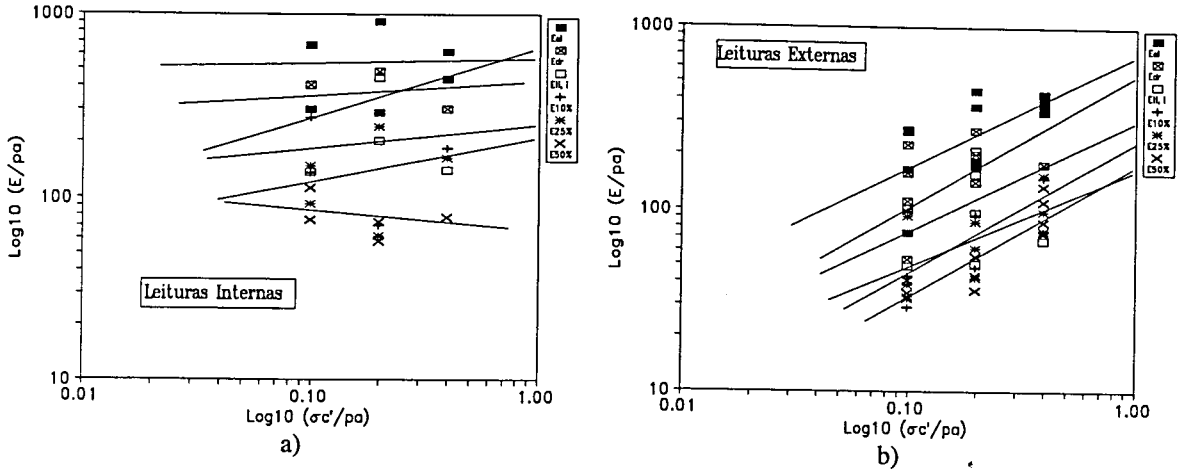


Figura 6.108 - Variação de E / p_a *versus* σ'_c / p_a, com E: $E_{el}, E_{dr}, E_{ti}, E_{s10\%}, E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$. Ensaios com σ'_c = 10, 20 e 40 kPa : a) instrumentação interna; b) instrumentação externa.

Quadro 6.44 - Valores dos parâmetros da dependência exponencial $E = k \cdot p_a \cdot (\sigma'_c / p_a)^n$, kPa. E: $E_{el}, E_{dr}, E_{ti}, E_{s10\%}, E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$

Gama de tensões	Leituras de ε_a	Parâmetros	Módulos considerados						
			E_{el}	E_{dr}	$E_{ti,i}$	$E_{ti,h}$	$E_{s10\%}$	$E_{s25\%}$	$E_{s50\%}$
Todas	Internas	K	1507	962	685	347	635	329	189
		n	0,654	0,591	0,622	0,539	0,577	0,503	0,448
	Externas	K	841	590	337	199	185	164	135
		n	0,715	0,714	0,703	0,499	0,650	0,486	0,567
$\sigma'_c \leq 40$ kPa	Internas	K	482	380	647	224	225	187	57
		n	0,012	0,030	0,585	0,332	0,033	0,219	-0,975
	Externas	K	725	589	295	227	231	142	173
		n	0,636	0,692	0,633	0,576	0,798	0,417	0,702

Os gráficos e os valores apresentados sugerem aa seguintes observações:

(i) há alguma estabilidade do expoente logarítmico (n) em cada gama de tensões e tipo de instrumentação;

(ii) desses grupos tipológicos, distingue-se o correspondente à gama de tensões mais baixas e com leituras de deformações por via interna; de facto, se nos restantes grupos os valores médios de n se aproximam de 0,54 (na instrumentação interna) e de 0,62 (na instrumentação externa) - este último é superior por razões já antes

discutidas - os valores de n são para estes muito mais baixos; esta tendência tem alguma correspondência com a relativa constância de valores de E_0 (definido pelos ensaios sísmicos entre furos - "*cross-hole*") - ver Figura 6.109 - e reflecte uma grande estabilidade dos valores de rigidez no interior do limiar de tensões do material estruturado com cimentações naturais interparticulares.

Numa tentativa de fazer corresponder o parâmetro de rigidez (K) com os níveis de tensão (q / q_f), apresenta-se na Figura 6.110 as relações dos seus valores com aquela tensão numa escala semi-logarítmica. Refira-se que aos valores dos diversos módulos estarão associados os valores indicados de q / q_f no Quadro 6.45.

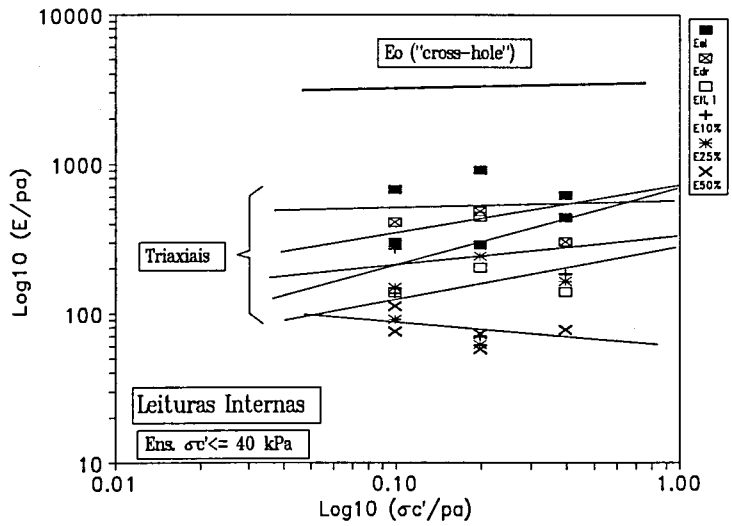


Figura 6.109 - Enquadramento dos módulos E: E_{el}, E_{dr}, E_{ti}, $E_{s10\%}$, $E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$ com E_0(CH).

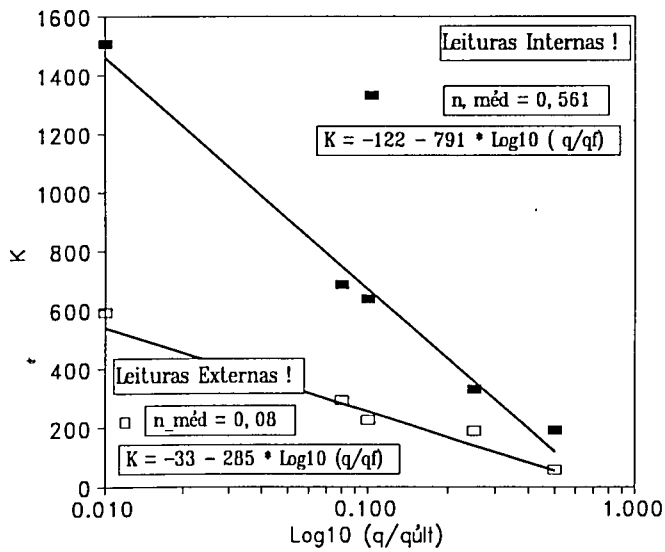


Figura 6.110 - Variação de K com a tensão de desvio normalizada (q/q_f).

Quadro 6.45 - Valores correspondentes de q/q_f para os diversos módulos de elasticidade (leitura de deformações via electro-inclinómetros).

Gama de tensões	Módulo característico				
	E_{el} (*)	$E_{ti,i}$ (*)	$E_{s10\%}$	$E_{s25\%}$	$E_{s50\%}$
Todas	0,01	0,04	0,1	0,25	0,50

(*) valores retroanalisados dos valores secantes, $E_{s10\%}$, $E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$

Esta não linearidade dos módulos, particularmente do coeficiente de rigidez (K) - definido em relação ao nível de tensão normalizada (q/q_f), pode ser mais prática do que propostas correspondentes que a indexam ao nível distorcional. Exemplo destas últimas propostas é a apresentada por Akino (1990) que sugere:

$$E_{sec} = E_0, \text{ para } \varepsilon \leq 10^{-4} \qquad (6.49a)$$

$E_{sec} = E_0 * \left(\varepsilon / 10^{-4}\right)^{-0,55}$, para $10^{-4} < \varepsilon \leq 10^{-2}$, admitindo $\varepsilon = 10^{-2}$ o ponto de rotura típico de materiais cimentados. (6.49b)

6.12 -CONCLUSÕES

Neste capítulo apresentaram-se os resultados de um elevado número de ensaios em laboratório, sobre amostras indeformadas recolhidas no campo experimental do Novo Hospital de Matosinhos, bem como sobre amostras do mesmo solo remoldadas após desestruturação das suas matriz e fábrica naturais. Os provetes preparados para os ensaios de caracterização mecânica do solo nas suas condições naturais, foram elaborados a partir de blocos talhados e amostradores cilíndricos de parede delgada cravados estaticamente, em valas abertas entre as profundidades de um a dois metros da base da sapata protótipo. Este horizonte foi considerado significativo da zona mais intensamente envolvida pelo carregamento da sapata e permitiu, dada a homogeneidade do solo até às profundidades envolvidas pelo estudo experimental *in situ*, descrito no capítulo anterior, enquadrar parametricamente os resultados dos dois tipos de análise, tomando como referência os níveis de tensão efectiva correspondentes. Os ensaios realizados sobre amostras desestruturadas serviram, por análise comparativa, para melhor estabelecer a importância da estrutura cimentada do saprólito estudado na definição de um comportamento mecânico particular e característico de solos residuais.

A implicação da dimensão base de amostragem foi estudada, tendo-se genericamente concluído pela necessidade de se utilizarem sempre provetes acima da gama mínima exigida pela granulometria do solos, muito especialmente por não ser negligenciável o factor de estrutura - aberta e floculada - que pode ser velado em amostragem de menor escala. Este facto não terá sido tão evidente nos ensaios de edométricos como o foi nos ensaios de corte, particularmente triaxial, pelo que, dada a sua importância na caracterização mecânica dos solos, salienta a extrema importância da escala de amostragem no estudo destes solos.

Saliente-se, ainda, que, dado que a recolha de amostras foi feita próximo da superfície, o alívio de tensões que está associado à escavação das valas e à montagem dos provetes, particularmente para ensaios triaxiais, não tem grandes implicações desestruturantes, pois facilmente se admite uma condição de interioridade em relação ao limiar elasto-estrutural ("yield locus"), regido pelas cimentações interparticulares naturais, de efeito semelhante, em termos de integridade micro e macroestrutual, a uma sobreconsolidação do tipo convencional.

ENSAIOS EDOMÉTRICOS

Constituiu um dos objectivos principais do plano de ensaios edométricos sobre amostras indeformadas e remoldadas, definir com alguma clareza a diferença de comportamento deformacional do solo naquelas duas condições e, dentro da primeira, distinguir as zonas típicas de comportamento deste solo residual. Assim, é analisada a sequência progressiva da cedência estrutural e tenta-se enquadrar os estados de tensão em relação às zonas "estável", "metaestável" e "granular", procurando identificar as tendências da tensão de "préconsolidação virtual", que poderá, em termos mais práticos, distinguir as duas primeiras zonas, que se constata importarem a grande maioria das tensões envolvidas nos carregamentos destes solos. Ou seja, dificilmente se evolui para estados "granulares puros" a partir da condição natural. Ainda sobre a posição relativa dos estados de repouso e induzidos em relação à tensão limiar elástica (ou de préconsolidação virtual), sugere-se o recurso ao índice de compacidade relativa proposto por Vaughan (1988).

Sobre a escala de ensaio - solo indeformado - verifica-se que a sua influência é facilmente velada por alguma heterogeneidade natural, o que sugeriu a análise deste factor sob condições controladas e solo remoldado. Constatou-se que as linhas de consolidação são gradualmente mais deslocadas para o lado húmido quanto menor a dimensão, ou seja, nos edómetros de reduzida dimensão, as linhas "*NC*" estão excessivamente deslocadas para estados mais próximos de materiais granulometricamente mais finos; embora as inclinações das rectas sejam semelhantes (λ - teoria dos estados críticos), o valor do índice de vazios para a tensão efectiva de referência (N) é subestimado para as menores dimensões de ensaio. Além disso, o solo apresenta-se excessivamente compressível, logo no primeiro escalão de carga, e principalmente apresenta uma acentuada curvatura extemporânea, ou seja, antes mesmo de ser

atingida a linha do estado normalmente consolidado (*L.N.C.*), o que revela que, mesmo com a preparação de laboratório, dificilmente se consegue uma boa representatividade do solo como um todo em dimensões pequenas. Acrescendo o facto do efeito da estrutura e fábrica naturais não estarem presentes nesta análise, sugere-se o uso de células edométricas de dimensão mais elevada (diâmetro de 125 mm). Aliás, os provetes indeformados de menores dimensões apresentam uma rigidez adicional e curvatura acentuada imputável aos factores de escala, devido ao efeito relativo de adesão lateral das partículas lamelares (micáceas).

Foi analisado o efeito do ritmo adoptado de carregamento com a realização de ensaios com 24 horas e 1 semana de estabilização, não parecendo ter relevância substancial, no andamento geral da curva de compressibilidade. Refira-se que os tempos de consolidação primária são muito baixos, pelo que num e noutro caso a consolidação secundária é integrada nos valores deduzidos da compressibilidade (embora em parcelas diferentes). Também a maior ou menor discretização dos acréscimos de carga parece não ter influência substancial, desde que o ensaio prossiga em tempos de ensaio que foram considerados. A vantagem, contudo, de intensificar a discretização desses escalões reside exclusivamente numa melhor definição da curvatura da linha de compressibilidade, em particular na perspectiva da determinação do limiar da resposta metaestável (a chamada "tensão de préconsolidação virtual") ou de melhor definir uma lei de variação de m_v (ou $D = 1/m_v$) com os níveis de tensão.

O conjunto de ensaios realizados, particularmente com incrementos mais justos, permitiu definir com alguma clareza as três zonas de comportamento deformacional, acima referidas: *zona "estável" ou interior ao limiar elasto-estrutural*: com comportamento próximo dos solos sedimentares sobreconsolidados com gradientes de compressão (C_r) muito baixos, sendo controlados pela rigidez da estrutura cimentada interparticular; "zona metaestável": situada, no espaço e–logσ', para além das curvas típicas do comportamento normalmente consolidado, o par de valores constitutivos não é indexável a um grau de sobreconsolidação associado à história de tensões e caracteriza-se por cedência estrutural progressiva, dando-se uma "aceleração" de compressibilidade com a quebra dessas ligações, com consequente evolução do material para características típicas dos materiais não cimentados granulometricamente semelhantes, definindo-se, assim, um índice de compressibilidade metaestável (C_{cs}) particularmente mais elevado do que o do último estado; zona "desestruturada" (granular): após a quebra das cimentações interparticulares com individualização granulométrica, com comportamento típico de um material granulometricamente equivalente em que a deformabilidade (C_c) é comandada eminentemente pelas tensões de contacto entre as partículas individuais e cujo gradiente corresponderá à *L.N.C.*, podendo ser avaliada por ensaios sobre o mesmo solo remoldado em laboratório. Refira-se que este comportamento "trifásico", identificado em curvas de compressibilidade

unidimensional, tem tradução na forte não linearidade da rigidez em solicitação distorcional, como se constatou a partir dos resultados dos ensaios triaxiais. Para a determinação de valores tendenciais da tensão de "préconsolidação virtual", utilizou-se o método proposto por Pacheco e Silva (1970), que se tem demonstrado ser mais reprodutível em solos residuais (prática brasileira), tendo-se constatado que, à excepção dos provetes de menor dimensão (D=50mm), a tensão de cedência é bastante reprodutível mesmo em condições de compacidades iniciais distintas, revelando que nas circunstâncias em que foram feitas as amostragens há uma boa preservação da estrutura relicar. Os valores obtidos para aquela tensão são de $\sigma'_p = 130-140\,\text{kPa}$ e poderão traduzir um razão entre essa tensão limiar e a tensão efectiva vertical de repouso, correspondente à profundidade média de amostragem, de cinco. Este valor (que se pode designar por "grau de estruturação") viria a ser considerado como referência para a introdução de superfície de cedência elasto-estrutural, na aplicação do modelo elasto-plástico de Lade, aquando da análise numérica da sapata experimental.

Apresentam-se neste parágrafo as gamas de valores obtidos para os índices de compressibilidade e as relações destes nas zonas de pré e pós-cedência como avaliação da influência do grau de estruturação nestes parâmetros. De uma forma geral, as relações entre o índice de recompressibilidade (C_r) e os de compressibilidade ("metaestável", C_{cs}, ou estável, C_c) cumprem as relações correntes (5 a 10) em solos sedimentares argilosos sobreconsolidados. A razão entre os índices do estado estruturado e do metaestável é ligeiramente superior (22 a 35%) ao correspondente com o estado estável, já que neste último estado só o imbricamento induzido na compressão estática induziu acréscimo de rigidez pseudo-elástica.

Dado que nos solos residuais, e particularmente no saprólito em análise, se verifica uma evolução gradual das características de deformabilidade, devido à cedência estrutural progressiva poderá ter alguma vantagem, em modelação matemática, definir uma lei única de variação dos módulos de compressibilidade unidimensional (D) com a tensão. Nessa perspectiva, propôs-se uma lei logarítmica que representa muito convenientemente a gama de tensões estudadas e é independente da definição de zonas constituídas a partir de fronteiras "duvidosas". Em relação ao módulo de recompressibilidade unidimensional foi também deduzida uma lei de variação, esta linear, do mesmo com o nível de tensão de início de descarga.

A deformabilidade diferida no tempo deste solo foi objecto de uma atenção especial, não tanto no que respeita à parcela de consolidação primária (cuja taxa é muito elevada dada a elevada permeabilidade deste solo), mas sobretudo quanto à respeitante à consolidação secundária ou de fluência, já que a experiência regional indicia alguma suspeita sobre a importância desta parcela da resposta deformacional diferida no tempo.

Uma análise preliminar da evolução dos coeficientes de consolidação secundária com o nível de tensões aplicado e confrontando os resultados das duas condições materiais (indeformada e remoldada), permitiu verificar que os coeficientes de consolidação secundária determinados em gamas de variação no tempo até 7 dias (para além dos ensaios realizados com tempos clássicos de estabilização de 24 horas, foram realizados ensaios com escalões mantidos durante uma semana) são inferiores a 0,003 (típicos de materiais sobreconsolidados), para tensões mais baixas do que a de "préconsolidação virtual". A evolução do potencial de fluência cresce rapidamente a partir das primeiras tensões, ainda no interior da zona atrás referenciada como limiar estrutural mas onde se quebram progressivamente as ligações interparticulares, tendendo para uma aparente estabilização, em tensões próximas e pós cedência, em valores um pouco superiores às das correspondentes amostras remoldadas. Já nesta fase se detectara uma aparente tendência (em alguns escalões de carga mais longos) para a aceleração do potencial de fluência (consolidação secundária) no tempo. Este facto que parece caracterizar algumas areias sedimentares, com fábrica e estrutura naturais (Amar *et al.*, 1994a, 1994b), foi estudado num ensaio edométrico de longa duração sobre uma amostra indeformada de diâmetro de 125mm, solicitada com incrementos clássicos até uma tensão representativa das condições de serviço de uma sapata bem dimensionada sobre este tipo de solo saprolítico (q = 152 kPa, correspondente a um coeficiente de segurança de 6,3 nos termos dos resultados da sapata protótipo).

Constatou-se existirem duas zonas de resposta linear numa escala semi-logarítmica do tempo, claramente identificadas e com taxas (associadas ao valor de C_α) muito distintas. Entre as duas zonas existe uma transição relativamente suave. A inflexão de comportamentos, embora gradual, faz-se nominalmente a cerca de 120000 minutos (83 dias) e parece corresponder a uma rotura progressiva das ligações cimentadas interparticulares a carga constante. O solo passa a ter um comportamento fluente de taxa relativamente alta, em termos relativos - $c\alpha$ = 0,0135 o que, dada a baixa plasticidade do material ensaiado, poderá estar associado à presença abundante de partículas de micas, cujo potencial de deslizamento, logo que libertadas por aquela estrutura, é grande e induz forte ajuste interparticular.

As implicações deste comportamento na previsão de assentamentos de fundações diferidos no tempo são óbvias, pelo que se sugere o recurso a expressões que contemplam a factorização faseada no tempo (ex: Burland e Burbidge, 1985 ou Amar *et al.*, 1994). Para o caso particular do solo analisado, foram adaptados os factores temporais dessas formulações, tendo-se apresentado propostas para uma análise de assentamento temporal. É interessante verificar que o valor deduzido de m_2 = 0,578 (da formulação de Burland e Burbidge, 1985), determinado para o caso em análise para uma gama de tempo até 3 anos, é sensivelmente igual ao dobro do proposto por aqueles autores (0,30) para períodos semelhantes mas em areias. Note-se que a aplicação destes conceitos foi feita por retroanálise de um ensaio restrito

de fluência implementado na sapata experimental do Novo Hospital de Matosinhos, tendo-se mesmo obtido um valor de m_2 superior ao retroanalisado no ensaio limite de fluência, sendo, contudo, muito concordante com os obtidos nos ensaios de fundações superficiais em verdadeira grandeza e temporalmente significativos apresentados por Amar *et al.* (1994a e b).

O potencial de colapso destes solos foi estimado a partir de dois ensaios com o edómetro de Rowe sob dois valores de tensão efectiva vertical ($\sigma'_v = 20\,\text{kPa}$ e $\sigma'_v = 160\,\text{kPa}$, inferior e superior à tensão de "sobreconsolidação virtual", respectivamente), tendo-se constatado que o solo é expansivo para baixas tensões e moderadamente colapsível para as mais elevadas. De facto, para os materiais residuais que predominam na região do Porto - caracterizados por graus de saturação superiores a 60% - o potencial de colapso, tanto nos termos clássicos como condicionalmente, é incipiente.

ENSAIOS K_0 EM CÂMARAS TRIAXIAIS

Em complemento ao ensaio com o pressiómetro autoperfurador (SBPT), foram realizados dois ensaios numa câmara triaxial "stress-path" com amostras, uma remoldada com compactação dinâmica e outra indeformada, instrumentadas com um anel de Bishop que integra um *LVDT* submergível. O valor de K_0 obtido na condição desestruturada foi praticamente constante e igual a 0,41 enquanto que, na amostra indeformada, se obtiveram valores de K_0 mais baixos e consonantes com os resultados obtidos nos ensaios como o pressiómetro autoperfurador (0,35-0,38), dentro da gama de tensões interiores ao limiar estrutural, evoluindo para valores mais elevados (0,48) com o aumento da tensão efectiva octaédrica, fruto do carácter evolutivo do material, de zonas de estrutura estável para zonas metaestáveis, passando a um comportamento mecânico regido pela granulometria (desestruturado). Esta condição granular corresponde muito razoavelmente ao solo em condições estáveis, ou seja, tendente para uma condição crítica, reproduzindo um valor do ângulo atrito crítico se aplicada a fórmula clássica de Jaky (1944) - $\phi' = 31{,}4^o$.

ENSAIOS DE CONSOLIDAÇÃO ISOTRÓPICA

Dos três ensaios de consolidação isotrópica realizados, num foi usada instrumentação para medição da variação volumétrica pelo processo clássico de medição do fluxo de água do e para o interior do provete pela coluna da contrapressão, enquanto nos restantes complementou-se com um anel de Bishop para medição directa da deformação radial, num dos ensaios, e com um par de electro-inclinómetros de grande precisão de medição directa e local de deformação axial (diametralmente opostos), no outro. Pela comparação dos resultados obtidos por via dos sistemas clássicos e dos de medição local das deformações conclui-se que é notória a sobrestimação da compressibilidade pela primeira metodologia, particularmente por efeito da intrusão da membrana "vylastic" nos vazios da parede do provete em saprólitos

de estrutura floculada (muito aberta). Este erro, particularmente importante nos escalões de carga iniciais e nos ramos de descarga e recarga, pode ser substancialmente minorado com a colocação da dupla membrana em torno do provete (facto constatado no último ensaio). Só os valores dos parâmetros de deformabilidade isotrópica deduzidos da instrumentação local são consonantes com os obtidos nos ensaios edométricos.

ENSAIOS DE CORTE DIRECTO

Dada a especificidade das condições de execução deste ensaio e perante as limitações geométricas das caixas clássicas (com desenvolvimento de campos de tensões não uniformes), fez-se um estudo sistemático das vantagens de uma caixa de corte modificada (verdadeiramente simétrica) desenvolvida especificamente na FEUP, à luz das propostas de trabalhos da especialidade (Jewell, 1989), tendo-se demonstrado, pelos resultados sobre amostras do mesmo tipo, do solo em análise, as vantagens desta evolução técnica. No plano de ensaios de corte directo realizado, deu-se especial ênfase à análise comparada do comportamento do solo indeformado, na vertente da resistência ao corte de pico e crítica ou a volume constante, e desestruturado e remoldado a condições físicas equivalentes à condição natural. A evolução das características de resistência e de dilatância com o nível de tensão efectiva de confinamento foi objecto deste estudo comparado. Constatou-se, aliás, que é sobretudo na evolução do ângulo de dilatância que se faz sentir claramente as desvantagens da caixa clássica, manifestando-se nos valores de ψ e no facto de a redução de volume para tensões de consolidação mais elevadas tender a estabilizar quando a resistência do provete é mobilizada, situação muito consistentemente observada na caixa modificada, mas muito pouco clara na clássica onde a estabilização (incipiente) dá-se mesmo para valores anteriores à resistência máxima, o que é pouco consistente com o comportamento de materiais granulares. Também os valores de deslocamentos na rotura de pico são claramente subavaliados na caixa clássica.

A análise para a determinação dos ângulos de atrito e de corte directo e de deformação plana, que foi considerada mais consistente, é a que usa a lei de fluxo do solo (Bolton, 1986), sendo só necessário conhecer o ângulo de atrito crítico (ϕ'_{cv}) e o ângulo de dilatância (ψ), com as vantagens de a resistência do solo ser determinada sem a referência directa às tensões medidas no ensaio e os resultados obtidos serem sempre conservativos porque a avaliação do ângulo de dilatância é na prática igual ou mais baixo do que o valor real. Naturalmente que esta análise só pode ser potenciada pelas características da caixa modificada.

ENSAIOS DE CORTE SIMPLES

Foram realizados dois ensaios drenados sob amostras indeformadas e com tensões efectivas verticais de 30 e 75 kPa que apresentaram respostas em termos de deformabilidade

(distorcional e volumétrica) e resistência pouco consonantes com as respostas observadas nos ensaios *in situ* e noutros ensaios laboratoriais realizados (de corte directo e triaxiais). De facto, para além de se deduzirem valores dos módulos de distorção (iniciais e de descarga-recarga) manifestamente baixos e de denotarem uma tendência de dilatância negativa para tão baixos níveis de tensões efectivas de confinamento, obtiveram-se parâmetros de resistência fortemente conservativos se se considerar directamente os valores máximos observados da tensão tangencial na faceta horizontal. Estas constatações reflectem que a dimensão da amostra e o processo de montagem utilizados se traduzem em inevitáveis quebras estruturais com implicações sobretudo na rigidez elástica ou estrutural do solo saprolítico. Para além disso, o sistema de medição usado não tem precisão suficiente para avaliar as respostas mais rígidas, dentro da zona limiar elástica - estruturada, sendo os efeitos de fronteira e a deformabilidade das interfaces determinantes na subestimação das características.

Foi ainda salientado que, dado que nos equipamentos de corte simples clássicos não se dispõe de instrumentação (mais precisa e localizada nos provetes ou nas próprias caixas de corte) que permita a avaliação directa do ângulo de rotação das tensões, é inevitável admitir hipóteses de θ como premissas de cálculo o que põe em causa a utilidade destes ensaios, em condições drenadas, para a determinação da resistência nas condições naturais.

ENSAIOS TRIAXIAIS

Foram realizados 43 ensaios triaxiais sob amostras indeformadas e remoldadas, em distintas dimensões de provetes, condições de consolidação (isotrópica e anisotrópica) e trajectórias de tensões (de compressão e de extensão clássicas e, ainda, com tensão octaédrica efectiva, por um lado, e tensão de desvio, por outro, constantes). A análise foi extensiva e sistemática, tendo-se, contudo, procurado englobar o conjunto de resultados em termos de resistência, nas condições estruturais naturais e remoldada (crítica ou granular) e identificar algumas particularidades da resposta constitutiva em função das condições de carregamento.

Neste trabalho foi dada atenção muito particular à questão do tipo de instrumentação adoptada nos provetes ensaiados, como factor determinante na avaliação da resposta constitutiva e na determinação dos parâmetros de deformabilidade representativos de um solo com a sensibilidade estrutural própria de materiais cimentados, de forte rigidez inicial e não linearidade da resposta em termos de tensões deformações. Na grande maioria dos ensaios realizados foram utilizadas as técnicas clássicas e as mais recentes de instrumentação interna, particularmente, com recurso a electro-inclinómetros de grande precisão pivotados directamente às paredes dos provetes.

Quanto à dimensão mais ajustada dos provetes a ensaiar, conclui-se que estes devem ter diâmetro preferencialmente superior a 50 mm, aconselhando-se as dimensões correntes de

70 a 100 mm. Foram apresentadas algumas recomendações quanto à amostragem, armazenamento, montagem, processo de saturação e consolidação.

As respostas em curvas de tensão de desvio *versus* deformação axial e volumétrica, e a avaliação dos correspondentes parâmetros de deformabilidade, foram sempre apresentadas a partir dos dois tipos de instrumentação, quando disponíveis. Foi dado especial relevo aos módulos "pseudo-elástico", E_{el} (deduzido dos ramos rectilíneos de recarga nos ciclos intermédios de descarga-recarga), de descarga-recarga, E_{dr} (definido entre vértices de histerese dos mesmos ciclos), tangentes iniciais determinados a partir do modelo hiperbólico, $E_{ti,0}$, $E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$ (considerando, respectivamente, os valores das mais baixas tensões distorcionais induzidas onde as cimentações interparticulares estarão em grande medida preservadas - considerados interiores ao limiar estrutural, os de ramos intermédios - tidos como representativos da zona metaestável - e os valores de q entre 70 e 95% de rotura onde a quebra de ligações é praticamente total - comportamento granular). Saliente-se que só a instrumentação interna permite definir com clareza estas três zonas.

A importância do recurso à instrumentação interna reflecte-se em todas as vertentes de análise das características de deformabilidade. Como exemplo da maior representatividade destas técnicas, refira-se que nas zonas de maior integridade estrutural - para tensões mais baixas e interiores ou próximas dos limiares elásticos ("yield locus") - onde é, conceptualmente, de esperar reduzidas dissipações energéticas por plastificação histerética, constata-se que os ciclos de descarga e recarga, quando representados a partir da instrumentação interna, praticamente não apresentam dissipação histerética, facto que é menos evidente se se reportar à instrumentação externa.

A diferença entre as respostas constitutivas deduzidas dos dois tipos de instrumentação é manifesta, sendo mais acentuada quanto menor é a tensão de confinamento, fruto da importância das pequenas deformações para a gama de tensões em que a rigidez normalizada (E / σ'_{oct_c}) é superior, dado que se encontra ainda preservada a estrutura cimentada do saprólito. Esta diferença também se acentua para os módulos que mais directamente traduzem a influência da rigidez da matriz cimentada ("pseudo-elásticos", de descarga-recarga e tangentes iniciais para muito pequenas deformações). Os valores deduzidos da razão E / σ'_{oct_c} decrescem de uma forma evidente com o nível de tensão efectiva de consolidação, o que reflecte perda de rigidez com a indução de tensões (ainda que sob trajectórias sem crescimento distorcional - isotrópicas ou do tipo K_0), confirmando o carácter evolutivo das características de deformabilidade, fruto da desestruturação após o limiar estrutural. Saliente-se que as amostras ensaiadas foram recolhidas entre 1 e 2 m da superfície do terreno pelo que o seu estado de tensão em repouso só é reflectido nos ensaios de mais baixos níveis de tensão

efectiva de consolidação. Os valores dos módulos a pequenas deformações apresentam menor dependência com a tensão de confinamento quando deduzidos por instrumentação interna do que pela clássica, traduzindo muito realisticamente a maior reserva de resistência nos mais baixos níveis de confinamento, ou seja, quando o solo é solicitado mais em níveis de tensão interiores ao limiar estrutural. A resposta é para tais níveis mais "intrinsecamente estrutural" do que granular. Este facto reflecte-se também na evolução do comportamento mecânico de um cariz mais cimentício, em tensões mais baixas, para mais atritíco, em níveis elevados de tensão (para os quais tende a ocorrer a desestruturação). Esta tendência corrobora as variações de G_0 com a tensão efectiva obtidas nos ensaios sísmicos entre furos.

A título de sistematização das tendências da variação de deformabilidade com a tensão efectiva de consolidação, apresentaram-se para cada série de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas e para o conjunto de ensaios de compressão, e sob distintas condições de consolidação e trajectórias induzidas de tensão distorcional, os parâmetros deduzidos da relação bilogarítmica do módulo de elasticidade com aquela tensão (considerada em termos octaédricos) pela expressão de Janbu (1963).

Os valores de K e n deduzidos dos módulos definidos atrás, foram apresentados com alguma sistematização, sendo de salientar que os valores obtidos com instrumentação interna e externa são substancialmente diferentes, tendo-se destacado propostas da *razão de instrumentação*. Assim, há uma tendência para que a razão n_{int} / n_{ext} seja mais dependente do tipo de módulo considerado, enquanto a razão K_{int} / K_{ext} parece ser mais independente desse tipo. Os valores obtidos destas razões variam ligeiramente mas pode-se admitir que, genericamente, a razão K_{int} / K_{ext} se aproxima de dois enquanto n_{int} / n_{ext} é muito próximo da unidade, resultados que revelam a importância da instrumentação interna na definição do valor absoluto destes módulos, mais do que a sua variação com o nível de tensão.

A questão da representatividade da modelação hiperbólica do comportamento de tensão *versus* deformação através de ensaios triaxiais *CID* de um maciço caracterizado por um coeficiente de impulso em repouso menor do que um, foi posta perante a sensibilidade dos módulos tangentes iniciais à gama de valores utilizada para avaliação dos parâmetros de base. Para estudar essa questão foi realizado um ensaio triaxial *CAD* (K_0=*0,5*) multifásico, com instrumentação interna, que permitiu fazer o confronto dos módulos tangentes iniciais em condição de $K_0 \neq 1$ definidos a partir de ensaios triaxiais *CID* (para as três gamas de valores de modelação hiperbólica já identificadas, $E_{ti,0}$, $E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$) com os obtidos directamente nas condições impostas de consolidação anisotrópica. Os resultados parecem indicar que há reprodutibilidade dos módulos tangente a $K_0 \neq 1$ a partir dos ensaios *CID*, desde que se definam os parâmetros do modelo a partir dos ramos mais baixos de tensões-deformações ($E_{ti,0}$) - estados

de pré-cedência - e utilizando instrumentação interna das deformações dos provetes de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas de grande qualidade.

É interessante referir que foi ainda feita uma análise da não linearidade constitutiva com base em dois dos ensaios mais conseguidos, com uso de instrumentação interna, à luz de uma formulação empírica de Jardine *et al.* (1986), tendo-se reproduzido, com alguma generalidade, a resposta constitutiva global, desde os valores mais elevados da rigidez e que correspondem aos valores de E_0 / q_f (com E_0 o módulo de elasticidade deduzido dos ensaios "*cross-hole*"). Os parâmetros obtidos por esta modelação da rigidez do solo saprolítico estudado, reflectem graus superiores de não linearidade aos conseguidos nos solos sedimentares de referência, mesmo sobreconsolidados, fruto da maior preponderância das ligações cimentadas no solo residual, sobretudo para as tensões de consolidação interiores ao limiar estrutural.

No âmbito da parametrização em termos de deformabilidade foram ainda apresentadas as leis de dependência dos módulos de deformabilidade secantes a 10, 25 e 50% da tensão de rotura e feito o seu enquadramento com os módulos anteriores (E_{el}, E_{dr}, E_{ti}).

Em relação à resposta em termos de resistência, a realização de um elevado número de ensaios com dimensões mais consonantes com a tipologia deste solo, permitiu definir envolventes de rotura muito concordantes entre as diferentes séries de ensaios, sendo a regressão obtida elevada e os valores muito consistentes com os que tinham sido preliminarmente conseguidos em campo (ver análise dos ensaios de carga e *in situ* nos Capítulos 4 e 5). Há uma ligeira tendência para valores da razão $\sigma'_1 / \sigma'_{3\max}$ mais elevados para tensões de confinamento mais baixas, facto sintomático da maior reserva estrutural nestes níveis. A coesão efectiva deduzida destas envolventes é real, ou seja, reflecte a parcela relativa à resistência à tracção, detectável em *ensaios de compressão diametral* sobre amostras indeformadas ($c'_{\min}$= 7,7 kPa), e não é associável a factores de dilatância. Embora haja uma evolução desta com o nível de tensões, com uma clara diminuição do ângulo de dilatância, e desde valores próximos do ângulo de atrito de pico para as tensões efectivas de confinamento mais baixas (forte aumento de volume) até valores próximos de zero para as mais altas, os gradientes máximos de dilatância, nestas mais baixas tensões de confinamento, verificam-se após o valor de pico de resistência, ou seja para maiores deformações. Os gradientes máximos de dilatância, nestas mais baixas tensões de confinamento, ocorrem após o valor de pico de resistência, ou seja para maiores deformações. Este facto, identificado para vários tipos de solos residuais e, em particular, em saprólitos de estrutura cimentada com elevadas porosidades, evidencia que a resistência de pico é controlada por essas ligações interparticulares e não tanto pela compacidade. A este limiar elasto-estrutural segue o início da plastificação associada à quebra das ligações e verifica-se muito antes da rotura, só atingida

para deformações bem mais elevadas e após reduções de volume assinaláveis. Foram apresentadas as leis que regem essa dependência e que serviram de enquadramento aos resultados dos ensaios *in situ*.

Da análise conjunta dos resultados e considerando as tensões efectivas de consolidação mais significativas para análise da sapata protótipo, obtiveram-se parâmetros de resistência de $\phi' = 38{,}0^{o}$ e c'=8,6 kPa, em compressão, e $\phi' = 38{,}0^{o}$ e c' = 5,4kPa, em extensão.

Trajectórias de tensão não convencionais

Foram realizados ensaios, sob amostras indeformadas, de extensão triaxial, tipo *CAD*, com aumento (*EATM*) e diminuição (*EDTM*) da tensão média, de compressão e extensão, mantendo p' e q constantes. Para o efeito foi utilizada uma câmara triaxial tipo "Bishop-Wesley", com todas as vantagens que se lhe reconhecem e que foram identificadas ao longo da análise de resultados respectiva. O sistema de controlo do "stress-path" foi concebido integralmente na FEUP (projectos mecânicos e electrónicos), com interfaces, controladores e software de gestão especificamente desenvolvidos para este sistema e cuja descrição se fez no Anexo A.6.1.

Dos resultados obtidos, constata-se que os módulos de deformabilidade determinados em extensão (tanto convencional como com p' constante), para os mais baixos níveis distorcionais, são particularmente mais elevados quando comparados com os correspondentes de compressão. No entanto, este facto resulta da interioridade dos primeiros níveis de tensão em relação ao limiar elasto-estrutural, verificando-se um crescimento acentuado da deformabilidade após a inversão das tensões principais e observando-se mesmo um razoável acompanhamento da resposta tensão de desvio *versus* deformação axial em relação aos ensaios de compressão correspondentes, o que poderá indiciar alguma normalização de comportamento, pelo menos nos níveis de tensão efectiva octaédrica envolvidos. Comparando, aliás, os valores dos parâmetros K_{G,el_c} e K_{G,el_e} (em ensaios com p' constante em compressão e extensão, respectivamente) constata-se que são muito semelhantes, o que sugere que, para níveis de tensão interiores ao limiar elasto-estrutural, a rigidez não é particularmente dependente da trajectória de tensões. Os coeficientes de Poisson (determinados nos ramos rectilíneos da recarga) são muito coerentes com os de compressão.

Os ensaios de compressão com p' constante denotam valores de rigidez estrutural (K_G) muito mais baixa, assim como uma dependência com as tensões de confinamento mais acentuada, quando comparados com obtidos nos ensaios clássicos de compressão triaxial. No entanto, foi ressalvado o facto de estes ensaios terem sido realizados com tensões efectivas de confinamento relativamente elevadas, o que terá desestruturado as amostras, além de que a

determinação dos módulos pseudo-elásticos terá sido feita em ciclos de descarga-recarga em níveis elevados de tensão distorcional induzida, pós-desestruturação de matriz cimentada.

Em relação às características de resistência, verifica-se que os valores de rotura obtidos nos diversos ensaios com trajectórias não convencionais em compressão, se enquadram muito consistentemente entre si, apresentando-se praticamente alinhados com os resultados conseguidos em compressão clássica.

Já o mesmo se não poderá afirmar perante os resultados obtidos nos vários ensaios de extensão, onde a aplicação de uma regressão linear entre os quatro pontos de rotura resulta em valores de ϕ' e c' pouco representativos do comportamento global. A elevada coesão efectiva e o muito baixo ângulo de atrito contradizem a tendência verificada nos ensaios de compressão para tensões efectivas de consolidação mais elevadas (com bom alinhamento com as mais baixas tensões - reflectido-se numa evolvente muito aproximadamente rectilínea), pelo que se atribui esta diferença de comportamento a outros factores, nomeadamente de representatividade das amostras. Os dois ensaios com tensões efectivas octaédricas na rotura mais baixas são, contudo, muito consistentes com os valores correspondentes de compressão.

Dos resultados dos ensaios realizados com q constante, destaca-se a possibilidade de modelar a variação do módulo de compressibilidade volumétrica tangente (K_t) com p' a partir de uma lei praticamente constante até um determinado valor de p', consonante com a tensão de "préconsolidação virtual" definida nos ensaios edométricos e, a partir daí, por uma lei de variação praticamente linear.

Linha dos Estados Estáveis ou Críticos

Para definição da Linha dos Estados Estáveis num intervalo significativo de variação de *e versus* p', realizaram-se nove ensaios triaxiais com amostras remoldadas de solo homogeneizado e reduzido à condição granular, com três níveis de compacidade relativa, consolidados isotropicamente em tensões que oscilaram entre 10 e 300 kPa. O tipo de ensaio usado segue uma metodologia adaptada da de "trajectória de deformações", com duas fases de carregamento (ensaio drenado até à rotura seguido de um não drenado até estabilização total das pressões neutras). Ainda que a *LEE* tenha sido bem definida pela quantidade de ensaios implementados e pelo bom desempenho daquele método, deve-se salientar que muito dificilmente se obtêm pontos de estado crítico a partir de provetes - ainda que desestruturados e remoldados previamente - em condições iniciais fortemente "interiores" à *LEE*. Aconselha-se, pois, a realização de ensaios em condições iniciais mais próximas dos estados críticos que podem ser estimadas dos dados sobre solos semelhantes, existente na bibliografia.

ANEXO A.6.1

Câmaras triaxiais convencionais e derivações. Câmara "stress-path" ("Bishop-Wesley") e sistema de controlo e aquisição desenvolvido na FEUP

Sobejamente conhecidas, as câmaras clássicas são usadas para a grande maioria dos ensaios realizados, onde se procede a consolidações isotrópicas e subsequente aplicação de carga em compressão axial. A necessidade de executar ensaios com consolidação anisotrópica de qualquer valor de K_0 limita consideravelmente o usufruto destas câmaras.

No presente trabalho foi necessário realizar ensaios sobre provetes consolidados a valores de K_0 menores do que um. Dada a necessidade de se utilizar provetes de dimensão elevada ($D=100mm$) e, complementarmente, implementar os sistemas de instrumentação interna (descritos no Anexo A.6.2) e emvirtude da exigência de maior espaço entre as paredes do provete e a câmara, foi necessário recorrer a uma câmara concebida para provetes até 150mm de diâmetro e adaptável para menores dimensões. Essa câmara está ilustrada na Figura A.6.1.1. Para este equipamento foi desenvolvida uma estrutura rígida com um macaco pneumático de grande capacidade que é accionado pelo sistema de controlo automático de "stress-path" que será descrito adiante.

Para prossecução de ensaios com trajectórias de tensão distintas foram utilizados provetes subamostrados para dimensões de D=70mm e $H \cong$ 140mm ($H \cong 2 \cdot D$). Só assim a instrumentação interna pode ser adaptada na câmara hidráulica do tipo "Bishop-Wesley" ("stress-path"), com adaptadores e furação especial. Foi, assim, possível conduzir ensaios com diferentes trajectórias de tensão (nas quatro direcções clássicas de compressão e extensão e em carregamentos de p' = const.). Na Figura A.6.1.2 ilustra-se este último tipo de montagem.

A célula de "stress-path" (Bishop e Wesley, 1975) é solicitada hidraulicamente e constituída por câmaras distintas que permitem aplicar solicitações independentes nas direcções radial e axial (horizontal e vertical). Nas Figuras A.6.1.3 e A.6.1.4 ilustra-se, respectivamente, o projecto mecânico da célula e o sistema de controlo desenvolvido na FEUP. A força axial é aplicada ao provete por um pistão fixo ao pedestal de base accionado hidraulicamente por pressão exercida na câmara inferior. O topo do provete é fixo à parte superior da câmara por um parafuso sem fim que faz o ajuste na fase de montagem. O isolamento entre as duas câmaras de pressão é feito por membranas de grande flexibilidade.

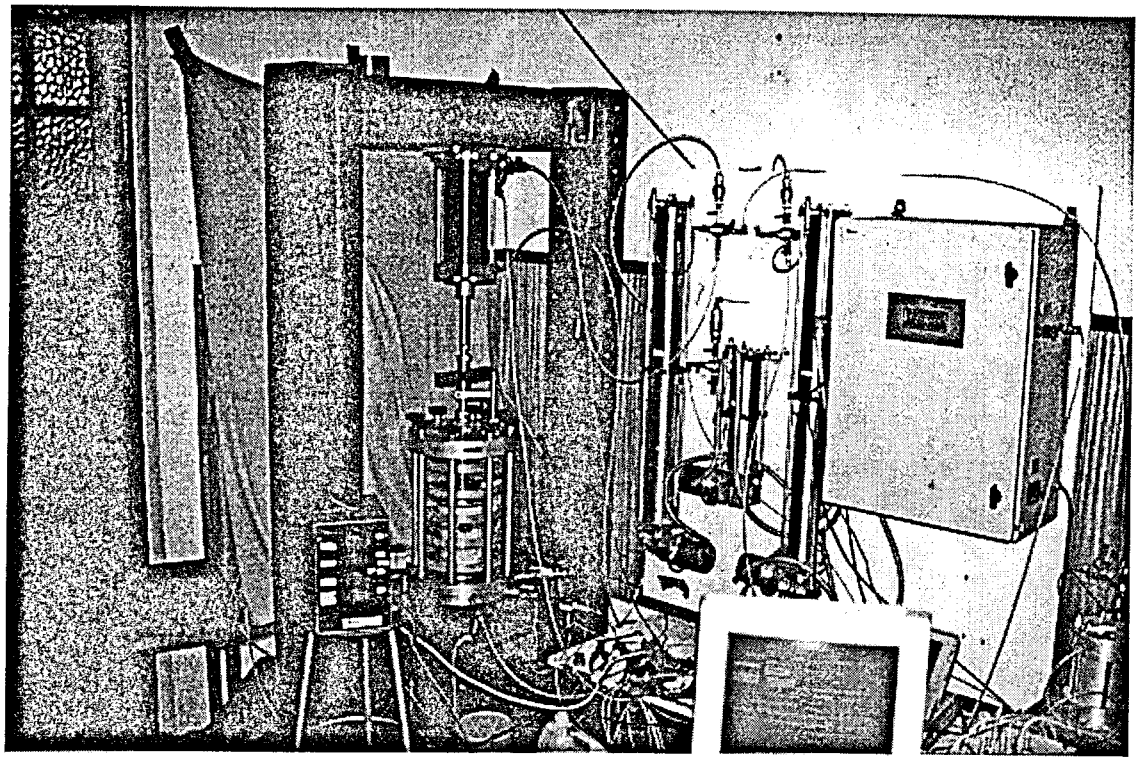


Figura A.6.1.1 - Câmara de grandes dimensões para realização de ensaios de compressão triaxial com provetes de D = 100mm com instrumentação interna das deformações (FEUP).

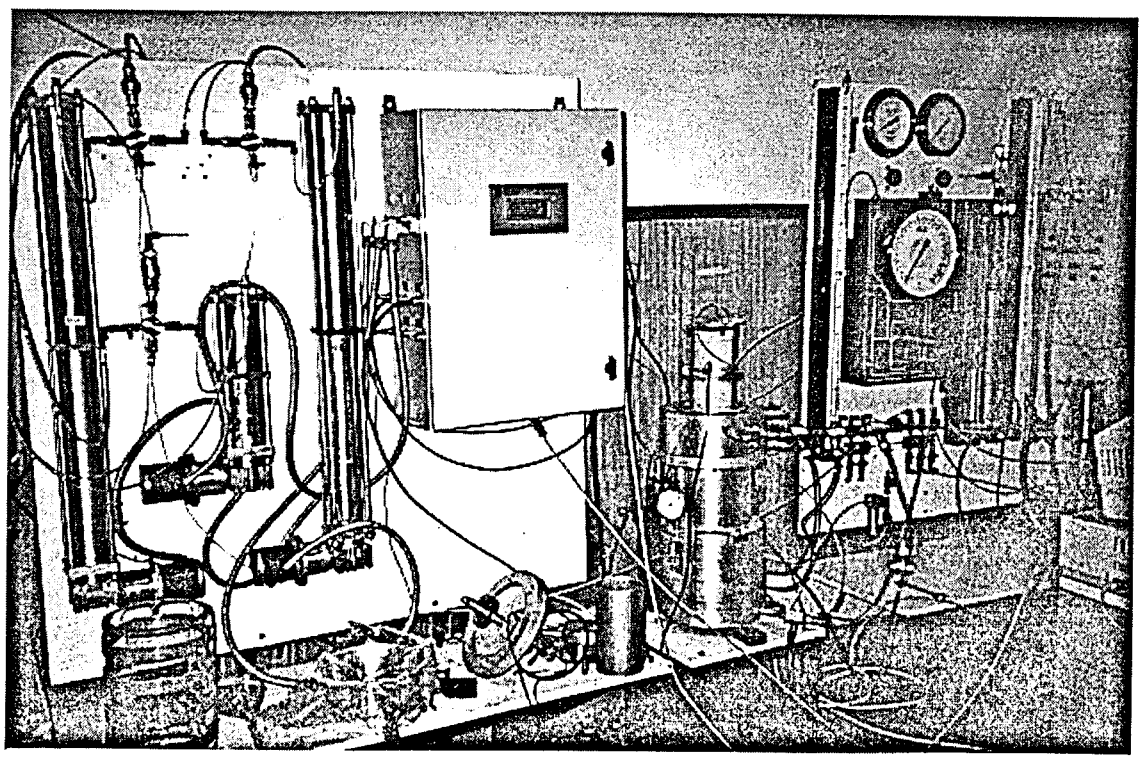


Figura A.6.1.2 - Câmara de Bishop-Wesley. Provetes de D = 70mm com instrumentação interna.

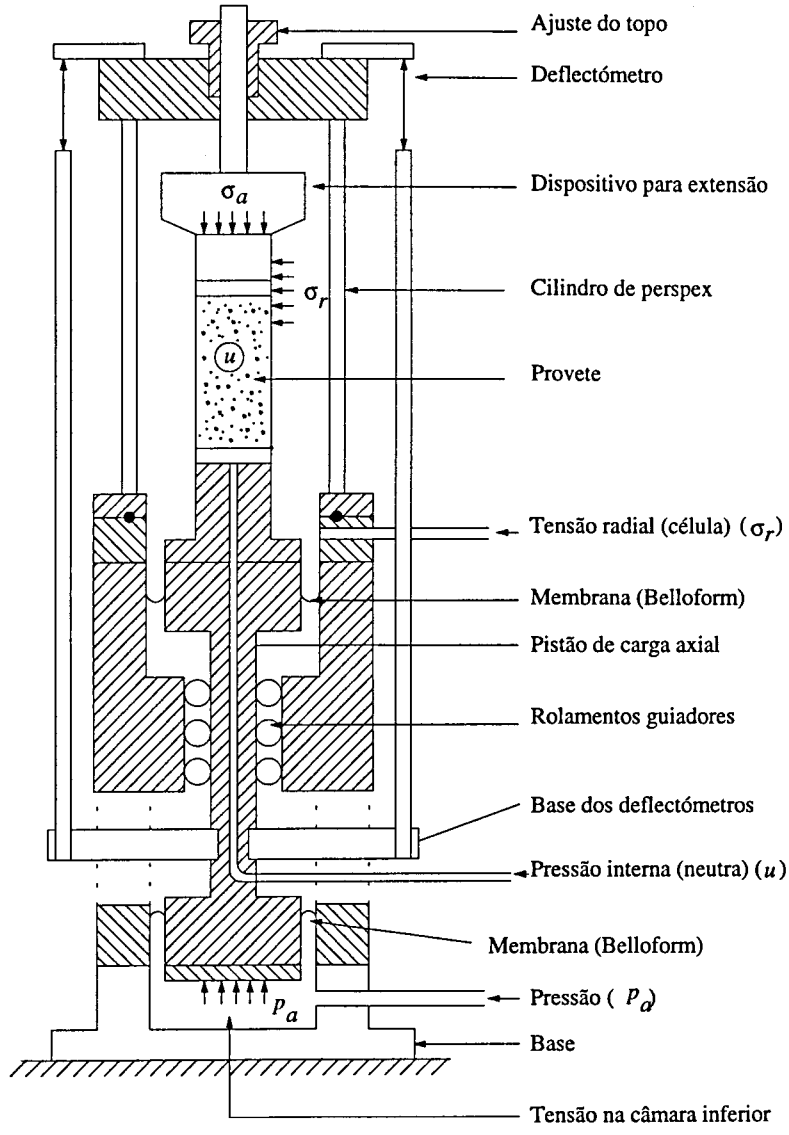


Figura A.6.1.3 - Esquema da célula de "Bishop-Wesley".

O equilíbrio das forças em jogo representadas esquematicamente nesta figura resulta na seguinte expressão:

$$\sigma_v = \frac{1}{A_i}\left[p_a \cdot a - \sigma_r \cdot (a - A_0) - W\right] \qquad \text{(A.6.1.1)}$$

com:

σ_v - tensão vertical que se exerce sobre o provete;

σ_r - tensão radial que se exerce sobre o provete (igual à tensão aplicada pelo sistema hidráulico);

p_a - pressão na câmara inferior actuante sobre o pistão;

W - peso do pistão e acessórios (sobre a câmara inferior);

a - área do pistão de carga (incluindo a membrana Bellofram);

A_0 - área inicial do provete (igual à base de adaptação ao provete a ensaiar);

A_i - área média do provete em qualquer instante do processo de ensaio.

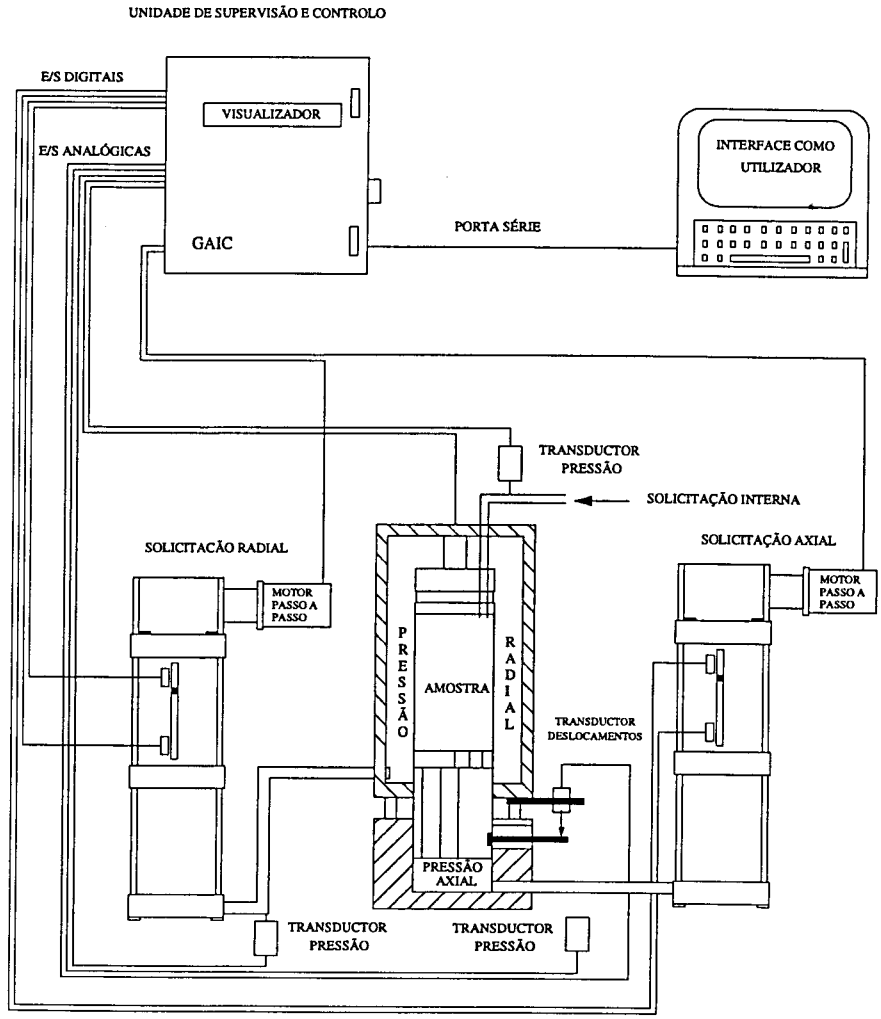


Figura A.6.1.4 - Esquema da célula de "Bishop-Wesley" e do sistema automático de controlo.

Sobre a área média do provete (A_i), que se vai alterando ao longo do ensaio, várias são as propostas de medianização, das quais se salientam, consoante a forma assumida para o provete deformado (Germaine e Ladd, 1988):

- cilíndrica: $A_i = A_0 \left[\frac{1-\varepsilon_v}{1-\varepsilon_a} \right]$ (A.6.1.2)

- parabólica: $A_i = A_0\left[-\frac{1}{4}+\frac{\sqrt{25-20\cdot\varepsilon_a-5\cdot\varepsilon_a^2}}{4\cdot(1-\varepsilon_a)}\right]$ (A.6.1.3)

- extensões concentradas na zona central do provete: $A_i = A_0\left[\frac{1-\varepsilon_v}{1-a\cdot\varepsilon_a}\right]$ (A.6.1.4)

sendo a uma constante que varia entre 1 e 2.

A segunda proposta é mais adequada para situações não drenadas, a terceira parte de hipóteses complexas de concentração de extensões, enquanto a primeira - mais divulgada - é a que apresenta resultados mais fiáveis até à rotura de pico. A partir deste ponto, e porque geralmente está associado ao desenvolvimento de um plano de rotura que acarreta correcções de área efectiva de contacto, todas as propostas apresentadas têm que ser mistas (Head, 1986).

Fez-se um estudo comparativo das curvas obtidas do mesmo ensaio com tensões de desvio calculadas a partir das duas primeiras propostas, tendo-se constatado que a diferença máxima (pico) era de cerca de 7%, com os valores mais elevados correspondentes aos calculados a partir da hipótese de desenvolvimento cilíndrico. Dada a integração da variação volumétrica na primeira proposta, e considerando a hipótese de desenvolvimento parabólico da fronteira do provete como menos adaptada a materiais mais rijos e de considerável componente dilatante, optou-se pela correcção cilíndrica em todos os ensaios analisados neste trabalho. Este valor corrigido foi integrado no algoritmo de controlo da câmara de "stress--path".

A estrutura da câmara de "Bishop-Wesley", atendendo à expressão de equilíbrio de forças (A.6.1.1), apresenta a grande vantagem de não necessitar de células de carga adicionais (externas ou internas) para garantir a independência das tensões vertical (axial) e horizontal (radial). Esta é assegurada através de um dispositivo de ajuste do topo dos provetes ao pistão fixo superior, constituído por uma peça semi-cónica à qual se ajusta uma membrana "vylastic" sob sucção. Desde que a tensão axial se mantenha positiva as partes não se separarão. As transições entre compressão e extensão (rotação das tensões principais de 90°) devem ser feitas suavemente, o que se consegue com velocidades de deformação ou de carregamento baixas.

Vários tipos de equipamento vêm sendo desenvolvidos para controlo (e aquisição) das pressões e deformações (e grandezas associadas) dos quais se salientam, por terem sido acompanhados mais de perto na fase inicial de escolha da filosofia de concepção mecânica e electrónica que o autor se propôs desenvolver na FEUP, os sistemas "GDS" (Menzies, 1988) e

"Imperial College - HTC" (Baldi *et al.*, 1988) e, ainda, "GSG - Durham University" (Toll, 1993).

A opção feita para concepção integral na FEUP resultou da colaboração do autor deste trabalho com a equipa do Gabinete de Instrumentação e Controlo do Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da FEUP, liderada pelo Professor Francisco Freitas. A sua filosofia é próxima do sistema "GDS" e os respectivos projectos mecânicos e electrónicos, interfaces e controladores geridos por software foram integralmente desenvolvidos para este sistema (Viana da Fonseca *et al.*, 1993b).

Este trabalho durou cerca de 2 anos e meio e pode-se considerar concluído na primeira versão do sistema, que se descreve a seguir na sua essência. Refira-se que o trabalho tem prosseguido com alterações no que respeita à interface de comandos e aquisição, vindo a ser desenvolvido para ambiente "Windows", sendo muito mais interactivo e de fácil interface. Para além disso, fez-se um melhoramento significativo que se considera importante para a total autonomia do sistema em relação aos suportes paralelos de regulação de pressão, através da viabilização do controlo do terceiro eixo correspondente à pressão interna (neutra).

- Concepção geral do sistema

É objectivo deste sistema fazer um controlo da trajectória de tensões a partir do comando das condições de velocidade de aplicação de tensões nos dois eixos. Trata-se de um sistema completo incluindo a medição de parâmetros, o tratamento e o controlo em tempo real. É construído especificamente para trabalhar com condições axissimétricas de tensão, sendo adaptável a controlo em 3 eixos (σ_1 , σ_3 e u), trabalhando igualmente bem em problemas de consolidação e de corte.

Aquele processo de controlo permite na primeira versão o comando em cada um dos eixos que correspondem às tensões σ_v (vertical) e σ_r (radial), por duas hipóteses:

(i) imposição de velocidades de deformação constantes (2 por ciclo);
(ii) imposição de leis lineares de pressão no tempo (4 por ciclo).

O terceiro eixo (correspondente a u) faz, nesta versão, exclusivamente a aquisição, sendo o seu controlo feito a partir de reguladores de pressão clássicos.

Com possibilidade de realização de vários ciclos de carga, desenvolveram-se duas versões, sendo a adoptada para esta análise (por facilidade operacional) a que sincroniza no tempo os ciclos nos dois eixos. Com estas leis permite-se a realização de quaisquer estados de consolidação, durante os quais se procede à aquisição das variáveis (em particular da variação volumétrica), estados de corte em situação não drenada (com leitura das pressões intersticiais)

e drenada (já que as velocidades de deformação ou de carga podem atingir valores próximos de zero) segundo quaisquer trajectórias de tensões.

As trajectórias de tensões totais são definidas por um parâmetro k, coeficiente de tensão lateral (Lambe e Whitman, 1979):

$$\frac{t}{s} = \frac{1-k}{1+k} \qquad \text{(A.6.1.5)}$$

em que $s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ e $t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$.

O sistema permite também trajectórias de tensões não lineares, por exemplo impondo relações do tipo:

$$\sigma_1 = a \cdot \sigma_3 \qquad \text{(A.6.1.6)}$$

$$t = \sum a_i \cdot s^i \qquad \text{(A.6.1.7)}$$

que poderão ser tabeladas e incrementadas por ciclos sucessivos de leis lineares, o que satisfará a maior parte das situações práticas. Um equipamento adaptado à tipologia desta última função é descrito por Law (1981).

Note-se que este sistema apoiado num automatismo funcionando em tempo real, tem uma grande velocidade de execução, o que permite nomeadamente a interrupção do ensaio e a correcção dos comandos. Com base no princípio de funcionamento das câmaras triaxiais do tipo "stress-path" ("Bishop-Wesley"), procurou-se desenvolver uma solução global para a automatização do processo de ensaio. O objectivo do ensaio é o de sujeitar uma amostra a uma solicitação de ciclo(s) programado(s), tendo como variável a controlar a tensão ou a deformação da amostra, com aquisição simples das variáveis não controladas, obtendo-se os resultados passíveis de serem facilmente analisados, nomeadamente utilizando um programa de folha de cálculo e de tratamento gráfico de informação, sediado em computador pessoal. O sistema de ensaio tem a possibilidade de controlar, independentemente, dois eixos, com ciclos programados pelo utilizador, e assegura condições de segurança do processo e atende ao diálogo contínuo com o utilizador.

Algumas dificuldades inerentes ao processo de controlo deste sistema prendem-se com a lentidão do processo, no qual se deseja, por exemplo, assegurar deformações da amostra a velocidades de deformação "constante" de 10^{-3}mm/min. Alternativamente, deseja-se assegurar induções de tensão na amostra correspondentes a variações lineares de tensão da ordem dos 500kPa/dia, por exemplo. A flexibilidade do sistema reside na possibilidade de assegurar, para o seu tempo de resposta, velocidades de controlo de deformação axial ou de evolução das pressões nos eixos entre limites relativamente latos. Nestas circunstâncias, a resolução dos meios de medida representou um elemento importante na estratégia de controlo dos eixos.

- Solução técnica da automatização do sistema

A solução desenvolvida pretendeu ser uma solução dedicada à aplicação em causa, de modo a não ser demasiado onerosa, mas dotada de amplas facilidades de utilização e posterior modificação de características, uma vez que o ambiente laboratorial e as necessidades de investigação requerem sempre flexibilidade (refira-se que a unidade desenvolvida é utilizada na estrutura adaptada para a câmara de grandes dimensões). Como medida essencial foi entendido não comprometer a utilização a 100% de um computador pessoal no sistema de ensaio, sendo assim a solução baseada na existência de um "controlador" dedicado ao controlo, supervisão e segurança do ensaio, relegando para o computador pessoal a função específica de interface entre o utilizador e o controlador do processo, como se mostra na Figura 6.90. Deste modo o computador pessoal pode ser dedicado, primordialmente, à análise de dados recolhidos em ensaios anteriores, em vez de estar a fazer controlo e aquisição de dados do ensaio em curso.

Foram, assim, desenvolvidas as partes da solução geral, que a seguir se documentam.

- *Unidade de accionamento mecano-hidráulica*

A unidade mecano-hidráulica tem como principal função ser um gerador hidrostático de muito pequeno caudal, de modo a garantir uma relação constante entre o sinal de entrada e o caudal de saída, de modo a impor uma adequada velocidade de deformação na amostra, admitindo a inexistência de fugas e ausência de compressibilidade no sistema. Este necessita, portanto, de ser dotado de elevada rigidez e de ausência de fugas ou folgas mecânicas. Uma unidade mecano-hidráulica é constituída por um cilindro cujo movimento do êmbolo é realizado através de um fuso de esferas accionado por um motor passo-a-passo, através de um redutor mecânico de velocidade, com grande número de passos (200 passos/volta), permitindo uma elevada resolução do movimento linear. Assegura-se igualmente que, em caso de falha de alimentação eléctrica ao sistema, este não tende a entrar em descompressão, o que é favorecido pelo binário de retenção característico do motor passo-a-passo. Os limites extremos da unidade mecano-hidráulica são detectados por fins-de-curso eléctricos.

- *Unidade de comando eléctrico de potência*

A necessidade de controlar velocidades muito baixas e a consequente dificuldade de implementação dum controlo em malha fechada, tornou o motor passo-a-passo preferível relativamente a outros tipos de motores. A análise cuidada de diferentes tipos de motores passo-a-passo, seu funcionamento e características levou à escolha de um motor híbrido (Freitas *et al.*, 1991).

- Unidade de controlo e supervisão (U.C.S.) do sistema

- Solução de "hardware"

A *U.C.S.* está implementada sobre uma estrutura baseada num microcontrolador e a sua estrutura global é a seguinte:

(i) o sistema de controlo utiliza uma placa FAG52-BASIC1, que tem implementado o microprocessador 8052AH-BASIC da Intel; este microcontrolador, tendo residente em ROM um interpretador de BASIC, permite obter um meio fácil e rápido de desenvolvimento do "software" de controlo; a utilização combinada de um sistema aberto, com uma linguagem de alto nível interpretada, permite uma conjugação eficiente de flexibilidade e modularidade, com conceitos de simplicidade e eficiência;

(ii) a ligação a um computador pessoal, para comando remoto da máquina e para exportação de dados adquiridos, é efectuada através de uma porta série RS2342 em placa auxiliar;

(iii) a interface local com o operador, é efectuada com visualizador digital alfanumérico de 2 vezes 20 linhas, permitindo afixação dos valores actuais de pressões e deformações e do estado da máquina, nomeadamente as relacionadas com segurança.

- "Software" na *U.C.S.* do sistema

De acordo com a solução global, a *U.C.S.* tem que ser completamente autónoma na execução das diferentes tarefas, pelo que o "software" foi desenvolvido com esse objectivo. Tem dois modos de funcionamento:

(i) manual, que é utilizado para preparação de amostras;
(ii) automático, utilizado para realizar ensaios.

No modo manual podem movimentar-se as unidades electro-hidráulicas a partir do teclado do computador pessoal (*PC*). No automático a *U.C.S.* recebe do *PC* comandos que especificam qual o tipo de tarefa a executar, e a informação indispensável ao cumprimento dessa tarefa (tipo e parâmetros da solicitação a aplicar a cada direcção). As tarefas necessárias a este modo automático são:

(i) recolha de informação;
(ii) controlo das unidades electro-hidráulicas de forma a cumprir a solicitação especificada;

(iii) monitorização do estado do sistema;
(iv) garantia de segurança do sistema.

- Recolha de Informação: são três as finalidades para as quais é necessário recolher informação:

(i) para efeitos de caracterização do estado da amostra;
(ii) para efeitos de acções de controlo:
(iii) para efeitos de garantia da segurança do sistema.

A informação e a instrumentação associada para a caracterização do estado da amostra são as seguintes:

(i) tensão axial ou vertical ($\sigma_v = \sigma_a$): definida a partir da pressão da câmara inferior da célula "stress-path" e instrumentada por um transdutor de pressões;
(ii) deformação axial (Δl): variação de comprimento da amostra, detectada por um transdutor de deslocamentos, do tipo *LVDT* ou *LSC*;
(iii) tensão radial ou horizontal (σ_r ou σ_h): pressão comandada pelo segundo eixo e lida por um transdutor de pressão associado à entrada da câmara;
(iv) força axial: podendo ser medida por uma célula de carga interior, que vem com o sistema, torna-se na realidade redundante pois a pressão referida em (i) já dá informação sobre esta carga (ver expressão A.6.1.1);
(v) pressão interna (intersticial) relacionada com a "pressão neutra", é lida através de um transdutor de pressões ligado a um ou dois topos da amostra e nesta fase só constituirá grandeza de aquisição, sendo, no entanto, possível vir a fazer controlo desta grandeza em termos semelhantes aos feitos para as grandezas (i) e (iii) - em fase de implementação na segunda versão do sistema;
(vi) variação volumétrica: embora possa facilmente ser adaptado um dos sistemas automáticos de medição de variação de volumes (associação de pistão com uma membrana flexível a transdutor linear de deslocamento), situação em que a leitura será do tipo (ii) , optou-se inicialmente por medição indirecta da grandeza sem qualquer dispêndio extra de recursos nem degradação de medida, apelando à natureza discreta do funcionamento do motor passo-a-passo; assim, nesta versão faz-se a contagem do número de passos do motor da unidade electro-hidráulica ligado à câmara axial; a relação entre o número de passos e o volume de fluído que entra e sai da câmara radial é perfeitamente conhecida; na última versão e dada a acção sobre o eixo interno é possível medir a variação de volume pela entrada e saída de água interna do provete, o que se traduz em muito maior fiabilidade e praticidade de monitorização desta grandeza.

Para efeitos de acções de controlo é utilizada parte desta informação. O controlo de pressão utiliza a informação proveniente dos transdutores de pressão associados à direcção em causa. Para efeitos de segurança é necessário, para além da informação já referida, verificar o o estado de actuação dos fins-de-curso.

- *Controlo das Unidades Electro-Hidráulicas*

De acordo com as especificações é necessário implementar dois tipos de controlo: controlo de pressão e controlo de velocidade. No controlo de pressão a referência que se pretende é do tipo representado na Figura A.6.1.4. Neste tipo de comando os eixos correspondentes às tensões axial e radial encontram-se sincronizados em termos de intervalo de tempo, para melhor definição da relação de leis de tensão nos dois eixos e, consequentemente, da lei resultante em termos das grandezas geralmente associadas ao tratamento dos dados (por exemplo "*s*" e "*t*"). Na última versão que se vem finalizando, as leis de pressão podem ser definidas a partir da relação entre *s* e *t* (conforme a expressão A.6.1.5). Nas expressões de *s* e *t* são consideradas as leituras instantâneas de σ_r e δV e o cálculo de σ_v a partir da expressão de equilíbrio A.6.1.4. O "software" desenvolvido permite escolher qual o tipo de controlo a aplicar em cada direcção de solicitação. O utilizador terá apenas que definir na "interface" qual o tipo de controlo e referência em cada solicitação.

A monitorização é feita permanentemente num visualizador incorporado na Unidade de Supervisão e no *PC*, quando este estiver activo. Esta monitorização incide sobre o estado actual da amostra, em termos de tensões (totais, efectivas e neutras) e deformações, e sobre o estado do sistema. Esta é particularmente importante, pois informa se uma determinada tarefa está a ser executada, qual é essa tarefa, se está à espera de comandos ou se está em situação de alarme. Sempre que alguma condição limite for verificada o utilizador é informado sobre qual é, exactamente, essa condição. A monitorização do estado actual da amostra permite ao utilizador ter uma ideia do ponto do ensaio em que o sistema se encontra, o que, num ensaio que pode durar vários dias, é de grande utilidade.

- *Segurança do sistema*

A segurança do sistema é garantida em dois campos distintos. Por um lado, actuando sobre as grandezas, pressões e deformações lidas através dos transdutores, por outro, actuando sobre fins-de-curso que detectam se as unidades electro-hidráulicas estão nos limites de deslocamento. As unidades electro-hidráulicas estão equipadas com detectores de fim-de-curso. Também neste caso, se qualquer fim-de-curso for activado, a *U.C.S.* entra no estado de "alarme", sendo o utilizador informado de qual(quais) o(s) limite(s) atingido(s) ou, no caso de ter atingido um fim-de-curso, em que unidade electro-hidráulica ocorreu e qual o

fim-de-curso activado. No estado de "alarme", a *U.C.S.* não permite nenhum tipo de acção para além do comando manual.

- *Interface com o utilizador*

O "software" de interface foi desenvolvido de modo a permitir uma ampla capacidade de intervenção deste sobre o comando da *U.C.S.*. Reside num computador que está ligado pela porta série RS232 à *U.C.S.*. Desenvolveu-se uma interface interactiva, tendo-se para o efeito adoptado uma filosofia de apresentação de "menus" em janelas, o que facilita a utilização do programa. Na primeira versão o desenvolvimento foi feito em ambiente *DOS* enquanto a versão actual reside em ambiente *WINDOWS*, através de uma linguagem *"HP Basic"*.

A ordenação dos "menus" em janelas permite que, em cada instante, o utilizador tenha no monitor toda a informação que necessita para trabalhar. Além disso, durante a execução do programa aparecem constantemente no monitor mensagens que mantêm o utilizador informado sobre o estado da *U.C.S.*. Sempre que o utilizador tente executar uma acção não válida aparecem mensagens de alerta. O programa dispõe de funções para a manipulação de ficheiros de dados e de resultados que estão sempre acessíveis, podendo em qualquer instante, mesmo com o computador desligado do sistema, executar qualquer uma delas, uma vez que não interferem com o ensaio.

ANEXO A.6.2

Novas técnicas em ensaios triaxiais. Instrumentação interna das deformações (electro-inclinómetros - Imperial College)

A.6.2.1 - FONTES DE ERRO NAS MEDIÇÕES CLÁSSICAS EM TRIAXIAIS

Os baixos valores de deformações importam de sobremaneira aos casos de obras geotécnicas, sendo as fontes principais de erro no ensaio triaxial as que se procura resumir no Quadro A.6.2.1.

Desde os primeiros trabalhos sistemáticos realizados no Imperial College de Londres (Costa Filho, 1980; Jardine *et al.*,1984), tem-se dado grande ênfase aos referidos factores de erro na medição de deformações. Descreve-se, seguidamente, algumas das tendências actuais neste domínio, bem como a opção que foi feita no Laboratório de Geotecnia da FEUP.

A.6.2.2 - NOVAS TÉCNICAS DE INSTRUMENTAÇÃO INTERNA. ELECTRO-INCLINÓMETROS PENDULARES (IMPERIAL COLLEGE / FEUP)

Apresentam-se hoje diferentes técnicas (desde os electro-inclinómetros pendulares do Imperial College aos transdutores de bandas metálicas - bronze fosfórico - extensiometradas, *LTD* - das equipas de investigação da Universidade de Tóquio, passando por transdutores de proximidade da Universidade de Sheffield) que têm sido apontadas como pontualmente vantajosas em alguns aspectos, mas todas têm sofrido desenvolvimentos nas duas vertentes envolvidas: gama de leitura e precisão. Na Figura A.6.2.1 ilustra-se os electro-inclinómetros pendulares (Imperial College) adoptados na FEUP e na Figura A.6.2.2 apresenta-se os três dispositivos citados, incluindo-se aí um esquema de funcionamento dos referidos electro-inclinómetros.

Note-se que em geral a instrumentação se faz, pelo menos, num par de pontos diametralmente opostos, a fim de melhor avaliar as extensões médias do provete, frequentemente sujeito a inclinações no processo de carregamento, fruto de causas estruturais ou induzidas por deficientes facetamentos na preparação.

Quadro A.6.2.1 - Fontes de erro nas medições das grandezas em ensaios triaxiais.

Conse-quência	Razões Associadas	Soluções	PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS
Sobresti-mação da tensão axial	- atrito pistão-câmara - inércia da tensão na câmara - resistência da mem-brana	- "zeragem" em movimento; - "zeragem" em movimento e limitando a ensaios com σ'_c constante.; - uso de células de carga internas; - uso de roletes entre o topo do provete e a célula de carga; - uso de correcções de membrana; - recurso à câmara "stress-path"("Bishop-Wesley); - recurso a INSTRUMENTAÇÃO INTERNA (local);	- solos moles a médios; - materiais com superfícies de descon-tinuidade; - ciclos de descarga e recarga; - deformações elevadas - avaliação da resistência crítica ou residual;
Sobresti-mação das deformações	-deformações parasitas: erros de ajuste dos extremos do provete; -deformabilidade pa-rasitária das peças de carga e das inter-faces (pistões, filtros, pedras porosas, bases, apoios dos anéis e deflectó-metros).	- correcção dos ramos iniciais das curvas de resposta (curvas em "S") - métodos lineares ou não lineares (ex.: hiperbólico); - calibração de todas as peças envolvidas (difícil dada a multiplicidade de elementos envolvidos); - ensaios de consolidação anisotrópica ($K_0 < 0$) nas câmaras clássicas; - recurso à câmara "stress-path"("Bishop-Wesley); - recurso a INSTRUMENTAÇÃO INTERNA (local); - varrimento temporal das grandezas mais justo relativamente ao usual (Bishop e Henkel, 1962); - faseamento de tensão controlada para deformação controlada (Atkinson e Evans, 1985).	- consolidação isotrópica em câmaras clássicas; - incerteza das razões de maior deforma-bilidade inicial (erros ou simplesmente "fecho" de fissuras ou descontinuidades naturais); - todos os solos mas crescente com o aumento da rigidez constitutiva.

Sabendo-se que o comportamento drenado dos materiais é fortemente condicionado pelas características dilatantes dos mesmos, o esforço de instrumentação local deve também ser acompanhado nas medições de variação volumétrica e(ou) radial. De facto, para avaliar correctamente o coeficiente de Poisson é necessário também instrumentar com precisão as extensões radiais (como se descreveu para as axiais). Sendo as extensões volumétricas medidas convencionalmente pela expulsão ou pela entrada de água no provete, estas são sujeitas aos erros, que podem ser significativos (em especial em situações de aumento de tensão média), associados ao ajuste de extremos e, muito particularmente em solos granulares, de interpenetração da membrana nas irregularidades das paredes laterais dos provetes. Para obviar estes erros, têm-se desenvolvido esquemas de instrumentação directa das extensões radiais através de transdutores de proximidade, como os que são representados na Figura A.6.2.2. Em alternativa e na indisponibilidade dos mesmos, aconselha-se o uso de membranas de maior espessura ou uso de dupla membrana ou mesmo resinas cimentícias. O recurso ao Anel de Bishop é, muitas vezes, impraticável, por falta de espaço disponível no contorno da amostra .

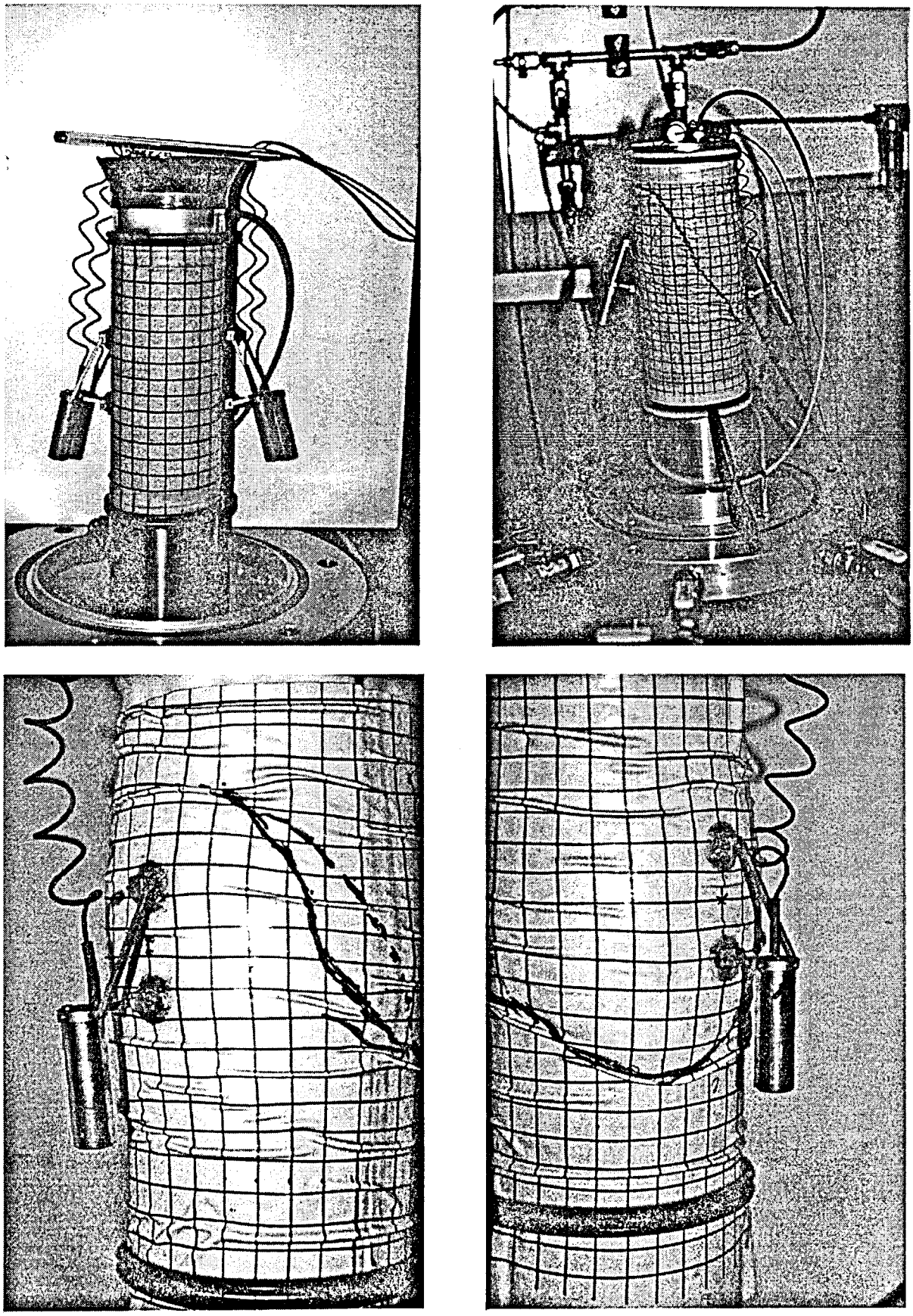


Figura A.6.2.1 - Electro-inclinómetros pendulares (Imperial College de Londres).

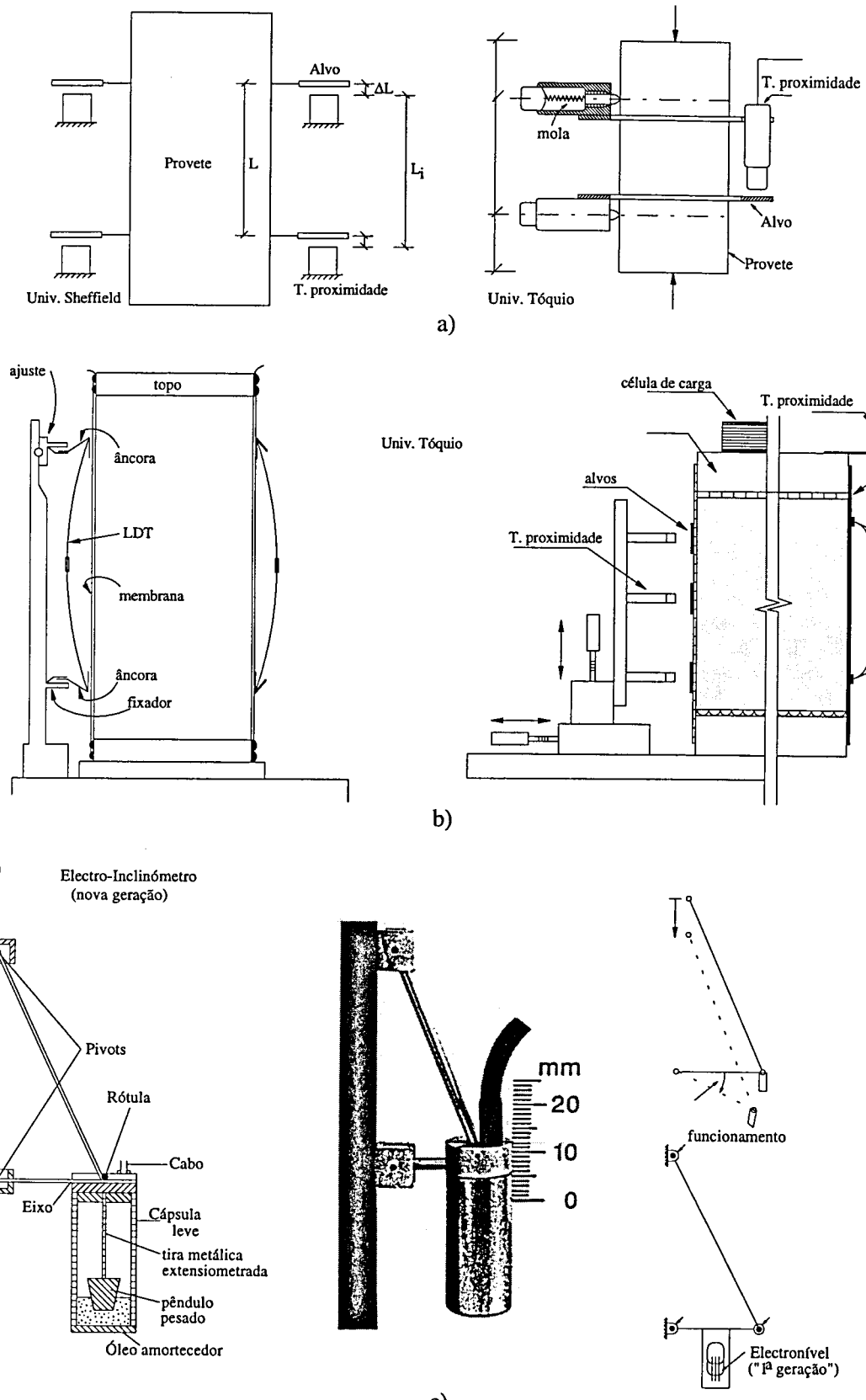


Figura A.6.2.2 - Dispositivos e esquemas de instrumentação interna-local.

As primeiras versões destes sistemas eram do tipo "electronível" (Costa Filho, 1980; Jardine *et al.*,1984) - ver pormenor na Figura A.6.2.2 - tendo-se tido a possibilidade de trabalhar com estes sistemas no Laboratório de Geotecnia na PUC do Rio de Janeiro. Na sequência desse trabalho, conseguiu-se equipar o Laboratório de Geotecnia da FEUP com dois pares de electro-inclinómetros, desenvolvidos mais recentemente no Imperial College, de princípio mecânico semelhante mas com alguns melhoramentos electrónicos, que foram explorados no desenvolvimento da presente tese.

Esta nova geração tem algumas vantagens em resolução e, sobretudo, uma gama total de medição (com regressão linear) maior do que a anterior e sem necessidade de condicionadores especiais de sinal - inicialmente estes dispositivos eram alimentados intermitentemente usando uma unidade osciladora - desmoduladora, sendo os sinais de saída gravados num sistema DIU Solartron com um tempo de integração de 1s. Um primeiro melhoramento já permitia a excitação com corrente contínua - sistema mais barato - e os dados podiam ser lidos em caixas de aquisição de varrimento mais rápido (10 ms ou menos). No entanto, ruídos de laboratório - frequentes, embora filtráveis - entre 10 e 100Hz tornaram estes sistemas menos competitivos. A última geração baseia-se em inclinómetros pendulares, sendo o pêndulo de liga metálica pesada (ver Figura A.6.2.2) suspenso do topo da cápsula por uma tira metálica onde estão colocados extensómetros de 350Ω em ponte completa de Wheatstone. Um amortecimento parcial é conseguido com uma pequena quantidade de óleo e o sistema está configurado para uma saída de fundo de escala de 2mV/V, que é comparável a outros transdutores correntemente usados em laboratório (como células de carga ou transdutores de pressão). As características praticamente lineares podem ser modeladas com um polinómio de 1ª, 2ª, 3ª ou 4ª ordem para dar medições de ±15% ou até 30% da gama de deslocamentos. A instrumentação baseia-se num sistema "cantilever" que converte deslocamentos verticais relativos em rotações do corpo central, podendo ser adoptada qualquer distância entre "sapatas" de pivotagem directa nas faces do provete.

Foram feitas algumas melhorias nos sistemas de pivotagem e ancoragem para reduzir a sensibilidade ao embarrilamento e adelgaçamento ("bulging" e "necking") durante o corte, e para reduzir o espaço entre o provete e a célula (a fim de se utilizarem amostras tão grandes quanto possível em câmaras de dimensão moderada). O peso submerso destes dispositivos é baixo (≅ 0,03kgf) e a sensibilidade às extensões axiais chega a resoluções de 5×10^{-6} sem amplificação, usando uma alimentação contínua e sistemas de aquisição comercialmente disponíveis. A FEUP adquiriu também uma caixa com um conversor de 16 bits (320μV - 0,625μV; ± 0,02% rdg) ou, se preferível, comutável para 14bits (1,28mV - 2,5μV; ± 0,2% rdg), que permite grande resolução com varrimento de 40 canais/s. A estabilidade é quase total (em particular em condições de temperatura controlada) e, não necessitando de condicionadores especiais, reduz o preço destes dispositivos para valores modestos.

A.6.2.3 - CALIBRAÇÃO E MONTAGEM DOS ELECTRO-INCLINÓMETROS

Pela sua forma em estrutura "cantilever" e sua grande precisão, estes dispositivos exigiram a concepção de um sistema de calibração que representasse com rigor os deslocamentos que se verificam entre os pontos de fixação nas faces do provete triaxial e com resolução correspondente aos mesmos. Na Figura A.6.2.3 ilustra-se o calibrador desenhado e construído na FEUP. O sistema é rígido, permite a fixação sólida das sapatas de apoio e afere deslocamentos entre aqueles (guiados e perfeitamente lineares) com recurso a um micrómetro tubular de precisão de 1μm e curso de 50mm.

A calibração é feita em distâncias absolutas entre pontos de apoio (no fundo entre eixos de rotação nas sapatas), pois assim se torna independente a medição da deformação de uma menos boa avaliação da grandeza do comprimento inicial entre pontos de apoio nos processos de montagem e preparação (fases de saturação e consolidação), antes do ensaio de corte (ou fases sucessivas de ensaio) cuja resposta se pretende verdadeiramente analisar.

A montagem sobre os provetes para ensaio triaxial faz-se com a cravação de pequenos pinos (pivots) e colagem simultânea à camisa da base das sapatas com adesivo epóxido (Figura A.6.2.4). É feita uma protecção de capa com um selante de silicone para proteger aquele adesivo da acção desfloculante da água. Os cabos de instrumentação são ligados ao exterior por tampões próprios situados nos topos das células. Na Figura A.6.2.1 pode ver-se o aspecto geral de uma montagem sobre um provete triaxial de 70mm de diâmetro.

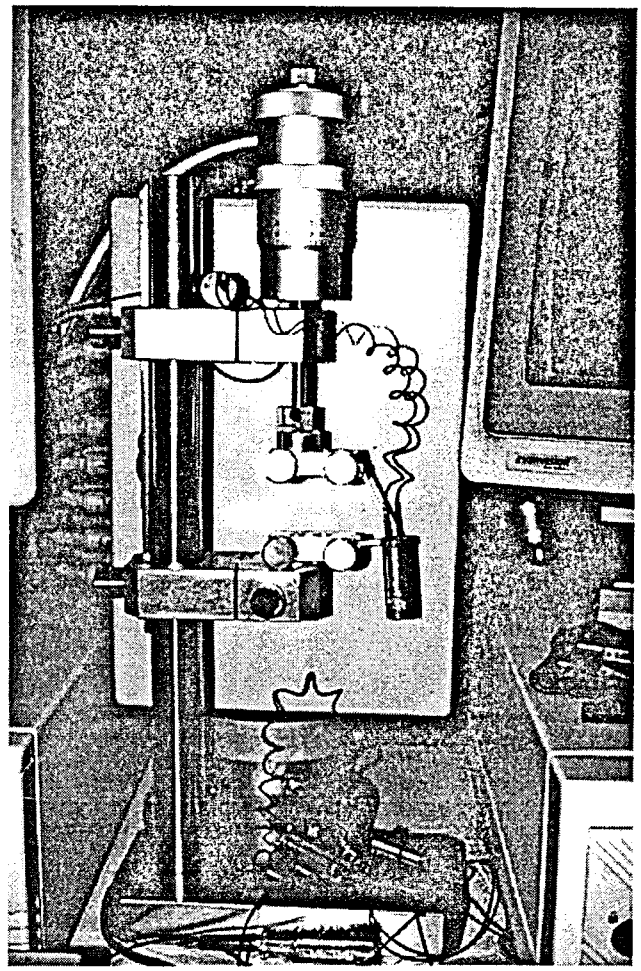
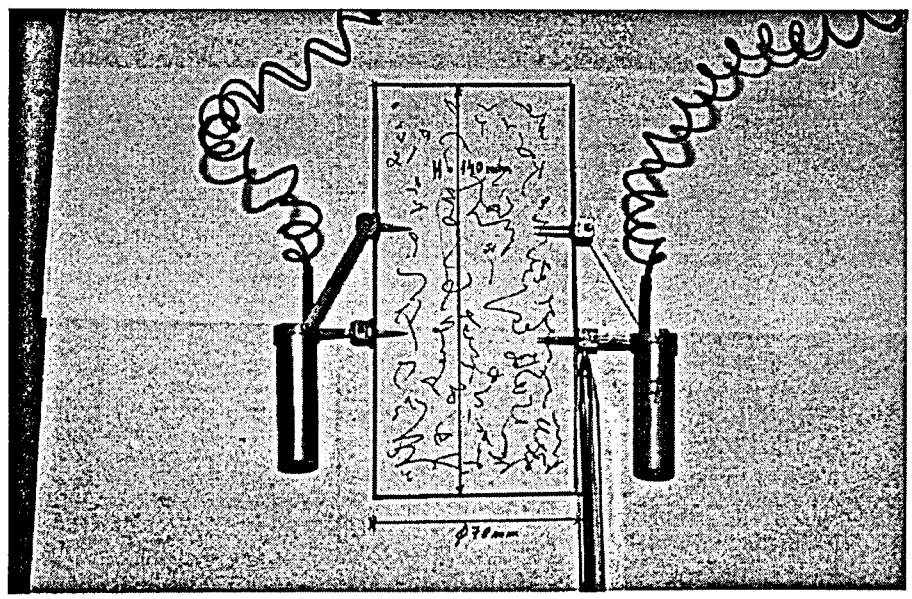


Figura A.6.2.3 - Calibrador dos electro-inclinómetros pendulares (FEUP).



FiguraA.6.2.4 - Esquema de pivotagem das sapatas dos electro-inclinómetros pendulares nas faces de provetes (FEUP).

ANEXO A.6.3

Metodologias e critérios usados nos ensaios triaxiais

A.6.3.1 - EXTRACÇÃO E INSTALAÇÃO DOS PROVETES

Nos materiais de fábrica microestrutura muito sensíveis aos processos de amostragem, os danos podem ser substanciais. Mesmo se o alívio de tensões é baixo (por exemplo em amostragem muito cuidadosa e a profundidades baixas), a sensibilidade elevada ao manuseamento acarreta geralmente danos importantes, razão pela qual o estudo destes materiais se tem concentrado em ensaios *in situ* e em laboratório com amostras remoldadas, acompanhados de estudos de influência dos factores de fábrica, idade ou estruturação.

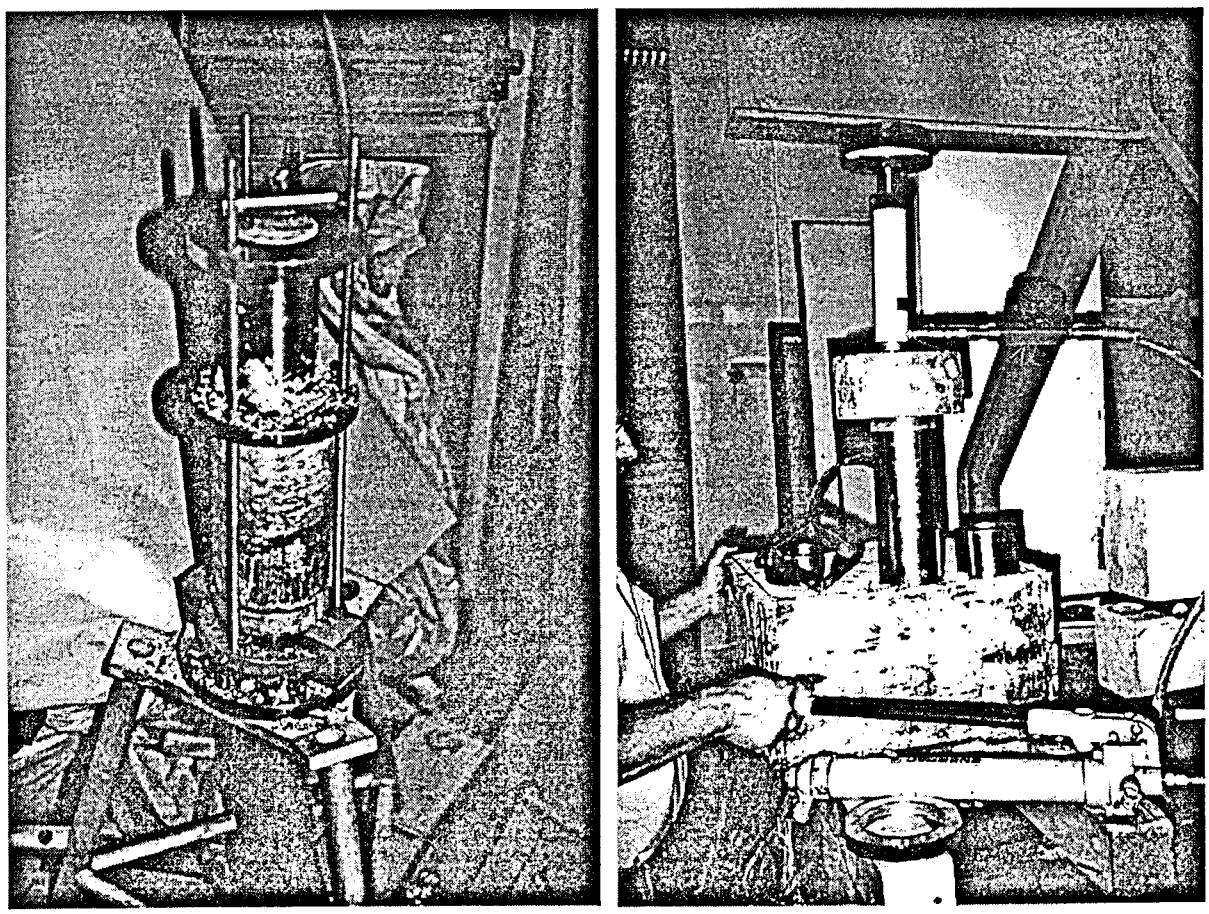


Figura A.6.3.1 - Subamostragem para as dimensões ajustadas aos provetes para ensaios triaxiais, a partir de amostradores e blocos recolhidos *in situ*.

O estado de tensão que se encontra no interior de um amostrador após a sua extracção do maciço natural, pode variar entre valores muito mais baixos e muito mais altos do estado de repouso, dependendo da história de tensões e de sensibilidade do maciço. Baldi *et al.* (1988) apresentam um esquema qualitativo dessas alterações do estado de tensão. Note-se que, para avaliar a qualidade de amostragem de materiais sensíveis, têm sido propostas comparações entre parâmetros mais correspondentes, tais como o módulo de distorção dinâmico (máximo) e a velocidade de transmissão das ondas de corte, nas condições de jazidas e nas amostras recolhidas.

Dos cuidados tidos na preparação dos provetes retirados dos blocos e amostradores recolhidos *in situ* salientam-se os identificados no Quadro A.6.3.1. Na Figura A.6.3.1 ilustra-se os processos de subamostragem destes provetes.

Quadro A.6.3.1 - Cuidados tidos na preparação dos provetes para os ensaios triaxiais.

Extrusão (factores mecânicos)	Extrusão e montagem (condições higrométricas)
- as paredes internas do amostrador eram lisas e não corrosíveis: na amostragem e subamostragem que foi seguida neste estudo usaram-se sempre amostradores lisos (faces rectificadas de muito baixa rugosidade) de aço inox e sem quaisquer ressaltos de bisel, tendo-se sempre lubrificado interiormente as paredes com uma fina camada de vaselina esterilizada; - o comprimento de extrusão foi o mais pequeno possível para diminuir o desenvolvimento de estados de corte progressivos ao longo da amostra sequencialmente constrangida e aliviada; todos os amostradores de maior dimensão foram, quando necessário, serrados cuidadosamente ao longo do perímetro cilíndrico para dimensões próximas do provete; a subamostragem que sempre se seguiu (a partir de amostradores cilíndricos de maior dimensão e dos blocos talhados *in situ*) foi feita nos termos das dimensões finais, esperadas para os provetes (Figura 6.80); - a coaxilidade dos amostradores, subamostradores e pistões de extracção foi o mais perfeita possível para evitar a introdução de forças de corte no interior do provete; para o efeito, além da estrutura de fixação dos amostradores ser rígida, as faces foram cuidadosa e previamente regularizadas (plana e perpendicularmente às geratrizes daqueles); - os pistões ou peças postiças fixas aos amostradores tinham dimensões o mais próximas possível da secção interior destes, para que não fossem induzidas tensões de corte marginais com consequente retenção de solo nas paredes interiores e turbulência granular; - as parcelas de solo mais próximas dos extremos dos amostradores foram sempre rejeitadas por nelas se darem inevitavelmente perdas de água e compressões-expansões desestruturantes.	-o tempo de armazenagem (que se supõe em condições higroscópicas representativas do estado natural do material - câmaras saturadas para solos saturados, por ex.) devia ser reduzido ao mínimo; nesta vertente e dada a sequência do plano de ensaios realizados, foi inevitável o armazenamento de amostras por períodos muito díspares (as primeiras foram ensaiadas logo após a recolha *in situ* e os últimos quase 3 anos após a mesma); - a perda de água entre a extracção e a montagem definitiva no aparelho de ensaio deve ser reduzida ao mínimo, pelo que as amostras não deviam ser expostas a ambiente de higroscopia muito diferente do seu estado natural por períodos longos; por essa razão , a sua montagem foi feita sempre num reduzido espaço de tempo; - a transferência de água entre a amostra e a membrana de latex, filtros e pedras porosas também deve ser reduzida ao mínimo; não sendo as membranas de latex (e outras) absolutamente impermeáveis, transferem, acima de tudo, água de e para o provete em contacto; é, por isso, aconselhável que sejam previamente saturadas (em particular, como no caso presente, quando se pretende trabalhar em condições de saturação total) o que se fez por imersão das mesmas em água durante vários dias; além disso, a sua permeabilidade desce consideravelmente quando previamente saturadas; o mesmo se aplica aos filtros de papel que foram colocados na montagem dos provetes; nos ensaios realizados, e no próprio ambiente do laboratório de Geotecnia, foram usadas membranas e filtros que estão continuamente imersos em água destilada sendo no processo de montagem simplesmente enxaguados à superfície imediatamente antes da colocação no provete; o mesmo se faz em relação às pedras porosas que são colocadas imediatamente nos extremos dos provetes, vindas de recipientes onde são saturadas por ebulição prévia; no circuito de acesso de água por contrapressão também é previamente expurgado das bolhas de ar mais significativas.

Cabe fazer uma referência em relação às dimensões dos provetes antes indicados como mais adaptados a este tipo de análise. Dada a dimensão máxima das partículas presentes no tipo de saprólito analisado ($D_{máx} \cong 5{,}0$mm) e pelas relações propostas da norma *ASTM* (ASTM D4767-88-1989), os provetes acima de 50mm de diâmetro poderiam ser considerados representativos sob condições exclusivamente granulares (note-se que a norma ASTM referida estipula uma relação mínima de $D_{prov}/D_{máx} = 6$, o que também é compatível com estas indicações). No entanto, e dada a importância da integração de singularidades (fissuras) não detectadas visualmente bem como da fábrica e estruturação natural destes materiais, considerou-se preferível trabalhar com amostras de D=100mm e, no limite, de D=70mm (estas condicionadas pela dimensão da câmara de "Bishop-Wesley").

A.6.3.2 - INICIALIZAÇÃO DOS ESTADOS DE TENSÃO EFECTIVA APÓS MONTAGEM. SATURAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO.

A medida do estado de tensão efectiva num provete indeformado ou remoldado após montagem na câmara foi feita da seguinte maneira: com as válvulas de drenagem fechadas a tensão de confinamento foi muito lentamente aumentada até se obter uma resposta de tensão neutra (cientes da não saturação do material). A resposta foi-se verificando, quase na integridade dos provetes, em valores de confinamento próximos de 10kPa, pelo que este diferencial (correspondente a uma tensão efectiva inicial) foi então considerado como base para o processo subsequente de saturação e que a seguir se descreve.

A saturação do provete foi definida a partir do parâmetro B de Skempton. Saliente-se que, dada a sua dependência com a compressibilidade da própria estrutura do solo, um mesmo valor de B (por exemplo 95%) pode corresponder a valores diferentes de graus de saturação conforme o solo é rijo ou mole (99,9 ou 96%, respectivamente, conforme Black e Lee, 1973). Assim, solos muito densos ou estruturados (como os solos residuais de matriz cimentada) apresentam elevados níveis de saturação para valores mais incipientes de B.

Nos trabalhos realizados fizeram-se alguns controlos preliminares de B e correspondentes graus de saturação, tendo-se obtido sistematicamente saturação para valores de B de 90 a 92%.

Dada a média a elevada permeabilidade destes materiais (maior em condições de estruturação natural) tornou-se eficiente a percolação inicial de água desaerada sob gradientes baixos. Com este processo conseguiu-se a eliminação das bolhas de ar mais significativas, atingindo-se, segundo os resultados de ensaios realizados sem o subsequente aumento de contrapressão para elevados valores, graus de saturação muito próximos de 90%. Este processo de percolação é só possível em materiais de matriz estrutural estável, como o caso

presente. Alguns solos eminentemente arenosos de baixa compacidade e com alguma percentagem de finos dispersos podem sofrer processos de arraste dos finos e criar condições severas de "piping" (para além de, naturalmente, induzirem heterogeneidades nos provetes).

Para que o fenómeno de dispersão, reconhecido como fortemente desestruturante, fosse minimizado, foi prática neste trabalho fazer incrementos de contrapressão nunca superiores ao valor de tensão efectiva inicial (10kPa) a fim de garantir sempre confinamentos efectivos positivos. Este processo foi testado nos ensaios com recurso ao anel de Bishop, tendo-se verificado inalterabilidade de deformação radial durante esta sequência de contrapressão.

A consolidação foi realizada por recompressão directa ao estado de tensão *in situ*. É inevitável, contudo, dar-se alguma perda do estado de compacidade, dado o carácter evolutivo da trilogia que caracteriza um estado natural (e, p' e q). Atkinson e Sallfors (1991) demonstram ser impossível recuperar o estado de compacidade *in situ* com reposição simples do estado de tensão correspondente. No entanto, se a amostra é de boa qualidade e se o solo é relativamente rijo ou de estrutura estável (e preservada pelos processos descritos anteriormente), as diferenças entre o estado natural e o induzido são pequenas. Saliente-se que, pelas suas características, o método de *SHANSEP* (Ladd e Foott, 1974) é desestruturante das ligações de cimentação e fábrica naturais, pelo que a sua aplicação nestes materiais residuais se desaconselha vivamente.

Uma questão importante e pertinente na caracterização da resposta deformacional, desde os valores mais incipientes de tensões distorcionais, tem a ver com a história ou trajectórias recentes das tensões de reposição. Ou seja, sendo conhecida a trajectória de tensões a induzir no ensaio de corte, este deve ser antecedido por um caminho de tensões (de consolidação) coincidente com o caminho que precedeu a obra e análise (Atkinson e Sallfors, 1991). Nos ensaios que foram implementados houve sempre a preocupação (facto só possível na câmara de "stress-path") de se aplicarem pequenos incrementos de direcção e sentido do corte subsequente, integrados no cômputo do estado de consolidação. Este pequeno artifício tem também a vantagem de eliminar erros de ajuste iniciais que atrás foram exaustivamente identificados.

Quanto ao tempo de consolidação, constata-se que se apresentam diferentes comportamentos em corte dos materiais que foram mantidos em estado de consolidação durante tempos distintos (permitindo para além da dissipação das pressões neutras inevitável fluência). Viu-se, aquando da análise da resposta destes materiais a solicitações do tipo unidimensional, que o tempo de dissipação dos excessos das pressões neutras é de poucos minutos, logo se seguindo a consolidação secundária. Esta parcela cresce com o nível de

tensão aplicado, sendo relativamente baixa dentro do limiar estrutural mas crescente para valores para além deste. Acresce ainda o facto de que só para tempos de carregamento elevados se verifica uma aceleração da fluência (ver 6.2.9.3). Num ou noutro caso, a manutenção das tensões de consolidação acarreta cedências estruturais no tempo que poderão alterar as características do material, e o podem fazer incongruentemente entre os diferentes ensaios se se optar por diferentes tempos de estabilização. Por estas razões foi tomado como critério de fim de consolidação o tempo de 24 horas em todos os escalões de indução de novos estados de tensão iniciais (pré-corte).

A.6.3.3 - CORTE DRENADO. VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO

Os ensaios realizados sob condições de drenagem pelos topos dos provetes foram conduzidos com velocidades de aplicação de cargas tais que se assegurasse a dissipação total dos excessos das pressões neutras induzidas pela resposta dilatante do solo (Head, 1985). As velocidades impostas nos vários ensaios realizados são as representadas no Quadro A.6.3.2.

Quadro A.6.3.2 - Velocidades adoptadas de corte drenado.

L (mm) ($\cong 2 \cdot D$)	76	100	140	200
v (mm/min)	7×10^{-4}	10^{-3}	$1{,}4 \times 10^{-3}$	2×10^{-3}

Todas as velocidades foram aumentadas para o dobro após se atingir a estabilização da variação volumétrica (tendência para o estado crítico), a fim de abreviar a conclusão do ensaio para valores considerados menos significativos para a análise pretendida.

ANEXO A.6.4

Descrição do modelo hiperbólico clássico (Duncan e Chang, 1970). Fundamentos e formulação base

O modelo hiperbólico (Duncan e Chang, 1970) resulta de uma generalização da Teoria da Elasticidade (lei de Hooke). Em termos de resposta de tensão *versus* deformação, de cariz claramente não linear e de natureza elasto-plástica, esta formulação admite uma lei hiperbólica do tipo (Kondner, 1963 e Kondner e Zelasko, 1963):

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b \cdot \varepsilon_a} \tag{A.6.4.1}$$

cujos termos têm o significado conhecido e as constantes exactas são determinadas a partir dos ensaios triaxiais mais representativos da trajectória de tensões envolvidas no ponto do maciço em análise.

Perante esta lei, constata-se que o inverso de "a" corresponde ao módulo de deformabilidade tangente do início de curva q *versus* $\varepsilon_a (E_{ti})$ e que o inverso de "b" $(= 1/R_f)$ é o valor de $\sigma_1 - \sigma_3$ quando a deformação tende para o infinito (ordenada da assímptota da hipérbole). Este valor é superior ao valor correspondente à rotura do ensaio $\left[(\sigma_1 - \sigma_3)_f\right]$ que serviu de base à modelação, pelo que a relação hiperbólica se assume como (Kondner, 1983):

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_{ti}} + \frac{R_f \cdot \varepsilon_a}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \tag{A.6.4.2}$$

Duncan e Chang (1980) utilizaram esta expressão para determinar o módulo de deformabilidade tangente em qualquer ponto da curva tensão-deformação, derivando em relação a ε_a e considerando ainda que o módulo tangente inicial depende da tensão de confinamento nos termos de proposta de Janbu (1963):

$$E_t = K_{ti} \cdot p_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^{n_{ti}} \tag{A.6.4.3}$$

sendo K_{ti} e n_{ti} determinados por ensaios (triaxiais) em diferentes tensões efectivas de confinamento.

A expressão geral do módulo de deformabilidade tangente exprime-se assim por:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1-sen\phi')\cdot(\sigma_1-\sigma_3)}{2\cdot c'\cdot\cos\phi' + 2\cdot\sigma_3'\cdot sen\phi'}\right]^2 \cdot k_{ti}\cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3'}{p_a}\right)^{n_{ti}} \qquad \text{(A.6.4.4)}$$

Note-se que, se a condição inicial do ensaio (representativo do estado de tensão efectiva de repouso) parte de uma condição anisotrópica ($q_0 \neq 0$), a formulação adapta-se. Considerando, por exemplo, a proposta de Vaid (1985), a relação entre os acréscimos da tensão de desvio ($q_m = q - q_0$) e a deformação (ε_a) pode ser definida por:

$$q_m = q - q_0 = q - (1-K) = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{\overline{E}_{ti}} + R_f \cdot \frac{\varepsilon_a}{q_{mf}}} \qquad \text{(A.6.4.5)}$$

sendo $\overline{E}_{ti}$ e R_f definidos a partir da relação hiperbólica entre $q_m (= q - q_0)$ e ε_a, com aquele módulo dependendo, por exemplo, de $\sigma'_{m0} \left(= p'_0 = \sigma'_{v0}(1+2k_0)/3\right)$.

O valor do módulo de deformabilidade tangente pode ser deduzido da derivada da equação anterior em relação a ε_a, obtendo-se:

$$\overline{E}_t = \overline{E}_{ti}\left(1 - R_f \cdot \frac{q_m}{q_{mf}}\right)^2 \qquad \text{(A.6.4.6)}$$

Esta questão pode ser conceptualmente importante no caso, identificado por Vaid (1985), de argilas normalmente consolidadas, ou no caso de as curvas de resposta dos ensaios triaxiais terem andamentos manifestamente distintos quando consolidados isotropica e anisotropicamente (considerando o valor de K_0 do maciço), mesmo para os níveis relativos de tensão (q_m) correspondentes. Ou seja, quando as respostas em deformação para acréscimos de tensões a partir do estado de repouso "*in situ*", modelados com base na curva obtida em ensaios triaxiais de consolidação isotrópica, são manifestamente conservativas em relação às modeladas a partir de ensaios consolidados anisotropicamente. Na Figura A.6.4.1 ilustra-se esta questão.

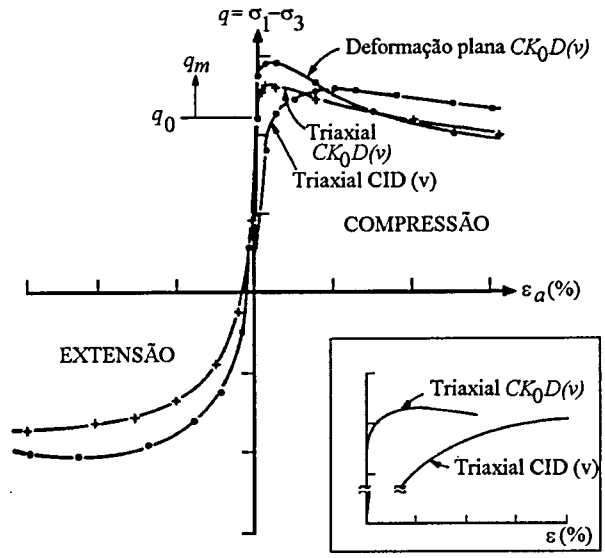


Figura A.6.4.1 - Relações de tensão-deformação numa argila normalmente consolidada sob distintas condições de consolidação e trajectória de tensão de corte (Vaid,1985).

A definição dos módulos de deformabilidade tangentes iniciais, considerados desde a origem das tensões de desvio, a partir de um ensaio consolidado anisotropicamente (com $K_0 = 0{,}5$, por exemplo) tem muitas vezes a vantagem de se poder confrontar módulos deduzidos em ensaios com valores de K_0 distintos.

Uma das hipóteses de referenciação consiste na extrapolação do módulo de deformabilidade tangente inicial para a condição isotrópica ($K_0 = 1$), podendo, assim, comparar valores de E_{ti} qualquer que seja a consolidação do ensaio que serve de modelação e desde que se admita um comportamento normalizado da curva de tensão-deformação.

Assim, se se considerar o valor da tensão de desvio inicial (num ensaio com $K_0 \neq 1$) definida por $y_0 = (\sigma_v - \sigma_h)_0$, obter-se-á:

$$y = \sigma_1 - \sigma_3 = \sigma_v - \sigma_h \tag{A.6.4.7}$$

$$x = \varepsilon_a \tag{A.6.4.8}$$

$$y - y_0 = \frac{x}{a + b \cdot x} \tag{A.6.4.9}$$

sendo para $y = 0$:

$$x_0 = \frac{x}{1 + 1/y_0} \tag{A.6.4.10}$$

ou seja ($-x_0$) corresponderá hipoteticamente ao ponto de partida do ensaio isotrópico correspondente. Derivando:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{a+b\cdot x} - \frac{b\cdot x}{(a+b\cdot x)^2} \qquad \text{(A.6.4.11)}$$

sendo:

$\left.\frac{dy}{dx}\right|_{x=x_0} = E_{ti}$ (módulo de deformabilidade tangente inicial do ensaio isotrópico correspondente)

Os valores considerados para a regressão linear de ε_a *versus* $\varepsilon_a/(\sigma_1-\sigma_3)_{corr}$ corresponderam a (70-95%)·q_f, sendo:

$$(\sigma_1-\sigma_3)_{cm} = (\sigma_1-\sigma_3) - (\sigma_1-\sigma_3)_0 \,(= y-y_0) \qquad \text{(A.6.4.12)}$$

A resposta volumétrica associada ao carregamento distorcional está também longe de ser regida por um valor do coeficiente de Poisson constante. A sua variação pode também ser obtida, a partir dos resultados de ensaios triaxiais, por uma expressão do mesmo tipo da deduzida da relação de $(\sigma_1-\sigma_3)$ com ε_a. Assim, considerando as curvas de variação de ε_a com $-\varepsilon_r$ constata-se que a relação é do tipo aproximadamente hiperbólico:

$$-\varepsilon_r / \varepsilon_a = \nu_{ti} - d\cdot\varepsilon_r \qquad \text{(A.6.4.13)}$$

Por sua vez, o valor do coeficiente de Poisson tangente inicial (ν_{ti}) diminui, geralmente, com a tensão efectiva de consolidação, sendo a sua variação expressa por:

$$\nu_{ti} = G - F\cdot\log_{10}\left(\frac{\sigma'_{c0}}{p_0}\right) \qquad \text{(A.6.4.14)}$$

com d, G e F definidos directamente dos valores de um conjunto significativo de ensaios triaxiais, sob diferentes níveis de tensão efectiva de consolidação.

Nos termos da formulação hiperbólica a expressão geral do coeficiente de Poisson tangente para cada nível de tensão de desvio exprime-se, assim, por:

$$\nu_t = \frac{G - F\cdot\left(\frac{\sigma'_c}{p_a}\right)}{\left[1 - \frac{d(\sigma_1-\sigma_3)}{K_{ti}\cdot p_a\cdot\left(\frac{\sigma'_c}{p_a}\right)^{n_{ti}}\cdot\left[1-\frac{R_f\cdot(\sigma_1-\sigma_3)\cdot(1-sen\phi)}{2c'\cdot\cos\phi' + 2\sigma'_c\cdot sen\phi'}\right]}\right]^2} \qquad \text{(A.6.4.15)}$$

sendo K_{ti} e n_{ti} os mesmo parâmetros antes definidos para a dependência de $E_{ti}(E_t)$ com σ'_c (ver A.6.4.3).

Capítulo 7

ANÁLISE DO ENSAIO DA SAPATA À LUZ DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO E *IN SITU*

7.1 - INTRODUÇÃO

Como se indicou no Capítulo 3, o ensaio da sapata foi acompanhado pela realização de inúmeros ensaios de caracterização geotécnica e mecânica do local, cujos resultados foram descritos e comentados no Capítulo 5, os relativos aos ensaios *in situ*, e no Capítulo 6, os que se referem aos ensaios de laboratório.

No presente capítulo integra-se a informação recolhida em termos de resistência e de deformabilidade, tendo em vista a definição preliminar de metodologias para o dimensionamento de sapatas fundadas em maciços de solos residuais.

Está-se obviamente consciente de que o estudo empreendido tem um âmbito bastante limitado, o que, desde logo, suscita dúvidas sobre a generalização das conclusões a que adiante se chega. No entanto, entendeu-se ser pertinente a sua realização, ainda que advertindo para o seu carácter limitado e preliminar, pois ao basear-se num conjunto de resultados invulgar, quer pela sua qualidade, quer pela sua diversidade, pode constituir uma contribuição importante para o futuro, abrindo pistas para o desenvolvimento de metodologias adaptadas às particularidades dos solos residuais.

No que se segue, depois de abordar a questão da avaliação dos parâmetros de resistência, testam-se diversos critérios de previsão de assentamentos de fundações superficiais, usando tanto formulações simples e bem conhecidas como metodologias mais

recentes e elaboradas. Tais métodos baseiam-se, uns, nos resultados de ensaios de placa e de ensaios triaxiais e, outros, nos resultados de ensaios *in situ*, nomeadamente de penetração.

Para finalizar esta introdução é conveniente realçar que:

(i) as condições de carregamento dos solos residuais, em particular dos saprolíticos, são do tipo drenado, ou seja, passíveis de análises directas em tensões efectivas; saliente-se que os ensaios de carga foram, neste estudo, realizados a ritmos de carregamento que garantiram essa condição;

(ii) as metodologias de previsão de assentamentos em materiais arenosos que se baseiam em ensaios *in situ* (SPT, CPT, PMT, DMT, etc.) resultam em parte do facto de a amostragem de materiais deste tipo dificilmente reproduzir integralmente as condições estruturais do maciço natural, sendo mesmo os materiais não coesivos de amostragem integral impossível; factores como a fábrica e as estruturas particulares associadas à idade das areias são praticamente irreprodutíveis no processo de amostragem;

(iii) estas limitações não se põem com a mesma acuidade em materiais do tipo residual com alguma estabilidade estrutural resultante de "pontes" físicas de ligação ou cimentação, desde que a amostragem se faça de forma cuidadosa recorrendo, por exemplo, à extracção de blocos de grande dimensão ou à cravação estática de amostradores tubulares em poços ou valas;

(iv) porém, uma vez que estes processos nem sempre são viáveis ou práticos, são fundamentais as metodologias que, à semelhança do que acontece com os maciços arenosos, usam correlações com ensaios *in situ*.

7.2 - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

7.2.1 - Ensaios mecânicos em laboratório

No Quadro 7.1 resume-se os resultados da extensa campanha de ensaios sobre amostras indeformadas e remexidas realizados com diferentes tipos de equipamentos e de metodologias, como exaustivamente se descreveu no Capítulo 6.

No que respeita aos valores de pico constata-se que:

(i) os obtidos nos ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas, com provetes de diâmetros de 100 mm, resultam de excelentes regressões;

(ii) nos ensaios de corte simples, por limitação do equipamento, não foi possível determinar com precisão o valor do ângulo de rotação das tensões principais, pelo que os parâmetros de resistência resultam de hipóteses de cálculo discutíveis;

(iii) os ensaios de corte directo apresentam valores algo diferentes, conforme tenham sido determinados na caixa modificada ou na caixa clássica, devendo, por outro lado, ser tomados com reserva dada a limitação do ensaio na definição de parâmetros de pico; apesar das modificações introduzidas, a caixa de corte não constitui um equipamento adequado para a caracterização da resistência dos materiais residuais, pois conduz a valores mais elevados do que os reais, tendo presente os resultados obtidos nos ensaios triaxiais.

Quadro 7.1 - Valores dos parâmetros ϕ' e c' obtidos em ensaios de laboratório.

Tipo de rotura	Ensaio/descrição					ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°) forçando $c'=0$
Valores máximos σ'_1/σ'_3 ou $(\sigma'_1-\sigma'_3)_{max}$	Triaxiais (CID/CAD)	Compressão ($\sigma_1=\sigma_v$)	p'_f < 100kPa		Compressão clássica, com provetes de D100 mm e instrumentação interna	36,8	11,7 r = 1,0	43,3 r = 0,90
					Todos os ensaios realizados (clássicos, p' = const.,...) com e sem instrumentação interna	37,2	8,7 r = 0,98	43,3 r = 0,90
			p'_f < 70kPa		Todos os ensaios realizados (zona mais importante para o horizonte envolvido pela sapata)	38,0	8,6 r = 0,84	46,4 r = 0,80
		Extensão	p'_f < 70kPa		Compressão lateral e p' = const. impondo a coesão inicial anterior	38,0	8,6 r = 0,86	——
	Corte simples		σ'_n 30, 75 kPa		Só regressão a dois valores (ensaios drenados sem medição de tensões nos anéis)	38,5	2,8 θ = 38° (ver 6.6)	——
	Corte directo	Caixa (100x100x30) modificada			σ'_n < 40 kPa	42,6	2	——
					σ'_n < 150 kPa	41,6	5	——
		Caixa (60x60x20) modificada			σ'_n < 150 kPa	35,8	21	——
Valores últimos	críticos	Triaxiais com amostras remoldadas			Processo para determinação da linha dos estados críticos (estáveis): 9 provetes com "e_0" oscilando entre 0,54-0,85 e tensões de σ'_c (CID) = 10,40,100,300 kPa	——	——	31,6 (ϕ'_{cv}) r = 0,98
	residuais	Corte directo		A partir de Ψ (Taylor)	Caixa modificada (100x100x30) σ'_n = 10,20,40 kPa amostras remoldadas ou indeformadas após 2 ciclos de carga e reverso	——	——	30,9

No que concerne aos estados crítico e residual, verifica-se que:

(i) os valores do ângulo de atrito crítico (ϕ'_{cv}), determinados em ensaios triaxiais segundo a metodologia descrita em 6.9, têm muito boa consistência com a constituição mineralógica e granulométrica do solo em causa;

(ii) dos ensaios de corte directo sobre amostras "remoldadas", depois de se deduzir a parcela dilatante (Taylor, 1948), obtém-se um valor para o ângulo atrito de 30,9°;

este valor é naturalmente mais baixo que ϕ'_{cv} pois deve corresponder já a um estado tendencialmente residual.

7.2.2 - Ensaios *in situ*

7.2.2.1 - Ensaios SPT e CPT. Correlações para areias

Em 5.2 foram apresentados os valores deduzidos das propostas mais envolventes (De Mello, 1971; Robertson e Campanella, 1983; Décourt, 1989) aplicáveis a estes ensaios quando realizados em areias, tendo-se obtido:

- nos ensaios SPT em função de $(N_1)_{60}$, $\phi'_{méd} = 38°$;
- nos ensaios CPT em função de q_c e σ'_{v0}, $\phi' = 44–45°$.

Verifica-se uma discrepância grande entre estas propostas, sendo relevante assinalar que:

(i) a correlação com o SPT, por incorporar as tensões efectivas em repouso e não ter em consideração os efeitos do grau de sobreconsolidação sobre a resistência, é em regra bastante conservativa;

(ii) a correlação com q_c/σ'_{v0} ajusta-se razoavelmente aos resultados obtidos nos ensaios triaxiais caso na interpretação destes se force $c'=0$ (ver Quadro 7.1).

São, assim, ensaios com credibilidade discutível para estimar o par ϕ' e c' exibido pelos solos estudados, em particular, por dificilmente se indexarem a níveis de tensão baixos onde a parcela coesiva tem efeitos importantes.

7.2.2.2 - Ensaios com o pressiómetro autoperfurador

Os valores de ϕ' (pico) determinados nos ensaios pressiométricos realizados a profundidades correspondentes a tensões efectivas verticais de 35 a 58 kPa, variam do seguinte modo:

$\phi'_p = 40{,}0 - 47{,}7°$ (com um valor discordante de 35,3°)

tendo-se, na sua avaliação, pressuposto que $\phi'_{cv} = 31{,}6°$ e que $c'=0$.

Se, todavia, atendendo à tensão efectiva vertical de cada ensaio, se procurar deduzir os parâmetros ϕ' e c', obtém-se:

- considerando os 3 ensaios mais fiáveis:

$$c' = 20{,}8\,\text{kPa};\ \phi' = 26{,}4° \qquad (r = 0{,}976)$$

- considerando os 4 ensaios:

$$c' = 5{,}6\,kPa;\ \phi' = 37{,}1° \qquad (r = 0{,}724)$$

Constata-se que, admitindo os três valores dos ensaios mais fiáveis, se obtêm parâmetros de resistência próximos dos determinados em ensaios triaxiais de extensão (ver Quadro 7.1) o que é consonante com o tipo de trajectórias de tensão que se desenvolvem durante a expansão cilíndrica.

7.2.3 - Ensaios de placa e da sapata. Conclusões

A interpretação integrada dos ensaios de placa e da sapata conduziu a (ver 4.6.3):

$$c' = 6{,}3 - 6{,}9\ \text{kPa}\ ;\ \phi' = 36{,}5° - 37°$$

Comparando os valores atrás indicados obtidos pelas diferentes metodologias utilizadas com estes últimos, é-se conduzido às seguintes conclusões sobre os procedimentos aparentemente mais ajustados para caracterizar a resistência dos materiais estudados:

(i) sempre que possível, na presença de solos residuais como o estudado, é aconselhável realizar ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas de dimensão significativa (o diâmetro mínimo adoptado deve ser de 70 mm, sendo recomendável a utilização de provetes com 100 mm) por serem as metodologias que mais consistentemente, e de forma directa, permitem avaliar com rigor o ângulo de atrito e, muito particularmente, a componente de coesão efectiva, cujo efeito em termos de capacidade de carga de fundações superficiais está longe de ser negligenciável;

(ii) a avaliação da resistência por via dos ensaios de penetração, à luz das propostas de correlacionamento desenvolvidas para solos sedimentares e de cariz exclusivamente atrítico, é, no que respeita ao ensaio SPT, conservativa, enquanto os resultados deduzidos por via do ensaio CPT parecem representar mais realisticamente a resistência destes solos, mas demandam uma transformação paramétrica para o par de valores de ϕ' e c' correspondente;

(iii) os valores de ϕ' e c' deduzidos de ensaios com o pressiómetro autoperfurador parecem ser fortemente influenciados pela trajectória de extensão dominante e muito provavelmente afectados pela fracturação por expansão, não representando convenientemente a resistência do solo solicitado por fundações superficiais.

Por outro lado, a avaliação da capacidade de carga das placas e sapata através dos resultados com o pressiómetro de Ménard conduz a valores muito superiores aos reais, o que parece apontar no sentido da inadaptabilidade deste ensaio para o estudo, em termos de resistência, dos solos residuais em apreço.

7.3 - AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ATRAVÉS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT

7.3.1 - Métodos expeditos semi-empíricos

O uso dos resultados dos ensaios SPT na previsão dos assentamentos de fundações superficiais tem larga tradição. Uma das primeiras propostas foi a de Terzaghi e Peck (1967) que, actualmente, se reconhece como conduzindo a estimativas muito conservativas. Com efeito, a aplicação dessa proposta, na versão revista introduzida por Bowles (1988), aos ensaios de placa e da sapata realizados, conduz a um valor da carga associada a um assentamento de 25 mm, 2 a 4 vezes inferior à efectivamente obtida nos ensaios.

Em seguida, analisa-se a aplicação das metodologias propostas por Parry (1978) e por Burland e Burbidge (1985) aos ensaios efectuados no âmbito da presente tese.

Como se descreveu em 2.5.4.3, o método de Parry (1978) baseia-se na expressão clássica da Teoria da Elasticidade para o cálculo de assentamentos, sendo o módulo de deformabilidade avaliado em função de $\overline{N_P}$ (valor ponderado do modo atrás descrito - ver expressão 2.53 - dos N_{60} determinados na profundidade $2{\cdot}B$ abaixo da base da sapata) do seguinte modo:

$$E_s = \overline{N_P} / \alpha_P \qquad (7.1)$$

em que o parâmetro α_P, se a solicitação for expressa em kPa, as dimensões da sapata em metros e o assentamento em milímetros, tem a seguinte gama de variação:

$$\alpha_P = 0{,}2 - 0{,}3$$

Por sua vez, como se viu em 2.5.4.3, Burland e Burbidge (1985) propõem o cálculo dos assentamentos em função de $\overline{N_{BB}}$ (valor médio dos N_{60} determinados até à profundidade $B^{0,7}$ abaixo da base da sapata), através da seguinte expressão:

$$s = \alpha_{BB} \cdot \frac{B^{0,7}}{\overline{N_{BB}}^{1,4}} \cdot q \qquad (7.2)$$

O parâmetro α_{BB} tem a gama de variação: $\alpha_{BB} = 0,93 - 3,09$, sendo 1,71 o valor mais provável preconizado pelos autores.

Para a zona dos ensaios de carga realizados obteve-se (ver 5.1.2) a variação de N_{60} com a profundidade a seguir indicada:

$$N_{60} = 5,16 + 3,27 \cdot z \ (m) \qquad (7.3)$$

Usando esta expressão para calcular $\overline{N_P}$ e $\overline{N_{BB}}$ e admitindo $\alpha_P = 0,3$ e $\alpha_{BB} = 1,71$, na Figura 7.1 comparam-se as curvas carga-assentamento observadas e calculadas pelos dois métodos em apreço para a sapata e para a placa com 60 cm de diâmetro. A análise dessa figura revela que:

(i) a proposta de Burland e Burbidge (com $\alpha = 1,71$) é grosseiramente conservativa, obtendo-se relações de 2 a 3 (nas zonas das tensões de serviço correntes) entre os valores previstos e os observados; esta discrepância é mais acentuada na placa do que na sapata (embora na fase preliminar e dada a não linearidade da resposta a situação seja muito semelhante);

(ii) a proposta de Parry, considerando $\alpha = 0,3$, adapta-se razoavelmente aos ensaios realizados, embora tal só se verifique nos níveis preliminares do carregamento, inflectindo para razões fortemente anti-conservativas para tensões acima do "limiar elástico"; a limitação deste método tem sobretudo a ver com a linearidade da profundidade da zona de influência em relação à dimensão da área de carregamento, o que não corresponde à realidade expressa pelos trabalhos mais recentes (ver 2.5.4); existe assim o risco de, na extrapolação para maiores superfícies de carregamento (e, em geral, mais comuns), se sobrestimar o assentamento calculado com base na ponderação apresentada de N_{60} até $2 \cdot B$, em particular em maciços de heterogeneidade linear mais acentuada .

Com o objectivo de melhor adaptar as metodologias em apreço aos resultados experimentais, calcularam-se os valores de α_P e α_{BB} de modo a obter-se convergência para os dois seguintes valores típicos do assentamento:

(i) $s/B = 0,75\%$, nível correspondente a um certo "limiar elástico", como atrás se viu;

(ii) $s = 25$ mm, valor limite consonante com a proposta de Terzaghi e Peck.

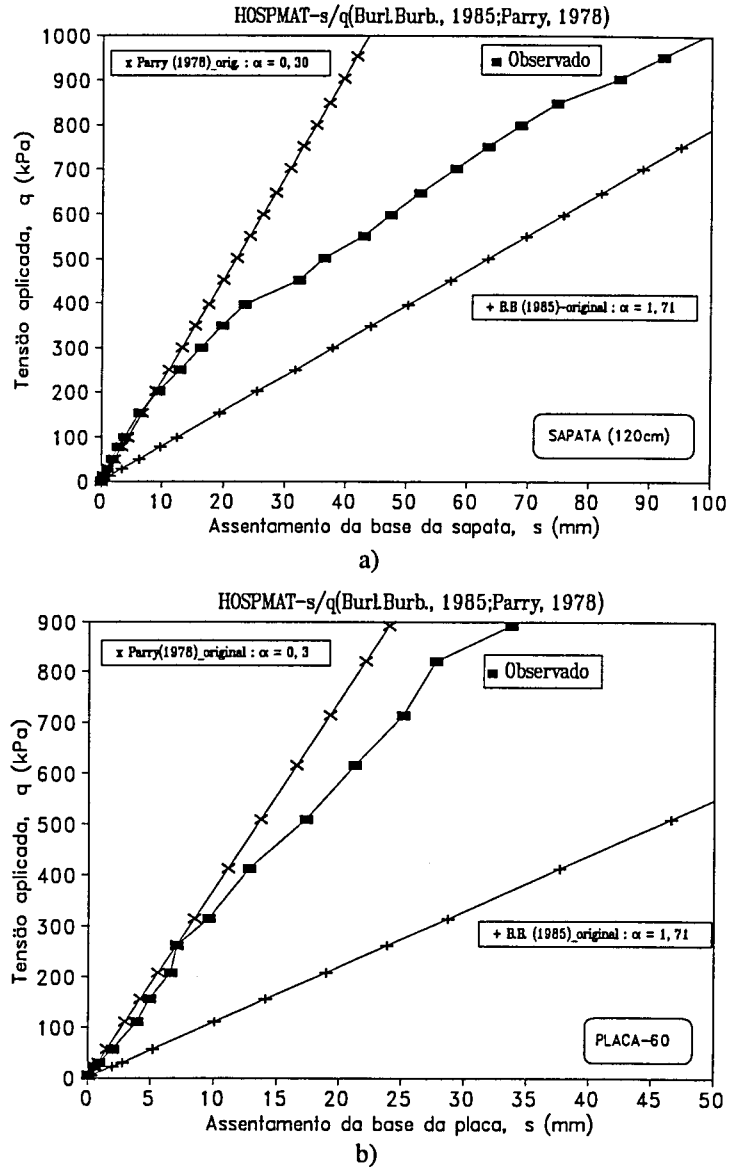


Figura 7.1 - Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas pelos métodos de Parry e de Burland e Burbidge: a) sapata (*D=120cm*); b) placa (*D=60cm*)

No Quadro 7.2 reúne-se os valores obtidos.

Quadro 7.2 - Valores de α_P e α_{BB} de modo a haver concordância com certos valores típicos dos assentamentos experimentais

	$s/B = 0{,}75\%$		$s = 25\,\text{cm}$	
	Sapata (*D120cm*)	Placa (*D60cm*)	Sapata (*D120cm*)	Placa (*D60cm*)
α_P	0,32	0,30	0,44	0,39
α_{BB}	0,63	0,50	0,86	0,65

Da análise do quadro, constata-se que:

(i) o critério de limitar o assentamento a 25 mm conduz a uma razoável consistência de valores de α_{BB} nos dois casos, o que é reflexo da boa adaptabilidade da exponenciação a 0,7 da dimensão mínima da área carregada;

(ii) para o mesmo critério, o método de Parry apresenta valores um pouco díspares de α_P, resultado da proporcionalidade a *B*, e bem mais elevados (0,32-0,44) do que o máximo proposto pelo autor (0,30);

(iii) o critério de "limiar elástico" (*s/B = 0,75%*) - considerado mais realista e fundamentado em análises de condições de serviço independentes da área de carga - confirma a boa adaptação do método de Parry para carregamentos de áreas relativamente reduzidas, notando-se, contudo, um valor crescente de α da placa para a sapata o que indicia o início de desajuste da proporcionalidade directa a *B*;

(iv) ainda para este critério, obtiveram-se valores muito baixos do coeficiente α_{BB} (0,63, para a sapata, e 0,50, para a placa de 60 cm de diâmetro) em relação às propostas iniciais (0,93-3,09).

Esta última constatação mostra que os materiais estudados possuem uma rigidez estrutural bem mais acentuada do que os casos analisados por Burland e Burbidge. Note-se, contudo, que não foram incluídos nessa análise materiais do tipo residual, como o presente, pelo que interessa relembrar as indicações de Rocha Filho (1986) - ver 2.5.6.1 - que aponta para razões de 1,5-2,5 (em ensaios de sapatas experimentais e placas de 1,60 e 0,40 m, respectivamente, realizados em solos residuais de gnaisse na PUC/RJ) entre os assentamentos calculados pela proposta base de Burland e Burbidge e os observados. As razões conseguidas nos casos em estudo são ainda maiores (2,7-3,4) mas devem ser consideradas com algumas reservas por se basearem em resultados muito circunscritos e pelo facto de se ter admitido a zona de influência atrás definida, sabendo-se, como já foi referido, que o grau de não homogeneidade é maior, o que se reflecte em valores reais de $\overline{N}$ mais baixos, aumentando ligeiramente os valores de α_{BB}.

Outra razão para o desajuste da proposta de Burland e Burbidge quando aplicada em solos residuais, pode residir no facto de a zona de influência a considerar dever ser superior à indicada por aqueles autores. Se assim se procedesse o valor de $\overline{N_{BB}}$ subiria e, correlativamente, α_{BB} também.

De qualquer modo, considera-se que a proposta de Burland e Burbidge (1985) pode ser aplicável aos materiais residuais para larguras de fundação mais elevadas do que as dos ensaios realizados (por hipótese $\geq$ 3-4 m), sendo contudo de ressalvar a tendência para

valores do coeficiente α_{BB} substancialmente menores do que o proposto por aqueles autores (1,71). Assim, para o critério *s/B = 0,75%*, sugere-se, numa postura conservativa, o valor:

$$\alpha_{BB}\,(Saprolitos\ de\ granito) = \frac{\alpha_{BB}\,(original)}{2} = \frac{1{,}71}{2} = 0{,}855$$

7.3.2 - Método baseado em análises de sensibilidade

Como se salientou em 2.5.4.3, a análise de sensibilidade dos factores que condicionam as expressões de avaliação dos assentamentos, genericamente do tipo $s = f\,(q,\ B,$ ou N_{SPT} ou q_{c_CPT}, etc.), é um passo importante para uma boa formulação empírica da previsão de assentamentos. Dentro desta corrente, Anagnastopoulos *et al.* (1991) processaram estatisticamente 150 casos de fundações e de ensaios de carga superficiais de diversas dimensões realizados em maciços arenosos (de diferentes tipos), tendo por base a expressão geral identificada em 2.5.4.3:

$$s = f\,\frac{q^{n_q} \cdot B^{n_B}}{N^{n_N}} \tag{2.59}$$

cujos termos têm o significado então descrito e os expoentes foram obtidos por regressão múltipla com prioridade das variáveis dependentes em função da influência relativa de cada uma. No Quadro 2.7 resumiram-se os valores desses expoentes para os casos aí indicados. Note-se que a expressão de Burland e Burbidge (1985) - ver parágrafo anterior - constitui uma proposta particular de exponenciação dos factores indicados que, como qualquer outra, reflecte os dados que lhe serviram de base (f = 0,93-3,09; n_q = 1; n_B = 0,7; n_N = 1,4).

É interessante notar que os parâmetros propostos por estes autores são razoavelmente semelhantes aos indicados por Anagnastopoulos como representativos de todos os casos estudados. Em contrapartida, verifica-se uma elevada dispersão dos parâmetros correspondentes às diversas classes de rigidez e de dimensão da superfície de carga.

Considerando as três propostas que mais se enquadram (classes que se designarão a partir de agora por A, B e C, correspondentes, respectivamente, a $0<N\leq10$, $10<N\leq30$ e $B\leq3$m - ver Quadro 2.7) nas características do local onde foram efectuados os ensaios em análise (sapata e placa de D=60 cm), traçaram-se as curvas carga-assentamento correspondentes, as quais são comparadas com as observadas na Figura 7.2.

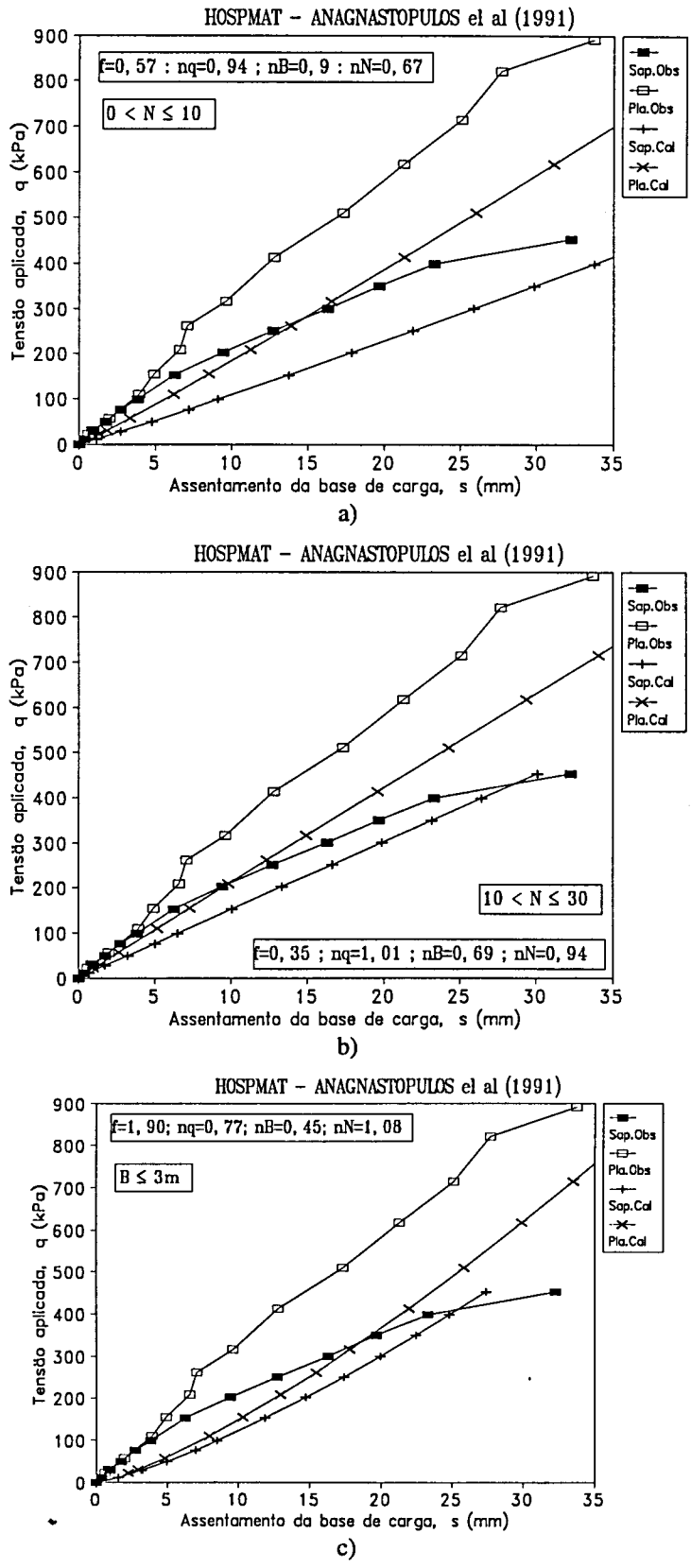


Figura 7.2 - Análise de sensibilidade aos parâmetros propostos por Anagnastopoulos *et al.* (1991). Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas para a sapata e para a placa de 60 cm: a) proposta A; b) proposta B; c) proposta C.

Da análise daquela figura, constata-se que:

(i) todas as propostas consideradas denotam forte conservatividade, sobrestimando os assentamentos com razões que podem ser superiores a dois (propostas A e C);

(ii) a proposta para $B \leq 3$ m (C) desajusta-se substancialmente do observado, tanto no que respeita aos valores relativos dos assentamentos como também na curvatura da respectiva curva carga-assentamento; este último facto resulta, naturalmente, de n_q ser substancialmente menor do que 1, o que parece ser absurdo perante o normal comportamento das curvas carga-assentamento; parece assim ser um exercício vão tentar obter correlações em função dos factores atrás referidos sem pressupor expoentes de $n_q \geq 1$.

Com o objectivo de obter os parâmetros que melhor se ajustam aos resultados experimentais disponíveis, realizou-se um estudo em que, à partida, se adoptaram algumas premissas de Burland e Burbidge (1985), a saber, considerou-se a profundidade de influência $z_I = B^{0,75}$ e o factor n_N=1,40. Fixadas estas variáveis, realizaram-se análises regressivas múltiplas para as duas seguintes variantes:

(i) admitiu-se o expoente n_q superior a 1, o que corresponde a considerar a não linearidade da resposta, e procurou-se o melhor ajuste das curvas até $\cong$ 400 kPa;

(ii) admitiu-se a resposta linear (n_q = 1) e procurou-se a convergência para valores do assentamento definidos para $s/B \cong 0{,}75\%$.

A Figura 7.3 mostra as curvas comparadas relativas às duas variantes, donde se retiram as seguintes ilações:

(i) a ***não linearidade*** é introduzida por n_q=***1,23*** e representa com algum rigor as curvas carga-assentamento observadas; a introdução da não linearidade através deste exponente tem reflexos no valor da constante f, reduzindo-a para valores muito mais baixos do que os usualmente definidos em elasticidade linear (0,18 contra valores de 0,60);

(ii) a imposição da linearidade implica sempre um critério de serviço que pode ser algo subjectivo; os valores da constante α_{BB} obtidos para as hipóteses associadas à proposta de Burland e Burbidge (1985) são semelhantes ao agora deduzido ($f = 0{,}60$), sendo a dependência de B igualmente da mesma ordem de grandeza.

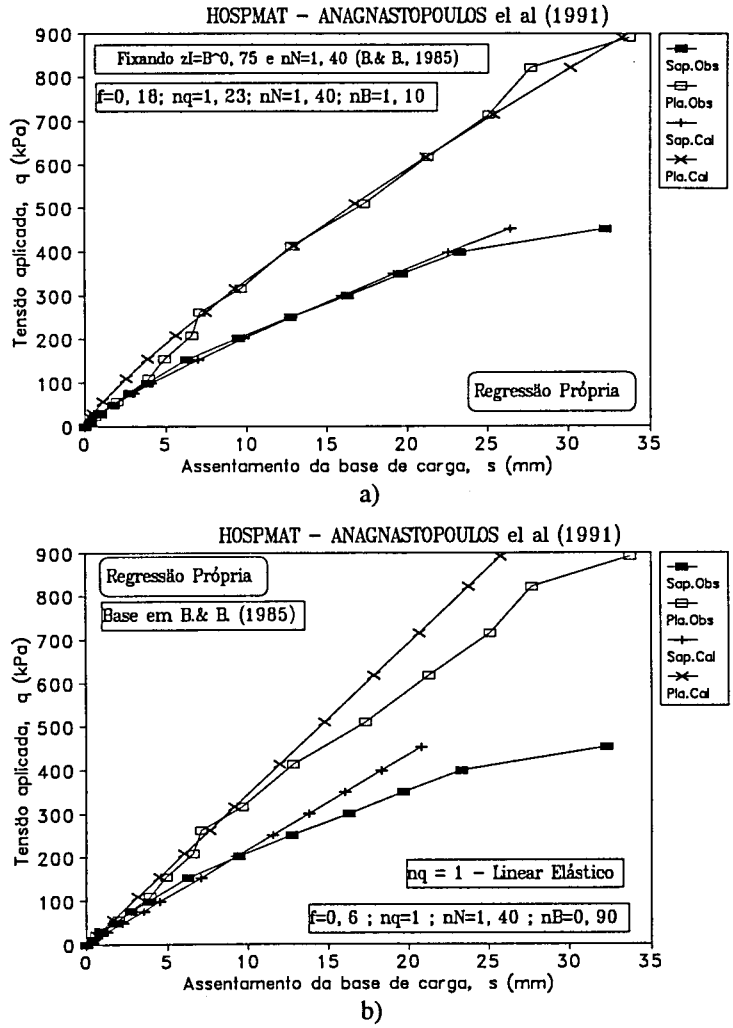


Figura 7.3 - Determinação dos parâmetros f, n_B e n_q que melhor se ajustam aos resultados experimentais: a) diagrama não linear, $n_q < 1$; b) diagrama linear, $n_q = 1$ (n_B=1,40, fixado).

7.3.3 - Conclusão

A exponenciação dos factores que condicionam os assentamentos parece constituir uma boa via para previsão destes, o que naturalmente necessita de confirmação futura através de outros estudos experimentais, em particular englobando sapatas de maior dimensão. Como resumo dos estudos efectuados até ao momento considera-se que:

(i) a profundidade de influência z_I até à qual devem ser medianizados os valores de N_{60} deve ser a proposta por Burland e Burbidge (1985);

(ii) se deve optar por expoentes de não linearidade em relação à carga aplicada superiores à unidade (sugere-se, por agora, o valor 1,23) e, concomitantemente, por constantes relativamente baixas ($f \cong 0{,}20$, por segurança);

(iii) embora a análise comparativa anterior relativa aos ensaios realizados (D=120 e 60 cm) indique expoentes n_B próximos da unidade, deve-se optar por expoentes menores (por exemplo, $n_B = 0{,}7$, proposto por Burland e Burbidge, 1985) quando se dimensionem fundações reais cujas dimensões são geralmente maiores do que 2 a 3 m; este modo de proceder, cujas razões foram já profundamente descritas anteriormente, reflecte a suavização da dependência escalar para valores de B crescentes.

7.4 - AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ATRAVÉS DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS CPT

7.4.1 - Método de Schmertmann (1970; 1978)

Segundo a formulação de Schmertmann (1970), revista em coautoria em 1978, o assentamento pode ser previsto pela expressão definida em (2.5.4.3):

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum_{i=1}^{n} \frac{I_{zi}}{E_{si}} \Delta z_i \qquad (2.50)$$

tendo os símbolos o significado então indicado. Nas análises adiante efectuadas admitem-se os factores de encastramento, C_1, e de tempo, C_2, ambos iguais a 1. Em 6.2.9, o factor C_2 foi avaliado à luz de um ensaio edométrico de longa duração, mas na análise comparativa em curso (ensaios de curta duração e com critérios semelhantes de estabilização) não será considerado. O módulo de deformabilidade, variável em profundidade, é avaliado, em função da resistência de ponta dos ensaios CPT, pela expressão seguinte (ver 2.5.4.3):

$$E_{si} = \alpha \cdot q_{ci} \qquad (2.51)$$

tendo os autores proposto α = 2,5, para condições próximas da axissimetria, e α = 3,5, em situações de deformação plana. Robertson e Campanella (1988) encontraram valores substancialmente mais elevados em maciços antigos (α = 3,5-6,0) e em maciços fortemente sobreconsolidados (α = 6,0-10,0).

Usou-se esta metodologia na análise do desenvolvimento dos assentamentos para os vários níveis de carga dos ensaios da sapata experimental e das placas de 60 e 30 cm, procurando-se o melhor ajuste com as curvas de resposta real. Nas Figuras 7.4, 7.5 e 7.6 apresentam-se as curvas comparadas.

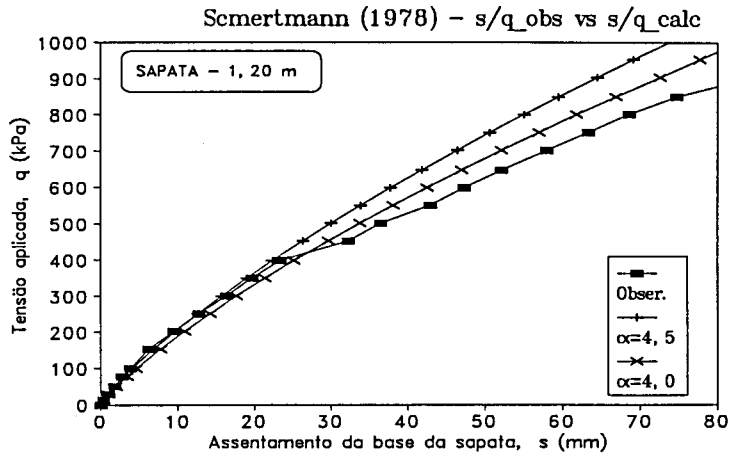


Figura 7.4 - Comparação das curvas carga-assentamento observada e calculada pelo método de Schmertmann com $\alpha = 4{,}0$ e $\alpha = 4{,}5$ - Sapata (*D=120cm*).

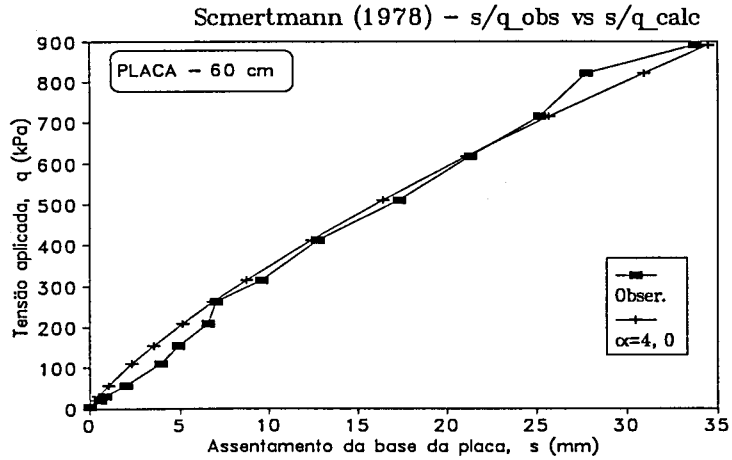


Figura 7.5 - Comparação das curvas carga-assentamento observada e calculada pelo método de Schmertmann com $\alpha = 4{,}0$ - Placa (*D=60cm*).

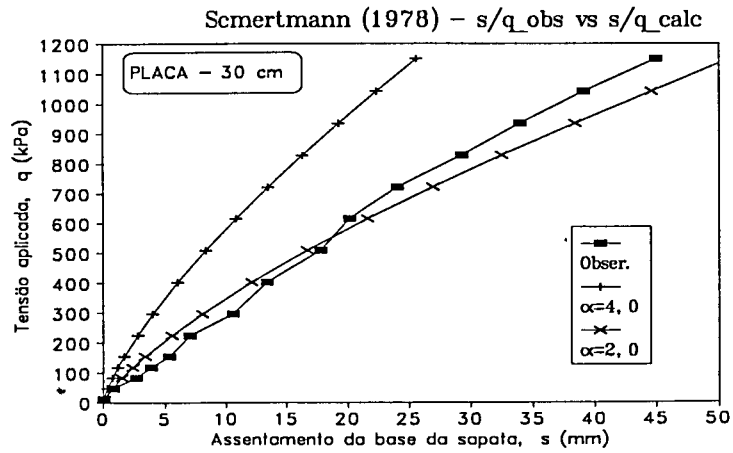


Figura 7.6 - Comparação das curvas carga-assentamento observada e calculada pelo método de Schmertmann com $\alpha = 2{,}0$ e $\alpha = 4{,}0$ - Placa (*D=30cm*).

Da análise das figuras constata-se que:

(i) há alguma variação não linear da resposta carga-assentamento deduzida da formulação de Schmertmann, o que é consequência de os factores de influência, I_{zi} (ver expressão 2.49), serem considerados dependentes da razão entre o incremento de carga e a tensão efectiva de repouso levantada a um expoente igual a 0,5; afectando a expressão deste factor, o autor introduz uma não linearidade da rigidez sem alterar o valor de base do módulo de elasticidade; é óbvio que esta taxa de não linearidade é, segundo esta metodologia, constante e exclusivamente dependente das condições geométricas, o que é discutível pois a mesma varia substancialmente de material para material;

(ii) há uma razoável consistência entre as respostas de carga-assentamento dos ensaios de carga da sapata e da placa de D=60 cm, mas um desfasamento acentuado do ensaio de placa de D=30 cm; esta última apresenta uma excessiva deformabilidade que pode ser natural ou mais provavelmente resultar de algum remeximento devido a descompressão superficial; este ensaio é, em qualquer circunstância, de dimensão muito reduzida para envolver uma massa que se possa considerar representativa de um maciço do tipo residual;

(iii) nos ensaios mais representativos (sapata e placa de 60 cm de diâmetro) o ajuste da curva calculada à observada dá-se só para valores de $\alpha = 4{,}0\text{-}4{,}5$.

No ensaio da sapata o melhor ajuste para valores iniciais da carga faz-se para:

$$E_s = 4{,}5\, q_c$$

afastando-se, anticonservativamente, para valores acima de 250-400 kPa (zonas plastificadas para além das condições de serviço correntes).

A adopção de um valor mais moderado do parâmetro de correlação, integrando um maior número de pontos da curva, poderá ser uma opção mais razoável e será mais conservativa. Por outro lado, também para a placa de 60 cm se verifica um razoável ajuste global da curva para:

$$E_s = 4{,}0 \cdot q_c$$

sendo, no entanto, os valores iniciais da resposta carga-assentamento observada mais elevados do que os da calculada.

Note-se ainda que a não linearidade é razoavelmente retratada nos dois casos mais fiáveis, exceptuando os primeiros pontos do ensaio da placa de 60 cm.

Pelo exposto, propõe-se que no uso da metodologia de Schmertmann se opte por:

$$E_s = 4{,}0 \cdot q_c$$

e não sejam usados ensaios de carga de aferição menores do que D = 60 cm. Refira-se que Décourt (1992) sugere mesmo 80 cm.

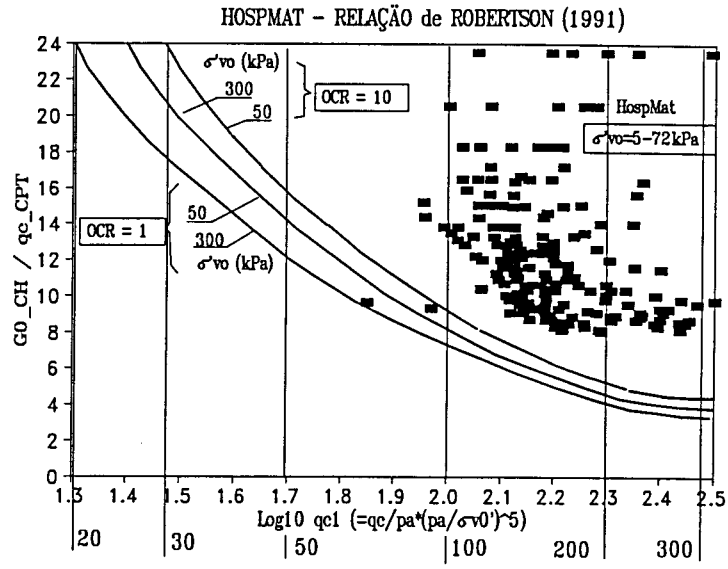
Estes valores mais elevados de α devem-se a efeitos estruturais, nomeadamente, à fábrica natural e à estrutura relicar cimentada, cuja correspondência com areias envelhecidas é grande. Daí que este valor se inclua nos limites típicos de areias idosas, apresentados por Robertson e Campanella (1988). Por outro lado, note-se que são vários os casos da bibliografia que indicam alguma conservatividade dos assentamentos estimados pela formulação original do método em maciços naturais. Ménard e Briaud - citados por Frank (1991) - apresentam uma razão de 1,30 para 37 casos observados, enquanto outros autores citados por Frank (Gifford *et al.*) apresentam valores da razão de 1,39-1,59. Todas estas comparações foram feitas em maciços naturais onde aqueles factores são relevantes na rigidificação da resposta.

Quanto ao factor de escala, há obviamente alguma escassez de informação pelo número de ensaios realizados. No entanto, levando em consideração os ensaios da sapata e da placa de 60 cm, modelados pelo mesmo valor de α, pode-se considerar, em princípio, como razoavelmente previsto.

7.4.2 - Método de Robertson (1991)

Este método, descrito pormenorizadamente no ponto 2.5.4.3 (*F*), baseia-se nos resultados do CPT subjacentes à superfície de carregamento e incorpora, nas correlações propostas, factores como o grau de carregamento induzido pela fundação e os efeitos da história de tensões-deformações (incluindo factores de cimentação estrutural de maciços naturais).

Antes de mais, na Figura 7.7 representa-se os valores normalizados do módulo de deformabilidade para muito pequenas deformações, G_0 , obtidos durante a campanha experimental realizada através de ensaios sísmicos entre furos ("*cross-hole*"), em função do parâmetro de resistência de ponta normalizada, q_{c1}, definido pela expressão (2.62). Para comparação, na figura incluem-se também as curvas indicadas por Robertson (1991).



—— Relações entre G_0 (coluna ressonante) e q_{c1_CPT} (câmaras de calibração) em areias siliciosas não cimentadas (Jamiolkowski e Robertson, 1988).

■ Relações obtidas entre G_0 ("*cross-hole*") e q_{c1_CPT} (*in situ*) no saprólito de granito do Porto.

Figura 7.7 - Relação G_0/q_c *versus* q_{c1} dos ensaios no campo experimental. Comparação com Robertson (1991)

Da análise desta figura, constata-se que:

$$\left(\frac{G_0 / q_c}{q_{c1}}\right)_{\text{saprólito_Porto}} \cong 1{,}8 - 2{,}0\left(\frac{G_0 / q_c}{q_{c1}}\right)_{\text{areias não cimentadas}}$$

o que traduz uma tendência que vem sendo extensivamente referida ao longo destas páginas, isto é, que os maciços cimentados estruturalmente, em particular os maciços residuais e os maciços antigos com fábricas microestruturais, possuem geralmente valores da relação entre a rigidez elástica ou "pseudo-elástica" e a resistência à penetração mais elevados do que os correspondentes a maciços sedimentares normalmente consolidados ou sobreconsolidados. Esta tendência é especialmente notória para níveis de tensão efectiva de confinamento baixos, reflexo de uma relativa independência dos módulos de deformabilidade para níveis de deformação baixos ($\varepsilon, \gamma \leq 10^{-4}$–$10^{-5}$) em relação aos estados de tensão de repouso (Tatsuoka e Shibuya, 1992).

Note-se ainda que os resultados obtidos da resistência de ponta normalizada oscilam entre 100-300, sendo o valor com maior incidência da ordem de $q_{c1} = 150$, o que corresponde, em solos do tipo sedimentar, a areias densas. Na Figura 7.8 desenha-se a curva que estabelece a relação entre E_s / q_c com o nível de carga, q_{serv}/q_{ult}, obtida a partir dos resultados do ensaio de carga da sapata. Na mesma figura representa-se as curvas similares indicadas por Robertson (1991), para areias densas, e por Stroud (1988), para areias sobreconsolidadas.

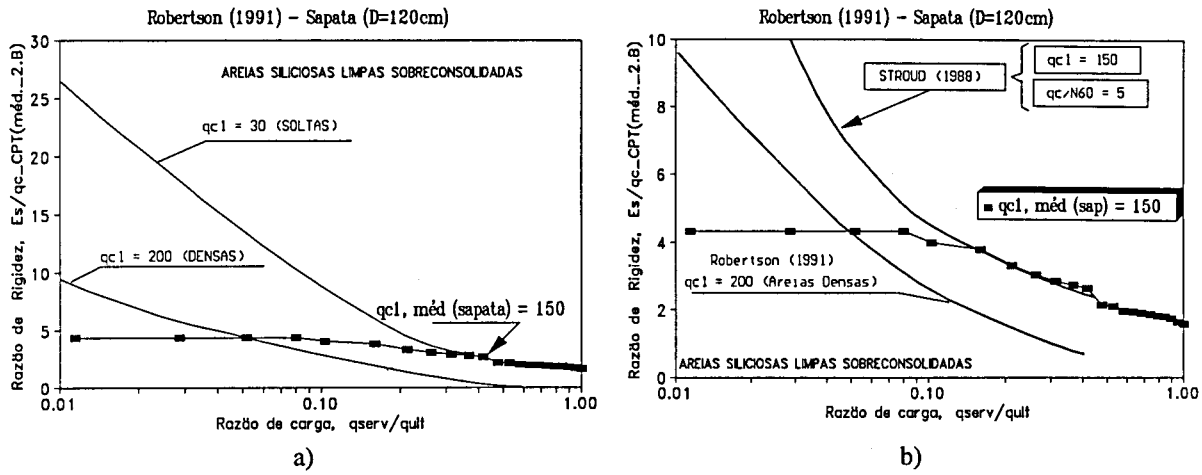


Figura 7.8 - Relação E_s/q_c *versus* q_{serv}/q_{ult} do ensaio da sapata. Comparação com o indicado por Robertson (1991).

Da observação das três curvas daquela figura, pode-se concluir que:

(i) para níveis de carga muito baixos, inferiores a 10%, a não linearidade da relação de E_s / q_c com q_{serv}/q_{ult} é muito menos acentuada para o saprólito de granito do que para areias limpas, ainda que sobreconsolidadas; tal deve ser consequência de uma maior estabilidade material, resultante de pontes de cimentação entre partículas;

(ii) para níveis de carga superiores ao acima indicado, há uma boa aderência entre a curva do saprólito e a proposta de Stroud (1988) para areias sobreconsolidadas.

Note-se, por outro lado, que Stroud (1988) indica que os valores do q_{c1} ($\cong$ 150) obtidos nos ensaios realizados são típicos de "areias sobreconsolidadas" medianamente densas com factores de rigidificação por "envelhecimento", o que obviamente não coincidindo, se poderá associar ao saprólito ensaiado.

Em suma, a proposta de Stroud (1988) - integrada por Robertson (1991), admitindo q_c/N_{60} = 5, o que coincide com o limite inferior das correlações estabelecidas no caso em estudo (ver 5.3.4) - parece representar de forma consistente a dependência entre o módulo de deformabilidade secante e o nível de carga em fundações superficiais sobre o saprólito de granito estudado.

7.5 - AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ATRAVÉS DA INTERPRETAÇÃO DE ENSAIOS DE PLACA

7.5.1 - Método de Ghionna *et al.* (1991)

7.5.1.1 - Aplicação aos ensaios realizados

Como foi referido em 2.5.4.3 (*G*), a metodologia proposta por Ghionna *et al.* (1991) permite ter em consideração a dependência do módulo de deformabilidade com os níveis de tensão e deformação normalizados. Utiliza a relação hiperbólica para modelar o comportamento dos solos (Duncan e Chang, 1970) e permite extrapolar os resultados de ensaios de carga em dimensões e formas distintas para avaliação de assentamentos em superfícies de carga maiores e com geometrias diferentes, considerando um maciço homogéneo equivalente.

Na expressão da proposta para avaliação do assentamento, que foi apresentada em 2.5.4.3 - equação (2.66), os parâmetros têm o significado habitual, sendo de salientar os seguintes:

(1) $q_n = q - 2/3 \cdot \sigma'_{v0} = q$, porque, nos ensaios efectuados, a tensão σ'_{v0} na base da superfície de carga é nula;

(2) H_i - zona de influência da carga que, segundo os autores, deve ser considerada igual a $2 \cdot B$;

(3) n - expoente hiperbólico definido do modo a seguir indicado;

(4) K_i, C_f - parâmetros hiperbólicos, o primeiro, de rigidez e, o segundo, de resistência, que serão determinados a partir dos ensaios de carga realizados; os autores referem ser natural que haja maior dispersão dos valores de K_i, dada a maior sensibilidade da rigidez.

No caso presente, para o parâmetro n resolveu-se adoptar o expoente da relação

$$E = K \cdot \left(\sigma'_{oct_0}\right)^n \tag{7.4}$$

tendo-se avaliado o valor de n para distintos módulos de deformabilidade (E_{el}; E_{dr}; E_{ti}; $E_{s25\%}$ ou $E_{s50\%}$) por forma a realizar um estudo de sensibilidade. Para tal, usaram-se os resultados dos ensaios triaxiais de compressão clássica (*CID* e *CAD*) realizados com amostras recolhidas a profundidades consideradas representativas da zona de influência dos ensaios de carga piloto ($\sigma'_{oct} \leq 100$ kPa). Em 6.11.3 foi feita essa avaliação bem como comentados os resultados obtidos, apresentando-se no Quadro 7.3 apenas os relativos à instrumentação interna.

Quadro 7.3 - Valores dos parâmetros K e n de modelação exponencial dos módulos de deformabilidade em relação a σ'_{oct}. Ensaios triaxiais *CID* e *CAD* sobre amostras indeformadas ($\sigma'_{oct} \leq 100$ kPa) e com instrumentação interna.

TIPO DE MÓDULO	K	n
E_{el} (zona linear de recarga)	35660	0,263
E_{dr} (vértices de histeresis de descarga-recarga)	19637	0,250
$E_{ti,h}$ (modelo hiperbólico, q = 70–95% $\cdot q_f$)	2749	0,539
$E_{s25\%}$ (secante para q = 25% de q_f)	1804	0,588
$E_{s50\%}$ (secante para q = 50% de q_f)	1517	0,504

Com o objectivo de analisar a influência do parâmetro n, atendendo à sua gama de variação, no estudo subsequente consideram-se os dois seguintes valores:

(1) $n_{el} = 0{,}263$ - correspondente a cargas muito baixas, dentro do limiar elástico;

(2) $n_{25\%} = 0{,}588$ - correspondente à mobilização de níveis de tensão médios da ordem de 1/4.

Com base nos resultados dos ensaios da sapata e da placa de 60 cm de diâmetro, no Quadro 7.4 apresentam-se os parâmetros K_i e C_f, considerando os dois valores de n referidos. Note-se que, como se indica no quadro, a metodologia de Ghionna *et al.* pressupõe que a profundidade do ponto de máxima influência é igual a $z_I = B/2$.

Quadro 7.4 - Valores de K_i e C_f determinados a partir dos ensaios de carga realizados ($z_I = B/2$).

Expoentes	Ensaios realizados				Valores médios	
	Sapata (*D120 cm*)		Placa (*D60 cm*)			
	K_i	C_f	K_i	C_f	K_i	C_f
$n = 0{,}263$ (E_{el})	46,3	1,87	45,6	1,95	46,0	1,91
$n = 0{,}588$ ($E_{s25\%}$)	14,6	1,83	15,6	1,88	14,9	1,86

Como se mostra a título exemplificativo na Figura 7.9 para a sapata e n = 0,263, a curva observada (valores do ensaio) e a obtida pela formulação descrita, considerando os respectivos valores de K_i e C_f, ajustam-se bastante bem.

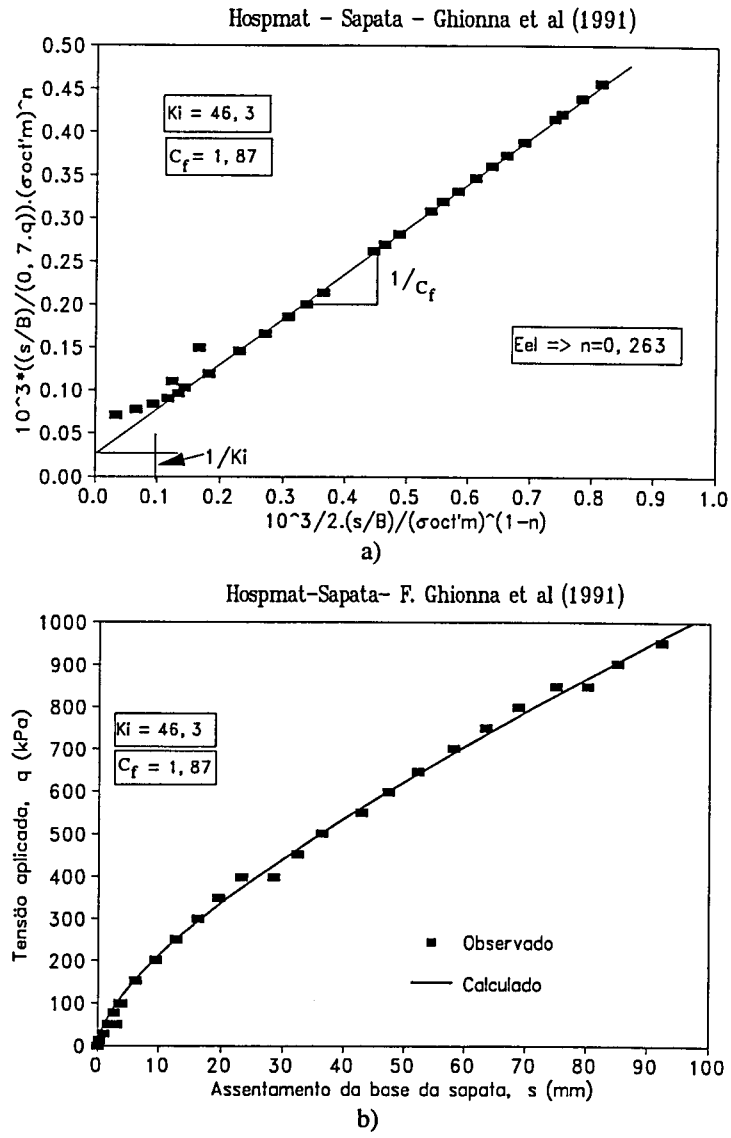


Figura 7.9 -Método de Ghionna *et al.* (1991). Sapata e n = 0,263: a) determinação dos parâmetros K_i e C_f; b) verificação do ajuste da curva do modelo aos resultados experimentais.

Algumas observações podem ser feitas em relação aos valores do Quadro 7.4:

(i) para cada n há aparentemente uma grande consistência entre os valores de K_i e C_f referentes aos dois ensaios, sendo menor a variabilidade de C_f, pelas razões antes explicitadas; no entanto, pequenas variações deste parâmetro condicionam fortemente a reprodutibilidade das curvas reais, como se verá seguidamente;

(ii) a variação de C_f para distintos valores de n é relativamente baixa;

(iii) o parâmetro K_i varia substancialmente com n, o que reflecte a natureza constitutiva deste parâmetro.

A aplicação globalizante do método exposto exige, naturalmente, a adopção de valores únicos representativos da resposta do maciço, pelo que há necessidade de utilizar valores de n, K_i e C_f medianizados ou criteriosamente seleccionados entre os disponíveis da análise de cada um dos ensaios realizados. Na Figura 7.10 mostra-se a modelação conjunta da sapata e da placa para os dois valores de n, considerando (consoante proposta dos autores) os valores médios de K_i e C_f indicados no Quadro 7.4. Imediatamente se conclui que n = 0,263 é o que melhor reprodutibilidade apresenta, em particular para os valores mais baixos da tensão induzida pelo carregamento. Perde-se o ajuste das curvas, qualquer que seja o valor de n, para tensões mais elevadas, sendo anticonservativa a modelação para a dimensão mais elevada (sapata). Esta tendência revela-se problemática na extrapolação para sapatas de maiores dimensões.

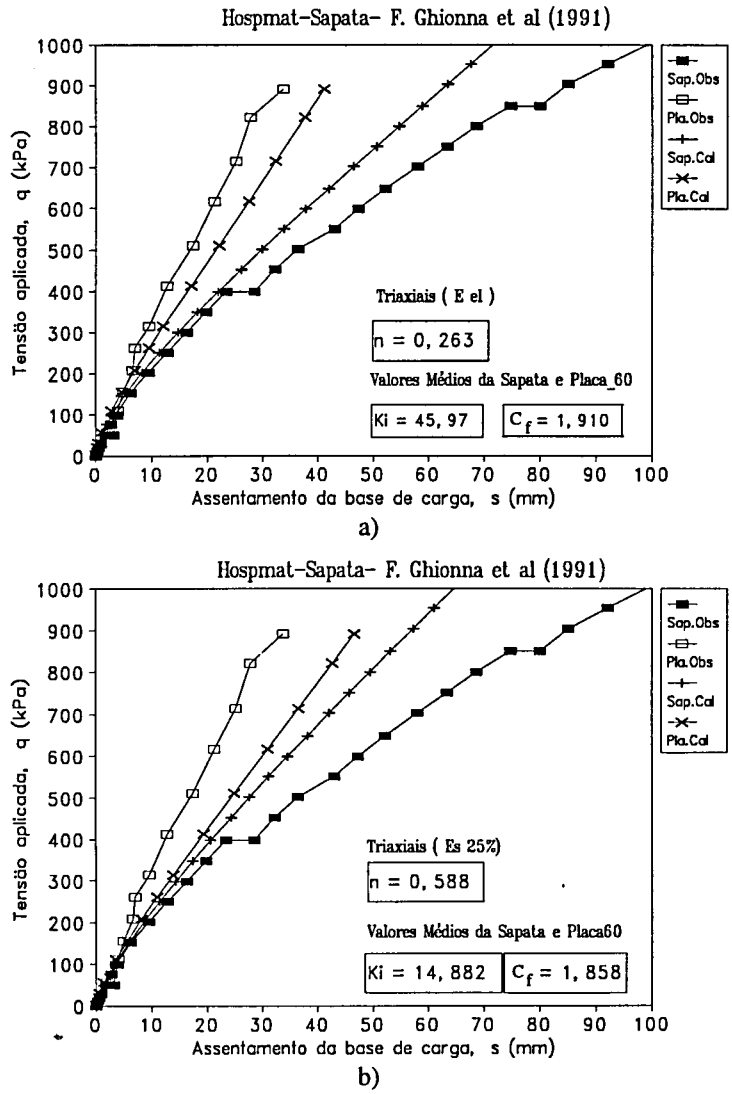


Figura 7.10 - Método de Ghionna *et al.* (1991). Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas para a sapata e para a placa de 60 cm: a) n = 0,263, K_i = 46,0 e C_f = 1,91; b) n = 0,588, K_i = 14,9 e C_f = 1,86.

Obviamente que esta tendência diminui a sua relevância (embora a possa manter em menor grau) caso, na modelação conjunta, se use os parâmetros K_i e C_f relativos ao ensaio de maior escala (sapata). Ainda que seja conservativo para as superfícies de carga de menor dimensão, este critério parece ser, de todo em todo, aconselhável.

Para melhor averiguar a influência que o parâmetro C_f pode ter na modelação, na Figura 7.11 mostra-se o ajuste obtido quando, para $n = 0{,}263$, se mantém para cada ensaio o respectivo valor de C_f e se assume a medianização de K_i. Verifica-se um ajuste muito bom entre as curvas observadas e as calculadas nos dois casos. Note-se, contudo, que esta forte sensibilidade ao parâmetro C_f é sobretudo importante para níveis de carga superiores aos de serviço, uma vez que esse parâmetro controla a qualidade da modelação total das curvas ao ajustar a não linearidade da resposta calculada aos valores de cada ensaio para níveis de carga elevados.

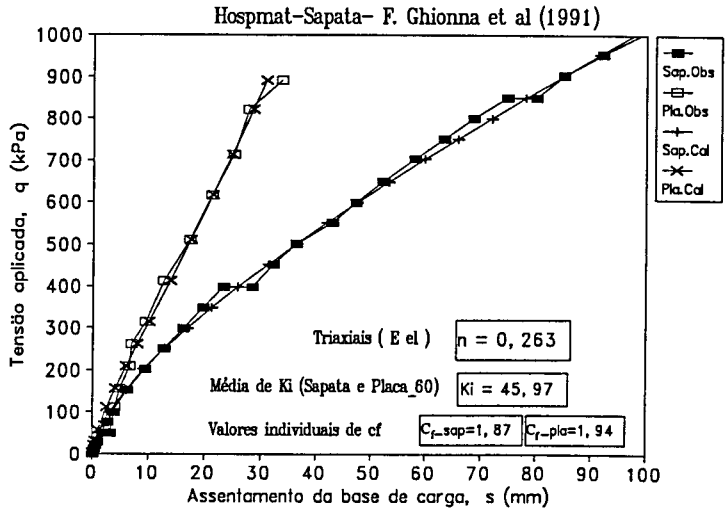


Figura 7.11 - Método de Ghionna *et al.* (1991). Teste à influência do parâmetro C_f no caso em que $n = 0{,}263$ e $K_i = 46{,}0$. Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas para a sapata (C_f =1,87) e para a placa de 60 cm (C_f=1,95).

7.5.1.2 - Modificações de modo a melhorar a simulação dos resultados experimentais

Apresentam-se em seguida os resultados obtidos com as seguintes modificações à metodologia original:

(i) profundidade do ponto de máxima influência: $z_I = B$ em vez de $B/2$;

(ii) exponenciação da dimensão por um factor $n_B \neq 1$.

Para o primeiro caso incluiu-se no Quadro 7.5 os valores de K_i e C_f obtidos e na Figura 7.12 são comparados os resultados observados e calculados com os valores médios daqueles parâmetros. A observação daquela figura permite concluir que a modificação efectuada conduz a uma melhor reprodutibilidade das curvas reais, em especial para as mais baixas tensões. Por outro lado, constata-se de novo que é a modelação com base nos mais altos parâmetros de rigidez ($n = 0{,}263$) que melhor reproduz as curvas observadas.

Quadro 7.5 - Valores de K_i e C_f, considerando $z_I = B$.

Expoentes	Ensaios realizados				Valores médios	
	Sapata (*D120 cm*)		Placa (*D60 cm*)			
	K_i	C_f	K_i	C_f	K_i	C_f
$n = 0{,}263$ (E_{el})	18,6	5,14	19,2	5,76	18,9	5,45
$n = 0{,}588$ ($E_{s25\%}$)	7,0	4,81	8,3	5,19	7,6	5,00

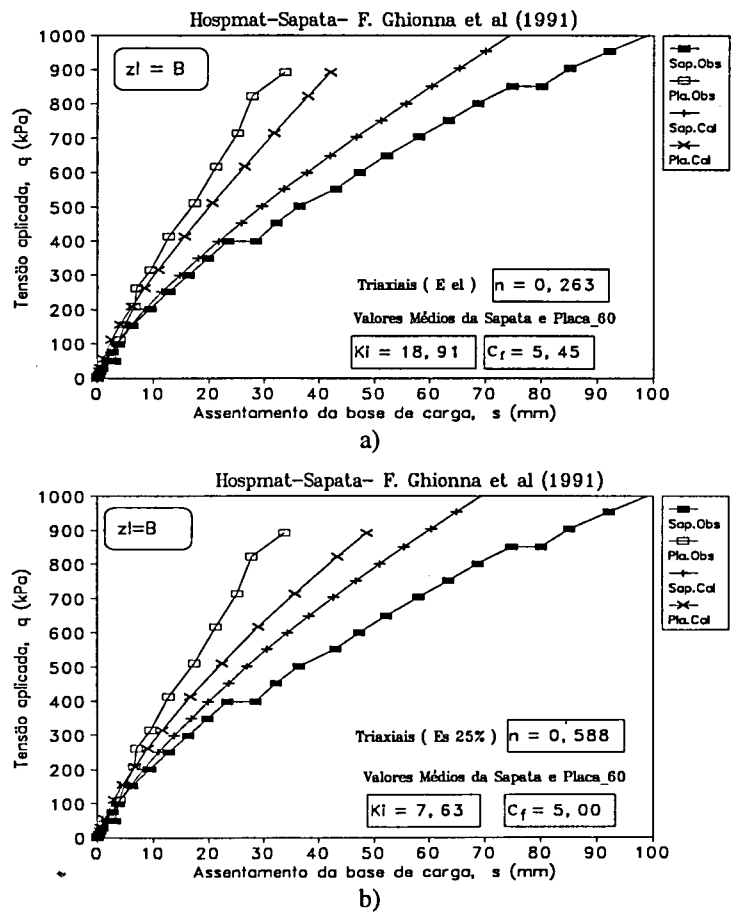


Figura 7.12 - Método de Ghionna *et al.* (1991). Modificação da posição do ponto de máxima influência. Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas para a sapata e para a placa de 60cm: a) $n = 0{,}263$, K_i=18,9 e $C_f = 5{,}45$; b) $n = 0{,}588$, K_i=7,6 e $C_f = 5{,}00$.

A segunda modificação acarreta a alteração da expressão base para a seguinte:

$$s = \frac{1}{K_i} \cdot \frac{q \cdot B^{n_B} \cdot I \cdot \left(1-\nu^2\right)}{\left(\sigma'_{oct}\right)^n - \frac{q_n \cdot B^{n_B} \cdot I \cdot \left(1-\nu^2\right)}{\left(\overline{\sigma'_{oct}}\right)^{1-n} \cdot C_f \, H_i}} \tag{7.5}$$

sendo n_B um factor de ponderação da superfície de carregamento que procura melhorar o ajuste às curvas observadas a partir dos parâmetros médios $\overline{K_i}$ e $\overline{C_f}$.

Na Figura 7.13 apresenta-se para $n = 0{,}263$ a melhor hipótese testada que corresponde a considerar $n_B = 1{,}10$. Esta tendência para $n_B > 1$ é contraditória com a que se constatou com outras metodologias, pelo que se considera conveniente manter a proporcionalidade em relação a B apresentada pelos autores.

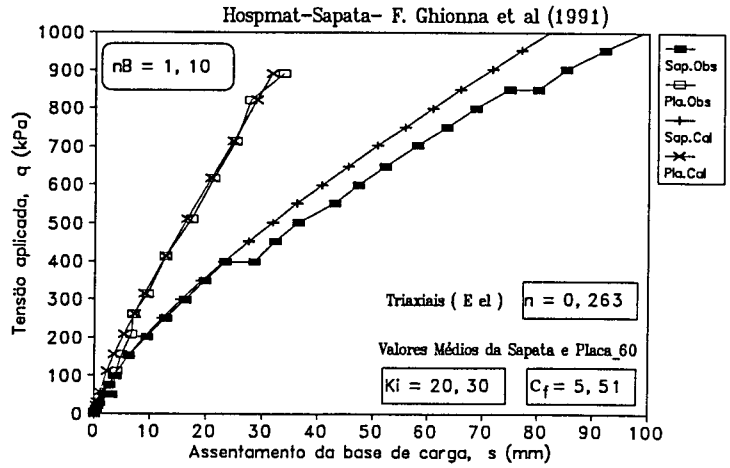


Figura 7.13 - Método de Ghionna *et al.* (1991). Exponenciação da dimensão B ($n_B = 1{,}1$). Comparação das curvas carga-assentamento observadas e calculadas para a sapata e para a placa de 60 cm no caso em que $n = 0{,}263$, $K_i = 20{,}3$ e $C_f = 5{,}51$.

7.5.1.3 - Conclusões sobre a aplicação do método a materiais residuais

A finalizar, tecem-se algumas considerações sobre a aplicabilidade do método de Ghionna *et al.* aos maciços residuais e sobre os procedimentos que se entende serem mais aconselháveis:

(i) tratando-se de um modelo que integra resultados de ensaios de carga e de ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas considera-se que apresenta boas perspectivas para a parametrização do dimensionamento de fundações em maciços

residuais, dependendo a sua maior fiabilidade da acumulação de um maior conjunto de resultados experimentais de qualidade; de qualquer modo entende-se que deve ser exclusivamente aplicado para níveis moderados da carga aplicada;

(ii) no que respeita às premissas geométricas envolvidas, é de manter a proporcionalidade directa em relação à dimensão das superfícies de carregamento, enquanto que para a profundidade do ponto de máxima influência, para avaliação da tensão octaédrica efectiva de repouso e induzida pelo carregamento, parece melhor adoptar-se $z_I = B$ em vez de $z_I = B/2$; esta alteração precisa, contudo, de maior confirmação, em especial para dimensões de carga superiores onde a profundidade relativa de influência tende a decrescer (Burland e Burbidge, 1985);

(iii) alguma heterogeneidade do maciço analisado tem consequências notórias no modelo de cálculo, o que se reflecte sobretudo no parâmetro C_f;

(iv) a dependência dos módulos de deformabilidade em relação à tensão octaédrica efectiva deve ser avaliada para os mais baixos níveis de tensão-deformação, sugerindo-se a realização de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas com instrumentação local ou, em alternativa, a realização de ensaios sísmicos entre furos ("*cross-hole*"); na impossibilidade de obtenção de valores ajustados ao maciço em estudo, sugere-se a adopção de valores de n inferiores ou quando muito iguais a 0,5;

(v) no que respeita aos parâmetros K_i e C_f, sugere-se a utilização da média dos valores obtidos em ensaios de carga de boa qualidade com dimensões distintas, desde que a variação entre eles não seja grande; em caso de variabilidade desses parâmetros, deve optar-se, conservativamente, pelos valores mais baixos de K_i e, sobretudo, de C_f.

7.5.2 - Método de Wahls e Gupta (1994) adaptado para ensaios de placa

7.5.2.1 - Preâmbulo

A natureza não linear das relações constitutivas $(\sigma-\varepsilon;\tau-\gamma)$ é traduzida na formulação base do método de Wahls e Gupta (1994), em primeiro lugar, por correlações entre os módulos distorcionais iniciais G_0 ($G_{máx}$) e os parâmetros de penetração resultantes de ensaios (N_{SPT} ou $q_{c\text{-}CPT}$) e, em segundo lugar, por uma lei de variação dos mesmos com o nível distorcional proposta por Seed e Idriss (1970). Esta leis são estritamente válidas para materiais do tipo dos que foram usados na sua obtenção.

Em alternativa, pode-se recorrer à retroanálise de um ou mais ensaios de carga em placa ou sapatas experimentais (de preferência de dimensões distintas para ajuste conveniente da tendência não linear), definindo uma lei de variação de E com o nível de carregamento em relação à rotura.

Adaptando a metodologia proposta por Wahls e Gupta, para esta alternativa, tem-se que, para um dado escalão de carga, q_j, aplicado numa sapata, a deformação vertical da camada i, de espessura Δz_i e com módulo de deformabilidade E_{i_j} (i e j traduzem a dependência em relação à profundidade e ao nível de carregamento da sapata, respectivamente), pode ser calculada por:

$$\Delta\varepsilon_{i_j} = \frac{I_{si}}{E_{i_j}} \cdot q_j \tag{7.6}$$

e o assentamento por:

$$s_j = \sum_{i=1}^{n} \Delta\varepsilon_{i_j} \cdot \Delta z_i = q_j \cdot \sum_{i=1}^{n} \frac{I_{si}\,\Delta z_i}{E_{i_j}} \tag{7.7}$$

sendo:

- n - número de subcamadas em que se subdivide o maciço (tanto maior quanto mais precisão se desejar e menor for a sua homogeneidade), tendo em atenção a zona de influência da sapata; esta deve estender-se até à profundidade em que o acréscimo de tensão distorcional não ultrapasse o valor inicial, considerando-se em regra profundidades da ordem de $2 \cdot B$, para $L/B \leq 3$, e da ordem de $4 \cdot B$, para $L/B > 3$;
- I_{si} - coeficiente de carga para a camada i que depende das dimensões da sapata e do coeficiente de Poisson.

A dependência do módulo de deformabilidade em relação à profundidade pode ser traduzida, em função da tensão efectiva média, ou octaédrica, de repouso no centro da camada, σ'_{mi}, por:

$$E_{i_j} = E_{0_j}\left(\sigma'_{m_{i_j}}\right)^{\bar{n}} \tag{7.8}$$

sugerindo os autores o valor de $\bar{n}$=0,5.

Por sua vez, a dependência em relação ao nível de carga pode ser expressa pela seguinte relação:

$$E_{0j} = f\left(q_j / q_{ref}\right) \cdot E_{ref} \tag{7.9}$$

ou, em alternativa, por:

$$E_{0j} = f\left((s/B)_j / (s/B)_{ref}\right) \cdot E_{ref} \tag{7.10}$$

em que q_{ref}, s_{ref} e E_{ref} representam, respectivamente, a carga, o assentamento e o módulo de deformabilidade correspondentes a um escalão de carga tipo (por exemplo: $s/B = 0{,}1\%$) e q_j e s_j a carga e o assentamento para um nível de carga genérico.

7.5.2.2 - Retroanálise do ensaio de carga da sapata

Da curva da sapata experimental, adoptando $s_{ref} = 0{,}1\%$, retira-se:

$$s_{ref} = 0{,}1\% \cdot B = 1{,}2\,\text{mm} \Rightarrow q_{ref} = 26\,\text{kPa}$$

Como para o escalão de carga de referência $E_{0_j} = E_{ref}$, supondo $\bar{n}$=0,5, aquele parâmetro é calculado por:

$$E_{ref} = \frac{q_{ref}}{s_{ref}} \cdot \sum_{i=1}^{n} \frac{I_{s_i}}{\sqrt{\sigma'_{mi}}} \cdot \Delta z_i \tag{7.11}$$

Por outro lado, com o par de valores s_j e q_j, correspondentes a cada escalão de carga e obtidos da curva experimental, pode-se calcular o respectivo módulo equivalente (isto é, considerando o incremento desde zero até q_j) através de:

$$E_{0_j} = \frac{q_j}{s_j} \cdot \sum_{i=1}^{n} \frac{I_{s_i}}{\sqrt{\sigma'_{mi}}} \cdot \Delta z_i \tag{7.12}$$

Para definir a relação de dependência não linear de E_{0_j} com o nível de deformação, traduzido por $(s/B)_j / (s/B)_{ref}$, ou de tensão distorcional, definido por q_j / q_{ref}, optou-se por considerar estas variáveis em escala logarítmica, tendo-se obtido as curvas representadas nas Figuras 7.14a e b, respectivamente. Em ambos os casos consideraram-se duas profundidades de influência, $z_I = 2 \cdot B$ e $5 \cdot B$.

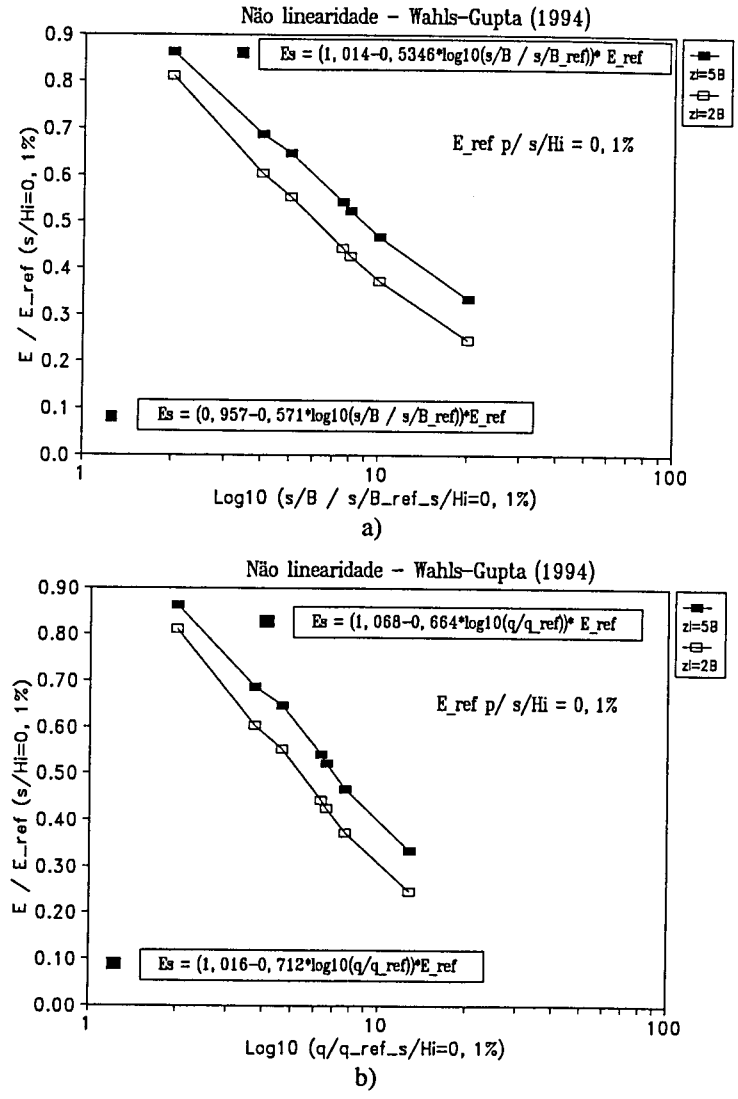


Figura 7.14 - Leis de variação do módulo equivalente com: a) o nível de assentamento; b) o nível de carga.

Determinados os parâmetros do modo indicado, na Figura 7.15 comparam-se as curvas carga-assentamento observadas e as recalculadas, admitindo a dependência de E_{i_j} em relação a $(s/B)_j$. Para ambas as profundidades de influência consideradas a aderência é excelente, revelando as potencialidades do método para modelar a não-linearidade.

São óbvias as possíveis aplicações desta formulação no dimensionamento não linear de sapatas, conhecido que seja um módulo de referência, por exemplo definido por um ensaio de carga específico ou pela pré-carga de uma sapata $(s/B_{_ref}) = 0{,}1\%$.

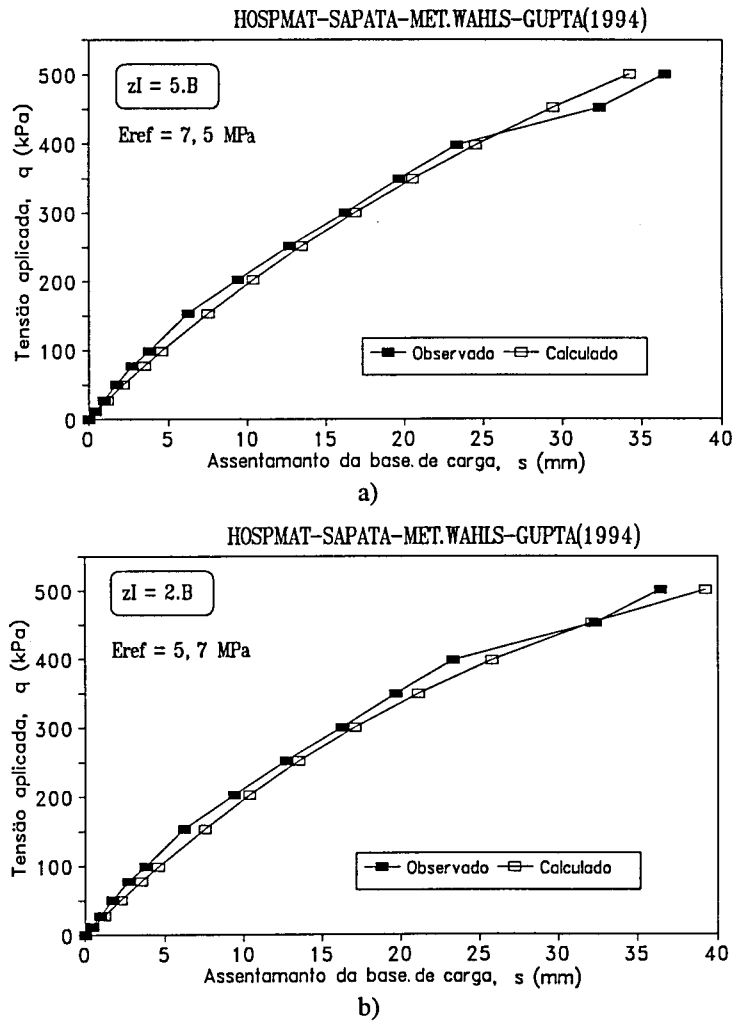


Figura 7.15 - Curvas carga-assentamento da sapata modeladas (E_{i_j} dependente de $(s/B)_j$) e observada: a) $z_I = 5 \cdot B$; b) $z_I = 2 \cdot B$.

7.6 - AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ATRAVÉS DA INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

7.6.1 - Preâmbulo

Aquando da aplicação do método de Ghionna usaram-se parcialmente resultados dos ensaios triaxiais para avaliar o valor do expoente n de dependência do módulo de deformabilidade com a tensão normal efectiva octaédrica.

Entretanto, a formulação introduzida por Wahls e Gupta dá abertura para a utilização directa e exclusiva dos resultados de ensaios triaxiais na previsão do assentamento de sapatas. No que se segue, são descritas as adaptações ao método de Wahls e Gupta para tornar tal utilização possível, e aplica-se esta nova proposta à modelação dos assentamentos da sapata experimental.

7.6.2 - Adaptação do método de Wahls e Gupta

7.6.2.1 - Metodologia preconizada. Aplicação com base nos resultados dos ensaios triaxiais

Como se viu, na interpretação de ensaios de carga considera-se a dependência do módulo de deformabilidade com a profundidade e com o nível de carga traduzida pela relação:

$$E_{i_j} = f(q_j / q_{ref}) \cdot E_{ref} \cdot (\sigma'_{mi})^{\overline{n}} \tag{7.13}$$

Tal sugere que essa dependência possa ser avaliada através dos resultados dos ensaios triaxiais usando a expressão clássica:

$$E_{i_j} = p_a \cdot K_j \cdot (\sigma'_{mi} / p_a)^{\overline{n_j}} \tag{7.14}$$

Com efeito, dispondo dos resultados de vários ensaios triaxiais, e determinando, em cada ensaio, os módulos secantes, E_{i_j}, correspondentes a distintos níveis de tensão, pode-se calcular, para cada um destes níveis, os respectivos valores de K_j e n_j. No que respeita a n_j o que parece mais razoável é adoptar um valor único integrador. Quanto a K_j, pode-se estabelecer a sua lei de variação com o nível de tensão. Esta metodologia é em seguida aplicada ao caso em estudo.

7.6.2.2 - Aplicação com base nos resultados das medições internas dos ensaios triaxiais

Como é exaustivamente descrito no Capítulo 6, realizaram-se ensaios triaxiais *CID* e *CAD* sobre amostras indeformadas recolhidas na adjacência dos ensaios de carga. Dos resultados obtidos, optou-se pela série *CLASSELE* (para $\sigma'_c = \sigma'_{hc}$= 10, 20, 40 e 100 kPa), com recurso a instrumentação interna de deformações axiais, tendo sido possível definir leis

de variação dos módulos de deformabilidade que se mostram no gráfico da Figura 7.16, de representação bilogarítmica ($\log_{10} E$ *vs* $\log_{10} \sigma'_{m0}$). Saliente-se que todos os módulos foram considerados a partir do estado de tensão efectiva correspondente ao valor estimado de K_0=0,5, tendo sido para o efeito consideradas as seguintes adaptações, com base na informação de ensaios *CID*:

E_{ti}- admitido a partir da modelação hiperbólica definida em 6.11.3.2 (para muito pequenas deformações $E_{ti,0}$) e considerando a expressão geral do modelo (A.6.4.4) para uma tensão de desvio definida por aquele valor de K_0;

$E_{s_{n\%}}$- módulos secantes a partir daquela condição de K_0=0,5, atendendo a que:

$$n\% = q_m / q_{m_f} \times 100$$

sendo q_m o incremento de tensão de desvio em relação à condição "inicial" (K_0) e antes definida (ver expressão A.6.4.5); foram tomados os valores de n = 10, 25 e 50 %.

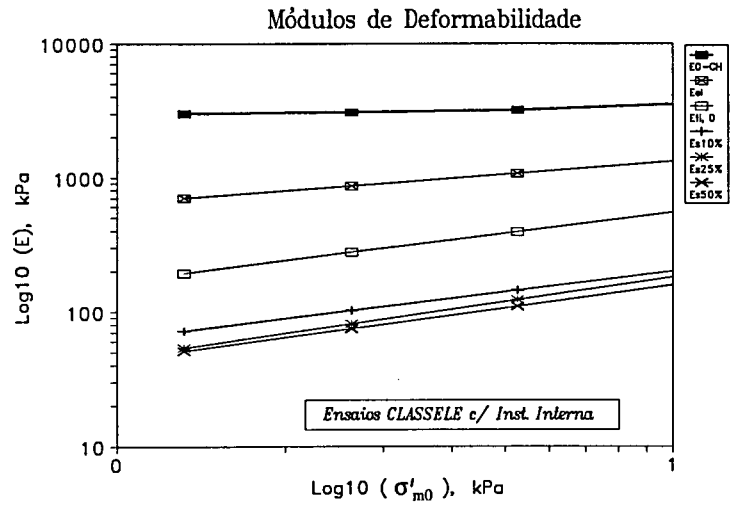


Figura 7.16 -Variação dos módulos de deformabilidade com a tensão média de consolidação (ensaios triaxiais)

A opção pela representação bilogarítmica resultou de uma análise de sensibilidade do melhor tipo de regressão, com base na expressão (7.12). No Quadro 7.6 apresenta-se os valores dos parâmetros K_j e n_j, relativos àquela dependência com a tensão média efectiva, para os módulos pseudo-elástico (E_{el}), tangente "inicial" para a condição de K_0=0,5 (E_{ti}) e secantes a 10, 25 e 50% da rotura, como atrás se definiu ($E_{s10\%}$, $E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$, respectivamente). No mesmo quadro são incluídos igualmente os valores referentes ao módulo E_0, obtido dos ensaios sísmicos entre furos ("*cross-hole*"). Saliente-se que os valores

do expoente de n_j dos módulos secantes, mais envolventes dos correntes níveis de carga de serviço, aproximam-se do valor corrente de 0,5, pelo que se pode considerar uma dependência do tipo quadrática em relação à tensão média de repouso ($E_{s_{ij}} \cong f(\sqrt{\sigma'_{m_{ij}}})$.

Quadro 7.6 - Valores de K_j e n_j, da dependência dos módulos de deformabilidade com a tensão efectivam deduzidos de ensaio triaxiais *CID*, para a condição de $K_0 = 0,5$ (kPa). Instrumentação Interna

Parâmetros / Módulos	E_0	E_{el}	E_{ti}	$E_{s10\%}$	$E_{s25\%}$	$E_{s50\%}$
K_j	3446	1087	548	198	181	156
n_j	0,081	0,256	0,514	0,499	0,600	0,554

Verifica-se, por outro lado, que há variação substancial do coeficiente de deformabilidade K_j com o nível de tensão distorcional. Esta variação foi indexada aos valores da tensão normalizada, atrás definidos, tendo sido possível definir uma lei não linear de variação de K_j com q_m/q_{mf} do seguinte tipo:

$$K_j = 111 - 108 \cdot \log_{10}(q_m / q_{mf}) \tag{7.13}$$

Na Figura 7.17 representa-se os pontos considerados para esta regressão e a recta resultante. Saliente-se que o valor normalizado da tensão de desvio correspondente ao módulo tangente inicial foi estimado dos ensaios triaxiais com instrumentação interna por observação cuidadosa da resposta a esses níveis.

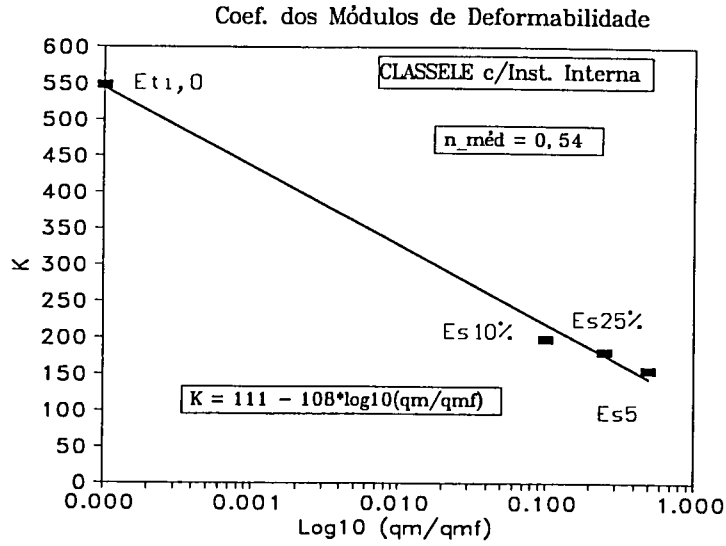


Figura 7.17 - Variação do coeficiente de deformabilidade ($K=K_j$) com o nível de tensão (q_m/q_{mj}). Ensaios triaxiais da série *CLASSELE* com instrumentação interna (K_0=0,5)

No âmbito da formulação antes apresentada deste método, os passos de cálculo são semelhantes, tendo em consideração as seguintes particularidades:

q_{i_j} - tensão de desvio em cada ponto médio das subcamadas discretizadas ($\sigma'_{vij} - \sigma'_{hij}$) em cada escalão de carga q_j:

$$\sigma'_{vij} = \sigma'_{v0i} + I_{vz} \cdot \delta q_{mj}$$
$$\sigma'_{hij} = \sigma'_{h0i} + I_{hz} \cdot \delta q_{mj}$$

sendo I_{vi} e I_{hi}, respectivamente, os factores de acréscimo de tensão vertical e horizontal definidos pelas soluções da teoria da elasticidade, δq_{mj} o acréscimo de carga à superfície em cada escalão de carga ($q_{mj} - q_{m(j-1)}$) e q_f a tensão de desvio de rotura nesse ponto médio; sendo conhecidos os parâmetros de rotura (definidos pelos mesmos ensaios) o seu valor pode ser calculado pela expressão de Mohr-Coulomb:

$$q_f = \frac{2 \cdot c' \cdot \cos\phi' + 2 \cdot \sigma'_{mi} \cdot \text{sen}\,\phi'}{1 - \text{sen}\,\phi'} \qquad (7.15)$$

sendo c' e ϕ' iguais a, respectivamente, 8,5 kPa e 37,5° e σ'_{m0i} a tensão octaédrica inicial de cada incremento de carga.

O assentamento calculado para cada escalão de carga vem assim definido por:

$$\delta s_j = \delta q_j \cdot \sum_{i=1}^{n} \left[\frac{I_{si}\, \Delta z_i}{K_{ij} \sqrt{\sigma'_{mi-1}}} \right] \qquad (7.15)$$

em que a curva é definida pelos acréscimos acumulados de δs_j e δq_j.

Na Figura 7.18 aparecem representadas as curvas observada no ensaio e calculada pelo processo descrito.

A boa concordância das curvas, observada e calculada, indicia que a metodologia preconizada, que se baseia na aplicação da formulação de Wahls e Gupta recorrendo exclusivamente aos resultados dos ensaios triaxiais com instrumentação interna, parece simular muito convenientemente a não linearidade da resposta de carga-assentamento do ensaio da sapata protótipo.

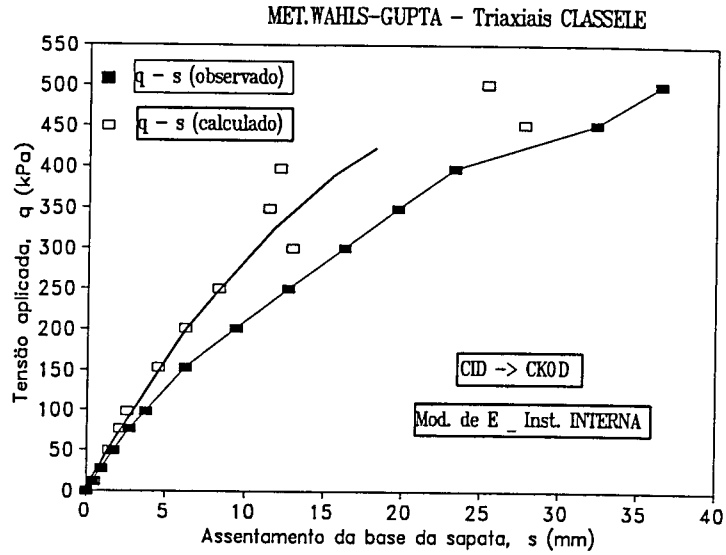


Figura 7.18 - Adaptação do método de Wahls e Gupta para utilização directa e exclusiva dos resultados de ensaios triaxiais (com recurso a instrumentação interna) na previsão do assentamento de sapatas. Curvas da sapata observada e calculada.

7.6.2.3 - Aplicação com base nos resultados das medições externas dos ensaios triaxiais

Procedeu-se ao mesmo tipo de formulação, atendendo às leis de variação dos módulos da deformabilidade tangente inicial e secantes a 10, 25 e 50% do acréscimo de tensão de desvio desde a condição inicial (K_0=0,5) até à rotura (q_{mf}, nos mesmos termos antes definidos), mas considerando os resultados dos mesmos ensaios triaxiais (série *CLASSELE*) por via de instrumentação externa das deformações. No Quadro 7.7 apresenta-se os valores dos parâmetros K_j e n_j, relativos à dependência com a tensão média efectiva para aqueles módulos (E_{ti}, $E_{s10\%}$, $E_{s25\%}$ e $E_{s50\%}$).

Quadro 7.7 - Valores de K_j e n_j, da dependência dos módulos de deformabilidade com a tensão efectiva deduzidos de ensaio triaxiais *CID*, para a condição de K_0 = 0,5. Instrumentação Externa

Parâmetros / Módulos	E_{ti}	$E_{s10\%}$	$E_{s25\%}$	$E_{s50\%}$
K_j	150	139	133	122
n_j	0,498	0,668	0,691	0,610

A lei adoptada para modelar a variação do coeficiente de deformabilidade K_j com o nível de tensão distorcional foi do mesmo tipo da definida atrás, tendo resultado na seguinte expressão:

$$K_j = 125 - 8{,}8 \cdot \log_{10}(q_m / q_{mf}) \tag{7.16}$$

Na Figura 7.19 representa-se os pontos considerados para esta regressão e a recta resultante. Saliente-se que o valor normalizado da tensão de desvio correspondente ao módulo tangente inicial foi estimado dos ensaios triaxiais sendo que, com instrumentação externa, os níveis de tensão são mais baixos do que o valor aí indicado (q_m / q_{mf}=0,001%) e são indetectáveis, sendo, por isso, considerados com referência do respectivo módulo tangente inicial.

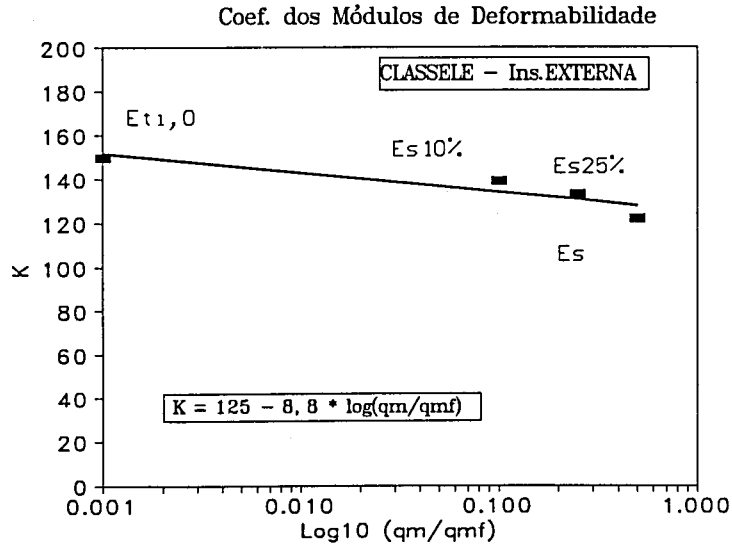


Figura 7.19 - Variação do coeficiente de deformabilidade (K=K_j) com o nível de tensão (q_m/q_{mj}). Ensaios triaxiais da série *CLASSELE*, considerando instrumentação externa (K_0=0,5)

A metodologia de cálculo seguida foi a mesma descrita no parágrafo anterior, tendo-se obtido a curva que se representa na Figura 7.20 conjuntamente com a observada no ensaio da sapata.

A análise desta figura demonstra que com a modelação baseada em resultados de ensaios triaxiais com instrumentação externa, não se dispõe de uma lei de variação não linear suficientemente representativa, traduzindo-se numa inversão da tendência conservativa de plastificação crescente (ver curvas da Figura 7.20). Sugere-se, assim, que em qualquer circunstância não se devem usar módulos inferidos desta instrumentação.

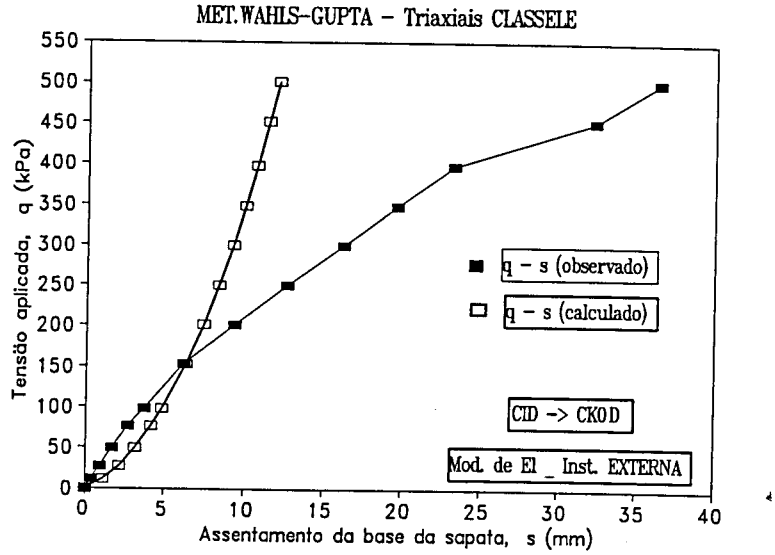


Figura 7.20 - Adaptação do modelo de Wahls e Gupta para utilização directa e exclusiva dos resultados de ensaios triaxiais (com recurso a instrumentação externa) na previsão do assentamento de sapatas. Curvas da sapata observada e calculada.

7.7 - AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS ATRAVÉS DA INTERPRETAÇÃO CONJUNTA DOS ENSAIOS DE PLACA E DOS ENSAIOS DE PENETRAÇÃO. MÉTODO DE BERARDI E LANCELLOTA (1991); BERARDI *ET AL.* (1991)

A expressão de base do método de Berardi e Lancellota (1991) e Berardi *et al.* (1991) foi apresentada em 2.5.4.3 (2.60), sendo o factor de influência (I_s) dependente da profundidade de influência (H_i) com os valores que se indicam no Quadro 7.8.

Quadro 7.8 - Valores de I_s (Berardi *et al.*, 1991).

H_i/B	L/B = 1 (círculo)
0,5	0,34
1,0	0,52
1,5	0,59
2,0	0,63

O valor de H_i/B é retirado, por hipótese, do ábaco de Burland e Burbidge (1985) - ver Figura 2.23 - sendo E um módulo de deformabilidade dependente dos factores identificados aquando da apresentação do método (2.5.4.3) e calculado por recurso a duas hipóteses de dados disponíveis:

(i) dados de 1 ensaio de carga com B_0 (sendo B_0 a dimensão placa de carga)

- considerar um valor de referência de s/B_0 - por hipótese 0,75% (Décourt, 1992);
- avaliar s_1 para essa referência ($s/B_0 = 0{,}75\%$) e a correspondente tensão aplicada (q_1) e determinar:

$$E_1 = \frac{q_1}{s_1} \cdot B_1 \cdot I_{s1}$$

sendo I_{s1} deduzido do quadro e ábacos anteriores (função de H/B_0);

- calcular o coeficiente de módulo:

$$K_{E_0,75\%} = \frac{E_1}{q_1} \Big/ \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v / 2}{p_a} \right]^{0,5}$$

considerando as tensões para $B_0/2$;

- o dimensionamento de uma sapata de diâmetro genérico para uma condição de base $s/B = n\%$ e considerando um valor de s_{ref}, seguirá um processo iterativo:

$$s_{ref} = \frac{q \cdot B}{E} \cdot I_s = \frac{C_2}{B \cdot L \cdot E} I_s = \frac{N}{\alpha \cdot B \cdot E} \cdot I_s$$

sendo:

1°) $I_{s(i)}$ e $E_{(i)}$ iguais aos valores deduzidos do ensaio da placa e com B calculado da expressão:

$$B_i = \frac{N}{s_{ref} \cdot \alpha} \frac{I_{si}}{E_i}$$

2°) com o novo B_i avaliam-se novos valores de $I_{s(ii)}$ e $E_{(ii)}$, atendendo às novas condições de H_i/B, repetindo para novo B:

$$B_{ii} = \frac{N}{s_{ref} \cdot \alpha} \frac{I_{sii}}{E_{ii}}$$

3°) verificação de $s_{ref}/B_{ii} = 0{,}75\%$

- se sim, fim do processo;
- se não, $s_{ref}/B_{ii} = n_{ii}\ \%$;

4°) aplica-se:

$$KE_nii\% = A \times (s/B, \%)B \times KE_0{,}75\%$$

(os termos desta expressão são definidos para cada tipo de material e apresentar-se-ão em seguida para as condições dos ensaios disponíveis);

5°) cálculo do novo E (para B_{ii}):

$$E_{iii} = K_{E_nii\%} \cdot p_a \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v / 2}{p_a} \right)^{0,5}$$

6°) $B_{iiia} = \frac{N}{s_{ref} \cdot \alpha} \frac{I_{sii}}{E_{iii}}$

7°) novo s_{iii} (para B_{iiia}) e $B_{iiia} = \dfrac{N}{s_{ref} \cdot \alpha} \dfrac{I_{siii}}{E_{iii}}$

8°) verificação de $s_{ref}/s_{iii} = n\%$
repetir 3°) ....

A expressão de dependência do coeficiente $K_{E_n\%}$ com um valor de referência foi deduzida para o caso do maciço ensaiado, tomando como base os valores da curva da sapata experimental, em retroanálise dos valores observados. Na Figura 7.21 apresenta-se as relações obtidas, sendo:

- $(s/H_i)_{ref} = 0{,}1\%$ - Figura 7.21a), com $H_i = 0{,}9 \cdot B$;
- $(s/B)_{ref} = 0{,}75\%$ - Figura 7.21b).

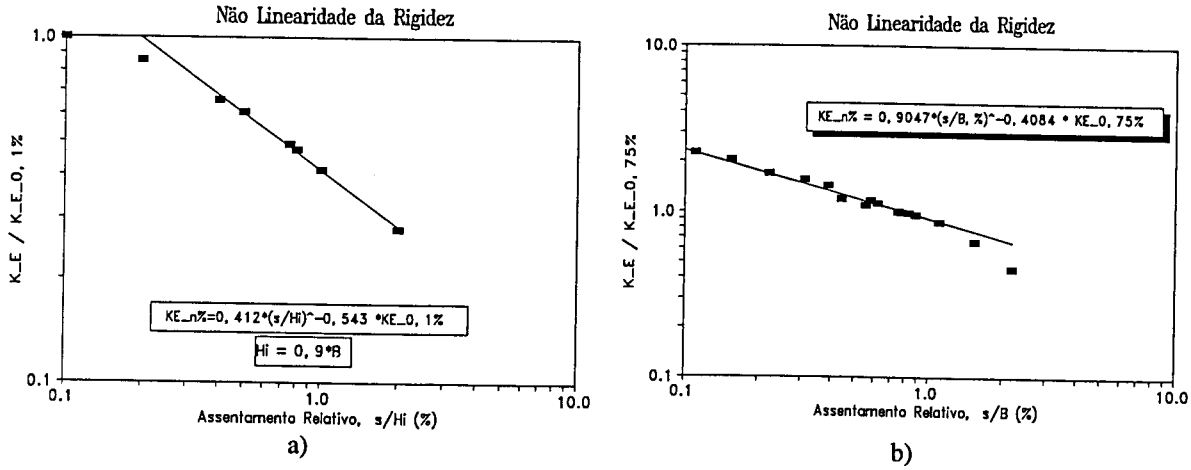


Figura 7.21 - Módulos de rigidez relativa para o ensaio da sapata (Berardi *et al*, 1991): a) $(s/H_i) = 0{,}1\%$ e $H_i = 0{,}9 \cdot B$; b) $(s/B)_{ref} = 0{,}75\%$.

Esta última referência apresenta-se mais representativa pela menor sensibilidade ao erro de um valor absoluto mais elevado, podendo adoptar-se a expressão resultante como base de cálculo para este maciço experimental:

$$K_{E_n\%} = 0{,}9047\ (s/B_{_n\%})^{-0{,}4084} \cdot K_{E_0{,}75\%}$$

(ii) não se dispõe de ensaios de carga mas, tão somente, do valor do N_{SPT} (ou, eventualmente, $q_{c\text{-}CPT}$):

A expressão deduzida do ábaco de Berardi e Lancellota (1991) - ver Figura 2.24 - para a relação entre $K_{E_0{,}1\%}$ e N_1 é a seguinte:

$$K_{E_0,1\%} = 590 \cdot \log_{10} \overline{N}_1 - 52{,}4$$

sendo $\overline{N}_1$ o valor médio de N_{60}, normalizado em relação à tensão efectiva vertical geostática de $\sigma'_v \cong 100\,\text{kPa}$, expresso por:

$$\overline{N_1} = \frac{2}{1+\sigma'_{v0}} \cdot \overline{N_{60}}$$

em que $\overline{N_{60}}$ é a média na profundidade de influência.

Situaram-se, por retroanálise, os dois ensaios realizados no gráfico da proposta dos autores, tendo-se constatado que a recta de correlação deve sofrer uma translação para valores ligeiramente superiores da ordenada na origem da recta semi-logarítmica - ver Figura 7.26. Optou-se pelo valor mais elevado, relativo ao ensaio da sapata pela sua maior representatividade, tendo-se obtido:

$$K_{E_0,1\%} = 590 \cdot \log_{10} \overline{N}_1 + 100$$

É, obviamente, temerário propor uma expressão com base em dois ensaios de carga (embora 1 deles com excepcionais cuidados de instrumentação), pressupondo que a relação de $K_{E_0,1\%}$ mantém a mesma proporcionalidade com o crescimento de $\overline{N}_1$. Sabe-se que a não linearidade dos maciços naturais cimentados ou idosos é mais acentuada que a dos maciços recentes pelo que será possível, numa análise paramétrica com graus de alteração decrescentes (valores mais elevados de $K_{E_0,1\%}$ e $\overline{N}_1$), aceitar que o crescimento do número de rigidez para níveis de deformação tão baixos seja menor do que o correspondente ao declive da proposta de Berardi e Lancellota.

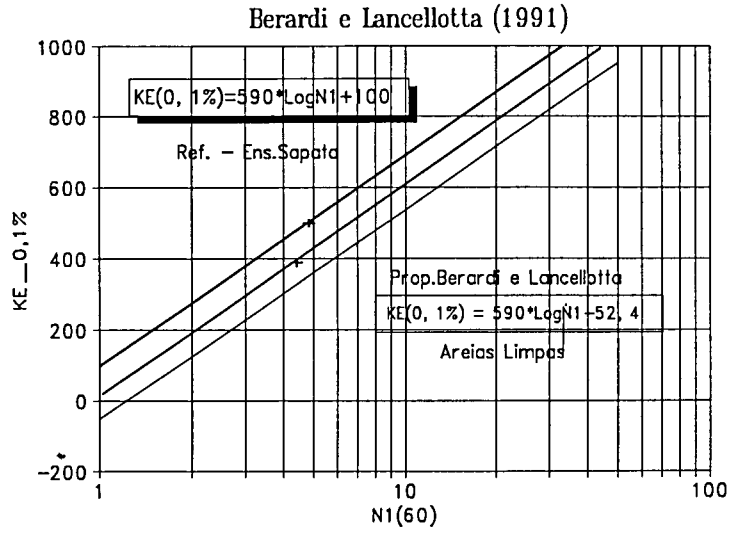


Figura 7.22 - Relação do módulo de rigidez $K_{E_0,1\%}$ com $\overline{N}_1$, obtido e os de Berardi *et al.* (1991).

Só uma campanha mais extensa em níveis de $\overline{N}_1$ distintos poderá esclarecer esta suspeita, pelo que, em alternativa, se poderá optar pela conservatividade da relação de Berardi e Lancellota (1991).

Quanto ao processo de dimensionamento baseado nestes conceitos, poderá ser estruturado da seguinte maneira:

1°) arbítrio de B_i, tal que:

$$B_i = s\,/\,0{,}1\%$$

e determinação de H_i pelos ábacos de Burland e Burbidge (1985);

2°) determinação de $\overline{N}_1$ (função de H_i) e cálculo de

$$K_{E_0,1\%} = 590 \cdot \log_{10} \overline{N}_1 + \alpha$$

com α = -54,2 a 100 (constante do material);

3°) cálculo do módulo de elasticidade não linear:

$$E_i = K_{E_0,1\%} \cdot p_a \left(\frac{\sigma'_{v0} + 0{,}5\Delta\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$$

e I_{si} (função do novo H_i/B_i)

4°) novo valor de B:

$$B_{ii} = \frac{N}{s_{\text{ref}} \cdot \alpha} \frac{I_{si}}{E_i}$$

- se $B_{ii} = B_i \Rightarrow$ processo concluído
- se $B_{ii} \neq B_i \Rightarrow$ segue:

5°) $s_{\text{ref}}/B_{ii} = n\%$

6°) novos valores de $\begin{cases} \overline{N_1} - f(H_i, B_{ii}) \\ K_{E_0,1\%} = 590 \cdot \log \overline{N_1} + \alpha \\ K_{E_n\%} = 0{,}412 \times \left(s / B_{ii}\,\%\right)^{-0,543} \times K_{E_0,1\%} \end{cases}$

7°) repete desde (3°) ...

7.8 - CONCLUSÕES

No presente capítulo procurou integrar-se a informação recolhida em termos de resistência e de deformabilidade, tendo em vista a definição preliminar de metodologias para o dimensionamento de sapatas fundadas em maciços de solos residuais.

No que respeita à avaliação dos parâmetros de resistência de pico, constata-se que os obtidos nos ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas, com provetes de diâmetros de 100 mm, resultam de excelentes regressões . Já no que se refere aos resultados obtidos dos ensaios de corte simples, os parâmetros de resistência resultam de hipóteses de cálculo discutíveis, enquanto os obtidos nos ensaios de corte directo apresentam valores algo diferentes, conforme tenham sido determinados na caixa modificada ou na caixa clássica. Apesar das modificações introduzidas, a caixa de corte não constitui um equipamento adequado para a caracterização da resistência dos materiais residuais, pois conduz a valores mais elevados do que os reais, tendo presente os resultados obtidos nos ensaios triaxiais.

Os valores deduzidos dos ensaios *in situ* (SPT, CPT, PMT, SBPT e DMT) e tendo em conta as propostas mais envolventes aplicáveis a estes ensaios quando realizados em areias, denotaram uma discrepância grande entre estas propostas, sendo, assim, ensaios com credibilidade discutível para estimar o par ϕ' e c' exibido pelos solos estudados, em particular, por dificilmente se indexarem a níveis de tensão baixos onde a parcela coesiva tem efeitos importantes. A avaliação da resistência por via dos ensaios de penetração é, no que respeita ao ensaio SPT, conservativa, enquanto os resultados deduzidos por via do ensaio CPT parecem representar mais realisticamente a resistência destes solos, mas demandam uma transformação paramétrica para o par de valores de ϕ' e c' correspondente. Os valores de ϕ' e c' deduzidos de ensaios com o pressiómetro autoperfurador parecem ser fortemente influenciados pela trajectória de extensão dominante e muito provavelmente afectados pela fracturação por expansão, não representando convenientemente a resistência do solo solicitado por fundações superficiais. A interpretação integrada dos ensaios de placa e da sapata confirmou os valores de ϕ' e c' obtidos a partir da extensa gama de ensaios triaxiais (ver 4.6.3), o que aconselha a, sempre que possível, realizar ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas de dimensão significativa por serem as metodologias que mais consistentemente, e de forma directa, permitem avaliar com rigor o ângulo de atrito e, muito particularmente, a componente de coesão efectiva, cujo efeito em termos de capacidade de carga de fundações superficiais está longe de ser negligenciável.

Das propostas testadas de avaliação dos assentamentos a partir dos resultados dos ensaios SPT, concluiu-se o seguinte:

(i) a proposta de Terzaghi e Peck (1967), na versão revista introduzida por Bowles (1988), conduz a valores da carga associada a um assentamento de 25 mm, 2 a 4 vezes inferiores à efectivamente obtida nos ensaios;

(ii) a proposta de Parry, considerando $\alpha = 0{,}3$, adapta-se razoavelmente aos ensaios realizados, embora tal só se verifique nos níveis preliminares do carregamento,

inflectindo para razões fortemente anti-conservativas nas tensões acima do "limiar elástico";

(iii) a proposta de Burland e Burbidge (com $\alpha = 1{,}71$) é grosseiramente conservativa, obtendo-se relações de 2 a 3 (nas zonas das tensões de serviço correntes) entre os valores previstos e os observados; no entanto, esta proposta pode ser aplicável aos materiais residuais para larguras de fundação mais elevadas do que as dos ensaios realizados (por hipótese ≥ 3-4 m), sendo contudo de ressalvar a tendência para valores do coeficiente α_{BB} substancialmente menores do que o proposto por aqueles autores, sugerindo-se, para o critério $s/B = 0{,}75\%$, o valor conservativo de 0,855.

A análise de sensibilidade dos factores que condicionam as expressões de avaliação dos assentamentos, foi realizada a partir da formulação empírica de Anagnastopoulos *et al.* (1991), tendo-se constatado que todas as propostas consideradas denotavam forte conservatividade, sobrestimando os assentamentos com razões que podem ser superiores a dois. O estudo realizado com o objectivo de obter os parâmetros que melhor se ajustam aos resultados experimentais disponíveis, adoptando algumas premissas de Burland e Burbidge (1985) - $z_I = B^{0{,}75}$ e n_N=1,40 - permitiu concluir que a exponenciação dos factores que condicionam os assentamentos parece constituir uma boa via para previsão destes e que, dentro desta perspectiva, se deve optar por expoentes de não linearidade em relação à carga aplicada superiores à unidade (sugeriu-se o valor 1,23) e, concomitantemente, por constantes relativamente baixas ($f \cong 0{,}20$, por segurança). Propõe-se manter as hipóteses de Burland e Burbidge (1985) quanto à profundidade de influência z_I e aos expoentes n_N e n_B.

Das propostas testadas de avaliação dos assentamentos a partir dos resultados dos ensaios CPT, a formulação de Schmertmann (1970; 1978) aplicada aos ensaios mais representativos (sapata e placa de 60 cm de diâmetro) denotou um excelente ajuste da curva calculada à observada para valores de $\alpha = 4{,}0$, sendo, ainda, a não linearidade muito bem retratada nesses dois casos mais fiáveis. Estes valores mais elevados de α devem-se a efeitos estruturais, nomeadamente, à fábrica natural e à estrutura relicar cimentada.

O outro método testado e que se baseia nos resultados do ensaio CPT, foi o de Robertson (1991), tendo a vantagem de incorporar, nas correlações propostas, factores como o grau de carregamento induzido pela fundação e os efeitos da história de tensões-deformações (incluindo factores de cimentação estrutural de maciços naturais). O enquadramento das curvas de E_s / q_c com o nível de carga, q_{serv}/q_{ult} - estas obtidas a partir dos resultados do ensaio de carga da sapata -, com curvas similares propostas permitiu verificar que:

(i) para níveis de carga muito baixos, inferiores a 10%, a não linearidade da relação de E_s / q_c com q_{serv}/q_{ult} é muito menos acentuada para o saprólito de granito do que para areias limpas, ainda que sobreconsolidadas; tal deve ser consequência de uma maior estabilidade material;

(ii) para níveis de carga superiores ao acima indicado, há uma boa aderência entre a curva do saprólito e a proposta de Stroud (1988) para areias sobreconsolidadas, sendo que esta corresponde a uma razão de $q_c/N_{60} = 5$, o que coincide com o limite inferior das correlações estabelecidas no caso em estudo (ver 5.3.4), representando de forma consistente a dependência entre o módulo de deformabilidade secante e o nível de carga em fundações superficiais sobre o saprólito de granito estudado.

A avaliação dos assentamentos através da interpretação dos ensaios de carga foi feita com recurso aos métodos de Ghionna *et al.*(1991), Wahls e Gupta (1994) e Berardi *et al.* (1991). Em referência ao primeiro, considerou-se a relação dos módulos de deformabilidade (E_{el}; E_{dr}; E_{ti}; $E_{s25\%}$ ou $E_{s50\%}$) com a tensão efectiva octáedrica de repouso obtida dos ensaios triaxiais de compressão clássica (*CID* e *CAD*), por forma a realizar um estudo de sensibilidade. De uma forma geral, concluiu-se que o modelo apresenta boas perspectivas para a parametrização do dimensionamento de fundações em maciços residuais, dependendo a sua maior fiabilidade da acumulação de um grande conjunto de resultados experimentais de qualidade, entendendo-se que deve ser exclusivamente usado para níveis moderados da carga aplicada. Perante os resultados obtidos, aconselha-se a manter a proporcionalidade directa em relação à dimensão das superfícies de carregamento, enquanto que para a profundidade do ponto de máxima influência para avaliação da tensão octaédrica efectiva de repouso e induzida pelo carregamento, parece melhor adoptar-se $z_I = B$ em vez de $z_I = B/2$. A relação E *versus* σ'_{oct0} deve ser avaliada para os mais baixos níveis de tensão-deformação, sugerindo-se a realização de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas com instrumentação local ou, em alternativa, a realização de ensaios sísmicos entre furos ("*cross-hole*"). Na impossibilidade de obtenção de resultados ajustados ao maciço em estudo, sugere-se a adopção de valores de n inferiores ou quando muito iguais a 0,5. Propõe-se, ainda, a utilização da média dos valores de obtidos de K_i e C_f em ensaios de carga de boa qualidade com dimensões distintas, desde que a variação entre eles não seja grande, e, em caso de variabilidade desses parâmetros, deve optar-se, conservadoramente, pelos valores mais baixos de K_i e, sobretudo, de C_f.

A avaliação dos assentamentos através da interpretação conjunta dos ensaios PLT e de penetração, por meio do método de Berardi *et al.* (1991) foi testada para os dois ensaios de carga mais significativos (sapata e placa de 60cm), tendo-se constatado que a recta de correlação deve sofrer uma translação para valores ligeiramente superiores da ordenada na origem da recta semi-logarítmica. A este facto não será estranho a mais acentuada não

linearidade dos maciços naturais cimentados ou idosos em relação à dos maciços que serviram de base à proposta dos autores. Propõe-se desenvolver, no futuro, uma análise paramétrica com graus de alteração decrescentes (valores mais elevados de $K_{E_0,1\%}$ e $\overline{N}_1$), aceitando-se que o crescimento do número de rigidez para níveis de deformação tão baixos seja menor do que o correspondente ao declive da proposta dos autores citados.

Adaptou-se a metodologia proposta por Wahls e Gupta, recorrendo à retroanálise do ensaio de carga mais significativo (sapata de 120cm) e definindo uma lei de variação de E com o nível de carregamento em relação à rotura. As curvas carga-assentamento observadas e recalculadas, admitindo a dependência de E_{i_j} em relação a $(s/B)_j$ e duas profundidades de influência, são praticamente coincidentes, revelando as potencialidades do método para modelar a não-linearidade. As possíveis aplicações desta formulação no dimensionamento não linear de sapatas são claras desde que seja conhecido um módulo de referência, por exemplo definido por um ensaio de carga específico ou pela pré-carga de uma sapata.

Os resultados obtidos a partir do método de Wahls e Gupta, adaptado para recorrer exclusivamente aos resultados dos ensaios triaxiais para avaliação dos assentamentos da sapata protótipo, revelaram-no promissor. No entanto, só a consideração dos resultados conseguidos com instrumentação interna permitiu introduzir a não linearidade da resposta de carga-assentamento do ensaio da sapata protótipo. Já a modelação com instrumentação externa provou não introduzir uma lei de variação não linear suficientemente representativa. Sugere-se, assim, que em qualquer circunstância não se devem usar módulos inferidos desta instrumentação.

É, em todo o caso, de salientar que, fundamentalmente, este método chama a atenção para a importância de considerar razões de rigidez dependentes do nível médio das tensões octaédricas e de níveis deformacionais relativos para melhor representar a resposta não linear dos materiais.

Poder-se-ía questionar se a introdução de módulos secantes, já de si incorporantes de níveis de plastificação, não é suficiente para a avaliação correcta dos assentamentos. Deve-se, porém, ter em conta que por este processo não são considerados caminhos de plastificação (desenvolvimento de roturas localizadas progressivas) que desde cedo mudam os estados de tensão induzidos. Só uma análise numérica poderá responder a esta complexa distribuição de tensões e deformações.

Capítulo 8

ANÁLISES NUMÉRICAS DO ENSAIO DA SAPATA PROTÓTIPO. MODELOS CONSTITUTIVOS

8.1 - INTRODUÇÃO

O presente capítulo trata da análise da sapata protótipo utilizando o método dos elementos finitos.

A análise do ensaio da sapata protótipo conjugada com a do vasto conjunto de parâmetros mecânicos do maciço obtidos por meio dos ensaios *in situ* e, muito especialmente, de laboratório, não ficaria completa sem o uso de modelos por elementos finitos. Por isso, no presente capítulo apresentam-se e discutem-se de modo sucinto os resultados de diversas aplicações de programas de elementos finitos disponíveis na FEUP para análises de obras geotécnicas.

Efectuaram-se análises elásticas lineares, análises não lineares utilizando o modelo hiperbólico e ainda análises elasto-plásticas usando o modelo de Lade.

Nas análises elásticas lineares e elasto-plásticas foi usado o programa FCEP desenvolvido por António Cardoso e que tem sido utilizado em diversos trabalhos de investigação na Faculdade de Engenharia. A inclusão do modelo de Lade neste programa foi implementada por Almeida e Sousa (1996).

Nas análises com o modelo hiperbólico foi usado o programa PARMOL (Matos Fernandes, 1983; Cardoso, 1987) no qual foram introduzidos recentemente diversos aprimoramentos por Almeida e Sousa (1996).

Todas as análises foram realizadas em tensões efectivas e considerando um equilíbrio axissimétrico.

A Figura 8.1 representa as duas malhas de elementos finitos que foram usadas, resumindo-se as suas características no Quadro 8.1.

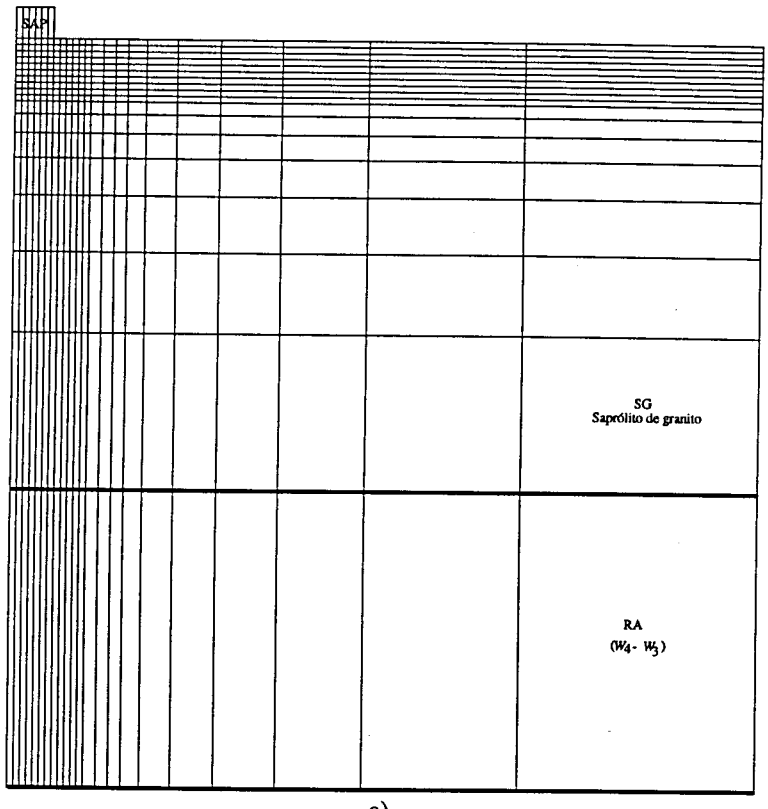
Quadro 8.1 - Características das malhas e elementos adoptados para as análises numéricas da sapata protótipo

Dimensões (m)	Modelo	Tipo de elemento	Nº de elementos	Nº de pontos nodais	Nº de pontos de Gauss
12,0x12,0+0,6x0,5 (maciço+sapata)	Elástico linear	Isoparamétrico de 8 nós	402	1289	1608
	Hiperbólico	Subparamétrico de 4 nós	402	444	1608
	Elasto-plástico com endurecimento (Lade)	Isoparamétrico de 8 nós	143	480	572

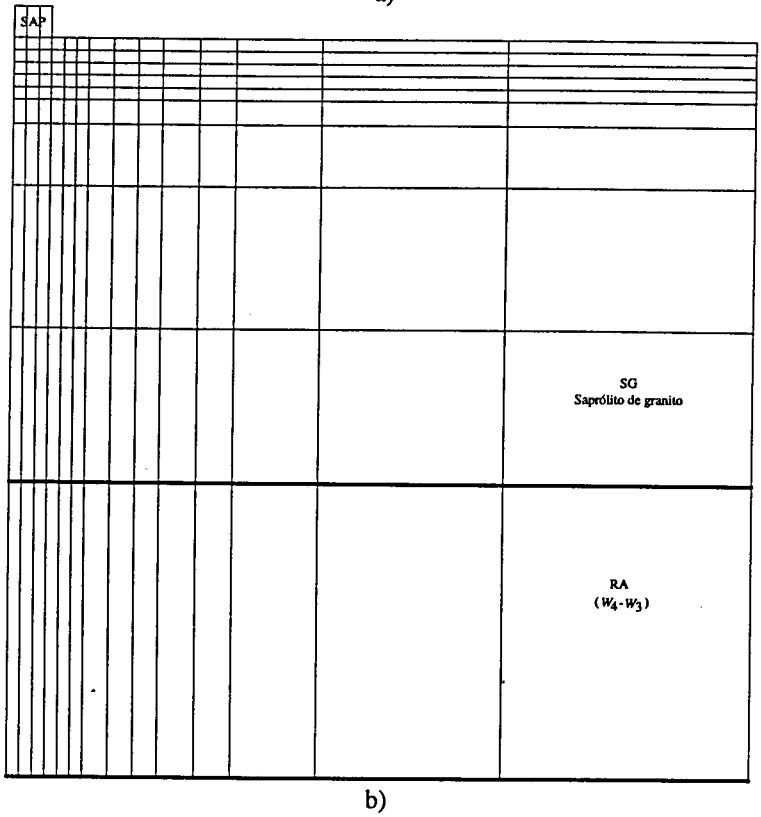
A fronteira lateral esquerda foi considerada no eixo de simetria do problema enquanto a fronteira lateral direita foi situada a 12,0 m (10 vezes o diâmetro da sapata) da primeira. Nestas fronteiras são nulos os deslocamentos horizontais. A fronteira inferior, onde são nulas as duas componentes dos deslocamentos, foi admitida 12,0 m abaixo da base da sapata.

O maciço foi dividido em dois tipos de materiais: (i) até aos 7,5 m de profundidade, o saprólito de granito (designado na Figura 8.1 por "SG") que vem sendo estudado e para o qual foram considerados diversos parâmetros e leis constitutivas adiante especificadas; (ii) abaixo dos 7,5 m o maciço rochoso muito alterado ("RA", na figura), admitido em todas as análises com comportamento elástico linear ($E = 150\,\text{MPa}$; $\nu = 0,3$).

Aos elementos representativos da sapata foi igualmente atribuído comportamento elástico linear ($E = 31\,\text{GPa}$; $\nu = 0,2$).



a)



b)

Figura 8.1 - Malha de elementos finitos: a) problema base: análise elástica linear e com o modelo hiperbólico; b) análise com o modelo elasto-plástico de Lade.

8.2 - ANÁLISES ELÁSTICAS LINEARES

8.2.1 - Módulo de deformabilidade constante

Os primeiros estudos numéricos efectuados consistiram na determinação por retroanálise de módulos de deformabilidade constantes que fornecessem assentamentos coincidentes com a sapata para dois valores da tensão por esta transmitida ao terreno, 100 kPa e 200 kPa, valores estes que se viu já poderem ser considerados típicos de condições de serviço (ver 4.7.1 e 7.2.2).

O Quadro 8.2 resume os resultados obtidos, indicando-se na quarta coluna os módulos referidos. Na quinta coluna do mesmo quadro incluem-se os módulos de deformabilidade obtidos a partir da equação elástica (4.11), considerando uma fronteira rígida à profundidade de 7,5 m (correspondente à transição do saprólito de granito para o maciço rochoso muito alterado, conforme ensaios *in situ*).

Quadro 8.2 - Módulos de deformabilidade constantes do solo saprolítico que ajustam os valores observados no eixo da sapata para as tensões q=100 e 200 kPa. Cálculo (MEF) elástico linear

Pressão aplicada ao terreno (kPa)	Assentamento observado, s (mm)	υ	E_{ref} (MPa) Cálculo Numérico	E_{ref} (MPa) (T.E.)	$E_{(C.N)} / E_{(T.E)}$
100	3,6	0,27	24,10	23,43	1,03
200	9,3	0,27	17,61	18,14	0,96

Como se pode verificar, a concordância dos módulos obtidos das análises numéricas com as deduzidas da equação teórica é francamente boa.

Estes valores dos módulos de deformabilidade sugerem um confronto com os obtidos a partir de ensaios de triaxiais sobre amostras indeformadas e cujas expressões de variação com os níveis de tensão foram antes apresentados (ver Capítulo 6). Para que haja consistência nesse confronto é indispensável, contudo, definir o centro de assentamento resultante da distribuição de deformações verticais em profundidade.

Na Figura 8.2 apresenta-se as distribuições das deformações verticais (ε_v) e dos acréscimos de tensão de desvio ($\delta(\sigma_v - \sigma_h)$) em profundidade, sob o eixo da sapata, do cálculo com q = 100 kPa. Na mesma figura indica-se ainda a profundidade do centro de gravidade do diagrama das deformações verticais considerando a integração até ao limite da

malha (*10·D*). Tendo em conta que o maciço é homogéneo na zona onde se concentra a quase totalidade das deformações, a profundidade do centro de gravidade da figura homóloga da anterior, para o cálculo com $q = 200$ kPa, é praticamente coincidente com esta.

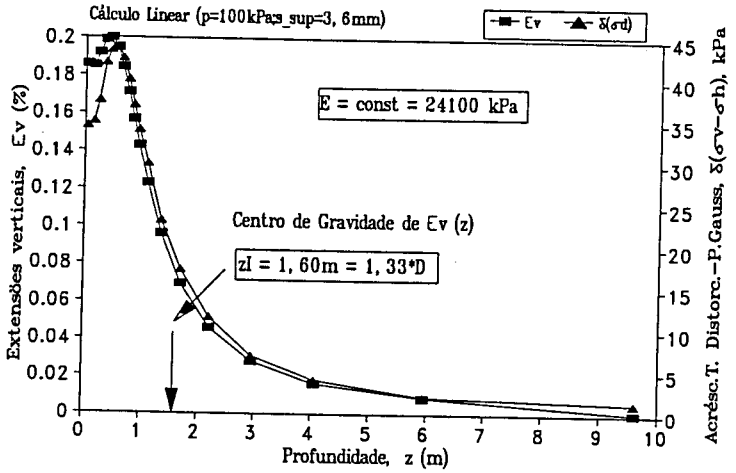


Figura 8.2 - Distribuição em profundidade das deformações verticais (ε_v) e dos acréscimos de tensão distorcional $\delta(\sigma_v - \sigma_h)$ -eixo da sapata. Cálculo numérico linear elástico q = 100kPa.

O Quadro 8.3 inclui o valor obtido para a profundidade desse centro de gravidade e as tensões efectivas de repouso (vertical, horizontal - considerando um coeficiente de impulso em repouso de 0,38 - ver 5.3.2 - e octaédrica) correspondentes.

Quadro 8.3 - Centros de assentamento no eixo da sapata calculados da distribuição de deformações deduzida de cálculo numérico elástico linear com E constante em profundidade.

Pressão aplicada ao terreno	Módulo de referência	Centro de assentamento		Tensões efectivas de repouso correspondentes a z_I (K_0=0,38)		
q (kPa)	E_{ref} (MPa)	z_I (m)	$\alpha = z_I / D$	σ'_{v0}(kPa)	σ'_{h0}(kPa)	p'_0(kPa)
100	24,10	1,60	1,33	26,0	9,9	15,2
200	17,61	1,60	1,33	26,0	9,9	15,2

Reportando às leis de variação dos módulos de deformabilidade tangentes iniciais deduzidos dos ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna (*CLASSELE* e PUC/RJ) e considerando as três gamas de valores definidas em 6.11.3.2 ($E_{ti,0}$, $E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$, correspondentes às três zonas então identificadas como linear elástica, não linear elástica e plástica, ou de "pequenas", "médias" e "grandes" deformações, respectivamente), é possível estabelecer uma correspondência entre os valores dos módulos mais representativos deduzidos

dos ensaios triaxiais realizados sob condições de confinamento representativas do centro de assentamento e os módulos retroanalisados das análises elásticas acima apresentadas. No Quadro 8.4 apresenta-se esse estudo de indexação considerando três valores do coeficiente de impulso em repouso: (i) K_0=1,0; (ii) K_0=0,5 e (iii) K_0=0,38 (este último deduzido dos ensaios com o SBPT - 5.5.4.1).

Quadro 8.4 - Tensões de consolidação recomendadas para ensaio triaxiais *CID* de compressão clássica para definição do módulo de deformabilidade a partir do E_{ti}.

Pressão aplicada ao terreno	Sapata		Estado de tensão (Ensaios Triaxiais)			E_t (MPa), definido por (A.6.4.4)		
q_{ref} (kPa) ; $\frac{q_{ult}}{q_{apl}}$	E_{ref} (MPa)	z_I (m)	σ'_{v0} (kPa)	K_0	σ'_{h0} (kPa)	$E_{ti,0}$ K=1162 n=0,640 R_f= 0,9	$E_{ti,i}$ K=738 n=0,598 R_f= 0,9	$E_{ti,h}$ K=347 n=0,539 R_f= 0,9
100 ; 9,5	**24,1**	1,60	26,0	1	26,0	49,3	33,1	16,9
				0,5	**13,0**	**23,5**	16,3	8,6
				0,38	9,9	17,4	12,2	6,6
200 ; 4,7	**17,6**	1,58	25,8	1	25,8	49,1	33,0	16,8
				0,5	**12,9**	23,5	**16,2**	8,6
				0,38	9,8	17,3	12,1	6,5

Dos valores do quadro pode-se concluir que:

(i) os módulos tangentes iniciais são muito sensíveis à gama de deformações considerada no tratamento numérico envolvido na modelação hiperbólica; a definição paramétrica parece ser razoavelmente indexada a três estados (já antes identificados) dos quais só os módulos tangentes iniciais definidos a partir dos dois primeiros ("pequenas" e "médias" deformações) parecem retratar convenientemente a deformabilidade do maciço sob as tensões relativamente baixas comunicadas pela sapata em análise;

(ii) só a instrumentação interna das deformações axiais permite definir com rigor estes estágios para pequenas e médias deformações, cuja caracterização importa de sobremaneira a obras deste tipo;

(iii) os módulos tangentes iniciais definidos nos ensaios triaxiais *CID* (aos quais corresponde K_0 = 1) sobrestimam os módulos retroanalisados do ensaio à escala real para os níveis de serviço considerados; pelo contrário, os módulos tangentes

para o valor da tensão de desvio correspondente a K_0 = 0,5 (ou, pela reprodutibilidade identificada em 6.11.3.3, pela realização de um ensaio correspondente *CAD*) parecem representar convenientemente os módulos elásticos retroanalisados;

(iv) o coeficiente de impulso em repouso, bem fundamentado em resultados experimentais (K_0=0,38), é inferior ao valor mais consonante com os resultados obtidos (K_0=0,5); de facto, os módulos deduzidos para o nível distorcional correspondente ao primeiro valor são mais baixos do que os retroanalisados pelo ensaio da sapata, particularmente para a mais baixa tensão aplicada; a razão para este facto resulta, muito provavelmente, de alguma perturbação das amostras.

Esta última constatação é, aliás, a base da opção pelo valor de K_0=0,5 para as análises numéricas apresentadas nos parágrafos que se seguem, procurando desta forma manter alguma consistência entre os parâmetros definidores do estado de tensão inicial e de deformabilidade deduzidos dos ensaios de laboratório.

8.2.2 - Módulo de deformabilidade linearmente crescente em profundidade. Referência aos ensaios de penetração estática (CPT)

Ainda numa perspectiva de cálculo numérico em condições elásticas, realizaram-se cálculos semelhantes aos anteriores mas considerando que o valor do módulo de deformabilidade cresce com a profundidade dos elementos, por uma expressão linear do tipo da equação (4.35), apresentada em 4.7.2.3:

$$E(\text{MPa}) = E_0 + k \cdot z = \alpha \cdot q_c = \alpha \cdot (4{,}68 + 1{,}47 \cdot z, \text{m})$$

Os cálculos realizados tiveram, à semelhança dos descritos anteriormente, o objectivo de definir para que valores da constante de proporcionalidade (α) convergem os valores observados e calculados do assentamento da sapata, para as tensões de 100 e 200 kPa. Foi considerado do mesmo modo o coeficiente de Poisson igual a 0,27.

No Quadro 8.5 apresenta-se as constante de proporcionalidade e os valores dos assentamentos das marcas superficiais que foram observados e os obtidos nos cálculos numéricos.

Quadro 8.5 - Valores de α $(= E / q_c)$ considerando $q_c = 4{,}68 + 1{,}47 \cdot z$ (MPa, m). Ajuste dos assentamentos observados no ensaio da sapata e calculados (MEF), admitindo módulo de deformabilidade crescente em profundidade.

Pressão aplicada q (kPa)	α	Assentamento da base da sapata (mm)		Assentamentos das marcas superficiais (mm)					
				M_1		M_2		M_3	
		Observado	Calculado	Observado	Calculado	Observado	Calculado	Observado	Calculado
100	4,1	3,6	3,6	1,87	1,35	0,45	0,50	0,10	0,21
200	2,9	9,3	9,4	3,33	3,60	1,00	1,33	0,28	0,54

Como se pode observar, facto que já havia sido assinalado na análise com base nas formulações adaptadas da Teoria da Elasticidade, considerando o grau de não homogeneidade definido a partir da análise conjunta dos ensaios da sapata e das placas, bem como da instrumentação complementar da sapata (ver 4.7.2), a relação entre o módulo de deformabilidade e o valor de q_c(CPT) é muito próxima das propostas correntes para maciços arenosos sedimentares ($\alpha = 3$, em Schmertmann, 1970;78), quando se trata da tensão mais elevada, correspondente ao menor coeficiente de segurança em relação à carga última. Esse valor é sensivelmente superior quando se refere à tensão mais baixa e mais consonante com os valores deduzidos em ensaios à escala real sobre solos residuais brasileiros (ver 2.5.6).

Destes resultados destaca-se a conclusão, já identificada noutros pontos deste trabalho, de que o parâmetro de correlação entre o módulo de deformabilidade do maciço e a resistência de ponta do CPT, para estimativa do assentamento por via elástica, depende do nível da tensão aplicada ou, o que é o mesmo que dizer, do critério de segurança adoptado. Este critério depende naturalmente do estado limite condicionador. Assim, resumem-se no Quadro 8.6 os critérios associáveis a estes valores de α.

Quadro 8.6 - Critérios limites associáveis aos valores de α $(= E / q_c)$

α	Critério de deformabilidade s/B $(B=1{,}2m)$	Coeficiente de segurança global $F_s (= q_{ult} / q_{apl})$ (*)
4	0,3 %	10
3	0,8 %	5

(*) ver estimativa em (4.7.2.3) e seguir as observações sobre rotura nos pontos 8.4 e 8.5

Em termos da prática corrente de dimensionamento de fundações, e quando se admite uma lei de variação linearmente crescente de q_c em profundidade (situação mais corrente em maciços deste tipo), considera-se a profundidade do centro de assentamento a que deve estar associado um módulo de deformabilidade equivalente, a usar na expressão simplificada da

Teoria da Elasticidade. Essa profundidade depende, segundo a proposta semi-empírica de Burland e Burbidge (1985), do grau de heterogeneidade $(E_0 / k \cdot D)$. Para o caso em análise, em que tal grau vale 2,6, resultaria, segundo aquela proposta, um valor da profundidade do centro de assentamento próxima de $1 \cdot B$, ou seja, igual ao diâmetro da própria sapata.

Tendo-se estimado dos resultados destes cálculos numéricos, nos mesmos termos antes descritos para as análises elásticas com módulos constantes, o centro de gravidade do diagrama de deformações verticais em profundidade ao longo do eixo da sapata, foram obtidos valores de z_I=1,04·B e z_I=1,06·B, para, respectivamente, o ajuste de valores às tensões de 100 e 200 kPa, que confirmam numericamente as hipóteses semi-empíricas dos autores citados.

A comparação dos assentamentos observados e calculados das marcas na superfície adjacente à sapata revela a tendência de os últimos serem, de uma forma geral, superiores aos primeiros. Este facto é consequência da limitação do modelo elástico linear, como mostram os resultados das análises não lineares que seguidamente se apresentam.

8.3 - ANÁLISES COM O MODELO HIPERBÓLICO

8.3.1 - Parâmetros do modelo hiperbólico usados nos cálculos

Os parâmetros do modelo hiperbólico deduzidos dos ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas foram apresentados no Capítulo 6 e a formulação geral deste modelo não linear elasto-pseudo-plástico foi descrita no Anexo A.6.4.

No caso presente, o estado de tensões efectivas de repouso é distinto do isotrópico, pelo que é importante definir conveniente o valor de K_0, dado que este tipo de análise segue um processo incremental a partir de um estado de tensão distorcional inicial, assim diferente de zero. Os valores dos parâmetros de deformabilidade tangentes iniciais (E_t e υ_t) foram definidos a partir da lei geral de dependência destes parâmetros com a tensão efectiva de confinamento e com o nível de tensão, estabelecida a partir dos ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna. Pela análise apresentada no parágrafo 6.11.3.3 constatou-se que os valores dos módulos tangentes iniciais definidos directamente a partir de um ensaio multifásico consolidado com $K_0 = 0{,}5$ (valor que será agora considerado nos cálculos pelas razões já apontadas) e os módulos tangentes no nível de tensão de desvio correspondente a essa condição anisotrópica, mas partindo da lei hiperbólica definida pelos ensaios *CID*, na

gama de pequenas deformações, praticamente coincidem, razão pela qual se admite válido aquele pressuposto.

Os parâmetros do modelo hiperbólico dependem fortemente daquela gama de valores das respostas de tensão-deformação, facto ilustrado pelos distintos K_{ti} e n_{ti} apresentados no Quadro 6.38, bem como nas curvas comparadas dos resultados dos ensaios triaxiais *CLASSELE* e PUC/RJ e as modeladas hiperbolicamente para diferentes valores de R_f, considerando os três conjuntos de parâmetros, e representadas, respectivamente, nas Figuras 6.93, 6.94 e 6.95. Foi então salientado que a modelação hiperbólica das curvas dos ensaios realizados não os representa convenientemente, e muito particularmente ao longo de todo o seu desenvolvimento, sendo que a modelação a partir dos parâmetros K e n deduzidos de $E_{ti,0}$ ajusta bem as curvas para os níveis muito baixos de tensões distorcionais mas subestima a deformabilidade no cômputo geral das mesmas. Pelo contrário, as curvas modeladas a partir de $E_{ti,h}$ acompanham muito razoavelmente o desenvolvimento final das curvas mas afastam-se das dos ensaios, sobrestimando a deformabilidade, nos níveis baixos a médios de tensão. A modelação a partir de $E_{ti,i}$ situa-se num compromisso entre as duas anteriores.

Só perante os resultados da modelação da sapata experimental foi possível enquadrar a melhor opção, cujo desenvolvimento será feito no ponto que se segue. É essencial, no entanto, salientar dois factores condicionadores de uma análise deste tipo. Por um lado, uma análise que usa um modelo como o hiperbólico, só pode ser teoricamente considerada representativa para níveis de tensão em que o desenvolvimento de zonas plastificadas no maciço não condicione o comportamento global do mesmo, enquanto, por outro, a aproximação hiperbólica da resposta de tensão-deformação pode manifestar-se insuficiente para a modelação destes solos de mais acentuada não linearidade de rigidez.

• Questão essencial na implementação de um modelo integrador da resposta deformacional de um maciço solicitado por uma fundação superficial é, sem dúvida, a adequada consideração da resposta volumétrica do mesmo. Por isso, é importante, dado que se trata de uma formulação baseada na Teoria da Elasticidade, definir com algum rigor o valor do coeficiente de Poisson que melhor medianize a resposta, ou melhor, a variação do mesmo com as tensões octaédricas e distorcionais. No parágrafo 6.11.3.5 apresentaram-se os resultados obtidos a partir da formulação hiperbólica associada a esta variação (Anexo A.6.4), tendo-se resumido os parâmetros deduzidos dos ensaios triaxiais mais significativos no Quadro 6.52. Antes porém de uma abordageme deste tipo, em concordância com a prática corrente e para que a análise de sensibilidade das várias opções se faça com maior rigor, considerou-se um valor constante do coeficiente de Poisson ($\nu = 0{,}27$), valor representativo dos estados de tensão em repouso mais baixos e de moderadas tensões distorcionais. Este

valor foi, aliás, considerado nas análises numéricas elásticas lineares apresentadas no início deste capítulo.

Notoriamente, uma das importantes limitações deste modelo é o facto de os valores do coeficiente de Poisson se limitarem a 0,5, podendo constituir óbice a um bom desempenho em zonas com plastificações importantes e próximas da rotura. Esta questão é sobretudo importante para baixos valores das tensões de confinamento e(ou) solos com tendência dilatante positiva.

Numa perspectiva de análise de sensibilidade, e para definir a melhor opção de parametrização em função da diversidade de parâmetros de cálculo que acima se identificaram, utilizando a malha e a ferramenta de cálculo de elementos finitos atrás descritos, realizaram-se os cálculos apresentados no Quadro 8.7. Em todos os casos consideraram-se os parâmetros de resistência antes identificados ($\phi' = 36{,}8°$; $c' = 11{,}6\,\text{kPa}$) e o coeficiente de impulso em repouso igual a 0,5.

As opções paramétricas procuraram responder à sensibilidade do comportamento constitutivo deste solo que havia sido identificada aquando das análises dos resultados dos ensaios triaxiais e que foram apresentadas no Capítulo 6. Assim, numa primeira vertente, foram considerados os parâmetros de primeira carga relativos às três zonas de "baixas", "médias" e "grandes" deformações (que se traduzem, respectivamente, pelos módulos tangentes iniciais: $E_{ti,0}$, $E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$ - ver 6.11.3.2). Quanto ao valor do coeficiente de Poisson, este foi considerado, num primeiro cálculo, constante e igual a 0,27, admitindo-se nos restantes a sua variação com o estado de tensão, à luz da evolução da resposta volumétrica nos ensaios triaxiais (ver 6.11.3.5). Ainda foi considerada a variação do parâmetro de ajuste à rotura, considerando o valor médio da retroanálise do modelo hiperbólico para os parâmetros relativos às "pequenas" e "médias" deformações (valor mais elevado: R_f=0,9) e o valor relativo às "grandes" deformações (valor mais baixo: R_f=0,7) - ver Quadro 6.42. Refira-se que, em termos de estado de tensão efectiva de repouso, o último valor representa mais directamente os resultados dos ensaios com tensões efectivas de consolidação mais baixas (σ'_c=10 kPa).

8.3.2 - Discussão dos resultados

Nas Figuras 8.3 a 8.11 apresenta-se as curvas calculadas pelas hipóteses anteriores, comparando-as com a observada no ensaio da sapata.

Quadro 8.7 - Cálculos numéricos realizados para simulação da sapata experimental com recurso ao modelo hiperbólico. Resumo dos parâmetros utilizados.

Cálculo	H_1	H_2	H_3	H_4	H_5	H_6	H_7	H_8	H_9	H_{10}
K_{ti}; n_{ti} (1)	1162; 0,640 (1a)					738; 0,598 (1b)		347; 0,539 (1c)		(1a)
K_{dr} (2)	1540 (2a)				1162(2b)	978 (2c)		978 (2c)		(2a)
R_f (3)	0,9	0,9	0,9	0,7	0,9	0,9	0,7	0,9	0,7	0,9
υ (4)	0,27	*Var1*(4a)	*Var2*(4b)	*Var1*(4a)	*Var1*(4a)	*Var1*(4a)	*Var1*(4a)	*Var1*(4a)	*Var1*(4a)	*Var1*(4c)

(1) parâmetros de primeira carga relativos aos três ramos de deformabilidade antes identificados e correspondentes às três zonas (ver 6.11.3.2): (1a) de "pequenas" deformações ($E_{ti,0}$); (1b) de "médias" deformações ($E_{ti,i}$); (1c) de "grandes" deformações ($E_{ti,h}$); todos determinados a partir de instrumentação interna da deformação axial dos provetes nos ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas;

(2) parâmetros de descarga-recarga determinados como se segue: (2a) obtido a partir do valor de referência (2c) na proporção de E_{ti} para considerar o efeito das pequenas deformações; (2b) consideração de um módulo de descarga-recarga igual ao de primeira carga admitindo um controlo em extensão pela resposta em primeira carga sob trajectórias clássicas de compressão; (2c) valor de referência determinado em ciclos intermédios de descarga-recarga a partir de instrumentação interna dos provetes dos ensaios triaxiais mais significativos (*CLASSELE e* PUC/RJ);

(3) a variação dos valores de R_f com os parâmetros K e n foi analisada em 6.11.3.2 (ver Quadro 6.42), tendo-se constatado que o valor de 0,9 corresponde mais directamente à modelação por via dos valores das zonas de pequenas e médias deformações, enquanto o valor de 0,7 ajusta melhor para os parâmetros de grandes deformações; foi feita a análise adoptando o coeficiente de Poisson variável por se considerar mais representativa da realidade;

(4) análises em que se considerou o efeito do coeficiente de Poisson na resposta do maciço, com relevo para, após se admitir o valor constante de 0,27 (valor próximo do "elástico" e mais representativo de estados de tensões efectivas de repouso e distorcionais mais baixas, considerado nos cálculos numéricos lineares elásticos - ver 8.2), a adopção da lei hiperbólica de variação do coeficiente de Poisson com o estado de tensão (ver 6.11.3.5 e Anexo A.6.4): (4a) *Var1*: d=12,8; F=0,161; G=0,182 (todos os ensaios com $\sigma'_c \leq 100\,\text{kPa}$); (4b) *Var2*: d = 17,8; F=0,178; G=0,108 (*CLASSELE* com $\sigma'_c \leq 100\,\text{kPa}$); (4c) consideração do coeficiente de Poisson variável por modelação hiperbólica a partir dos ensaios de compressão triaxial clássica (*Var1*: d=12,8; F=0,161; G=0,182) nos elementos subjacentes à base da sapata e constante e igual a 0,1 nos elementos laterais à prumada vertical da borda da mesma.

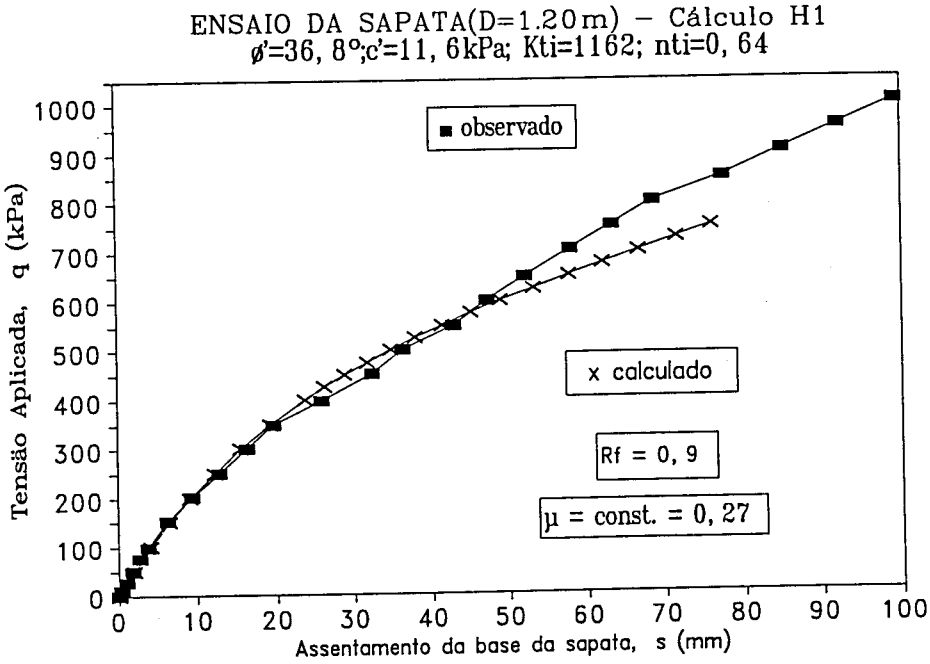


Figura 8.3 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_1.

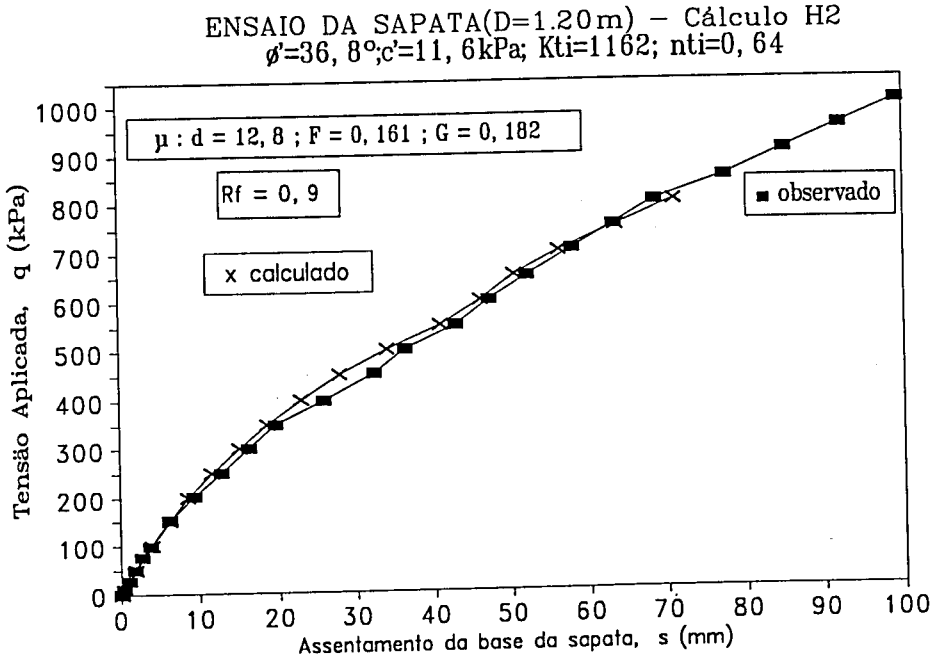


Figura 8.4 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_2.

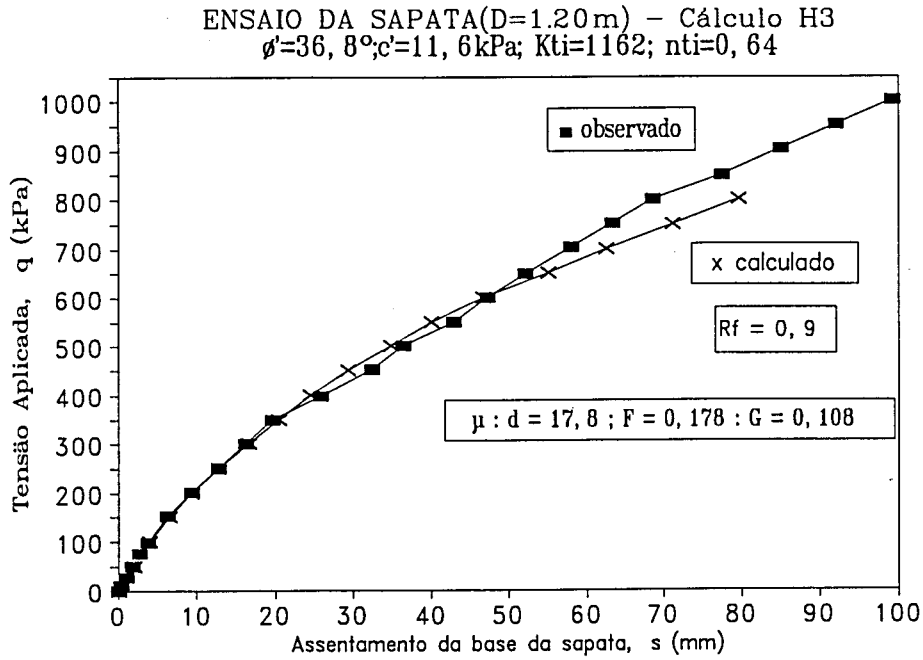


Figura 8.5 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_3.

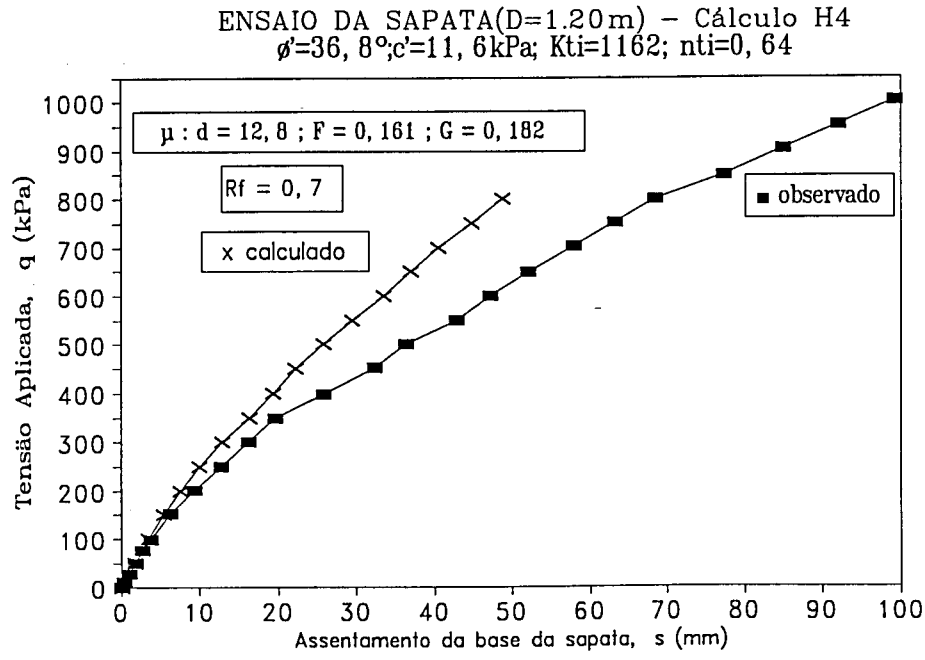


Figura 8.6 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_4.

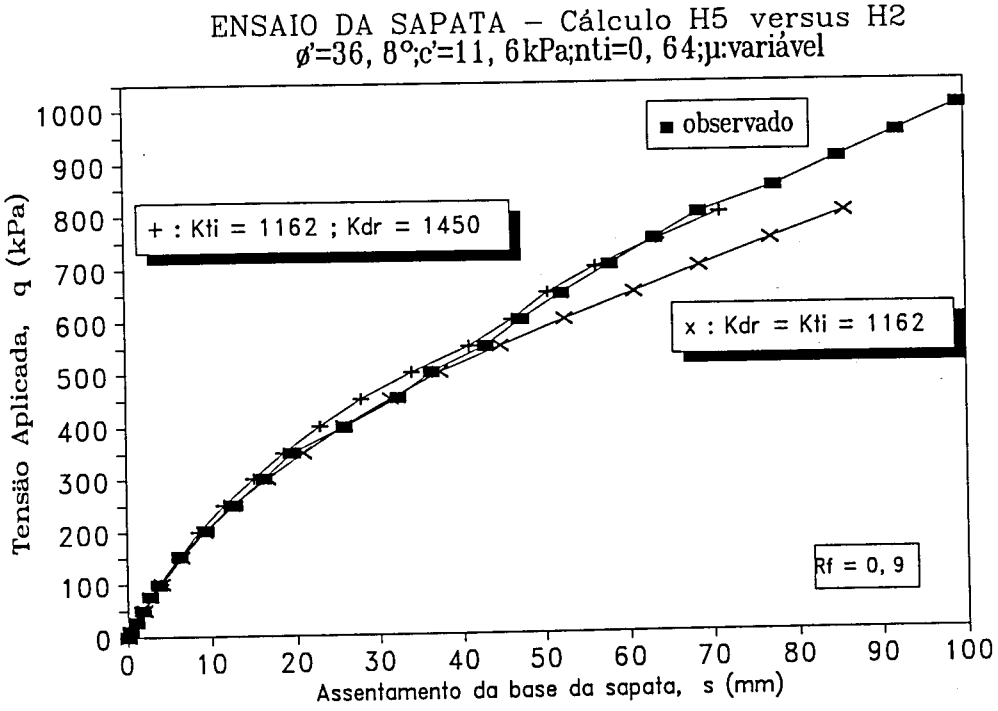


Figura 8.7 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_5. Avaliação do efeito da anisotropia.

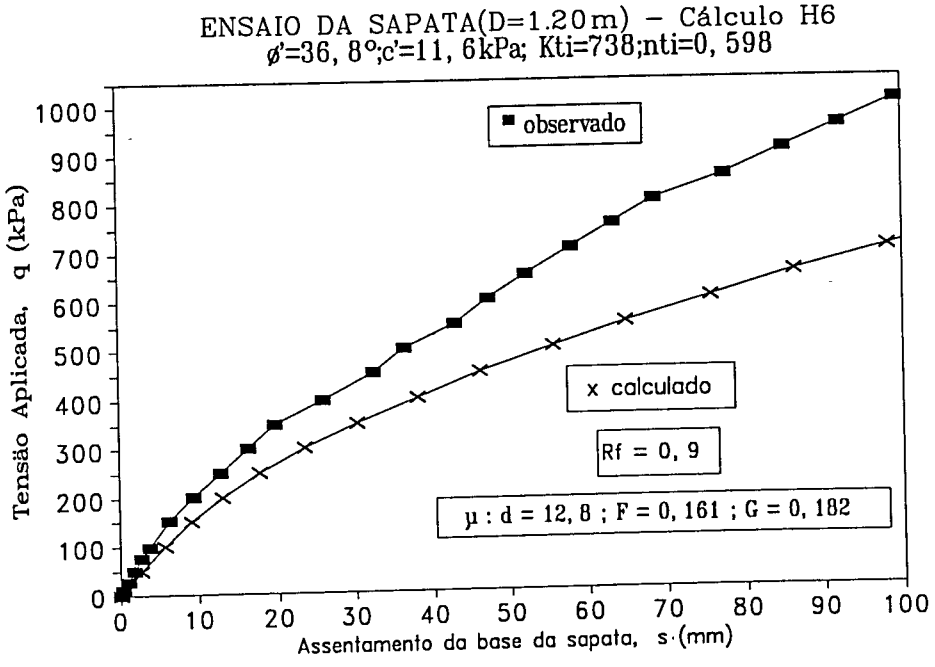


Figura 8.8 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_6.

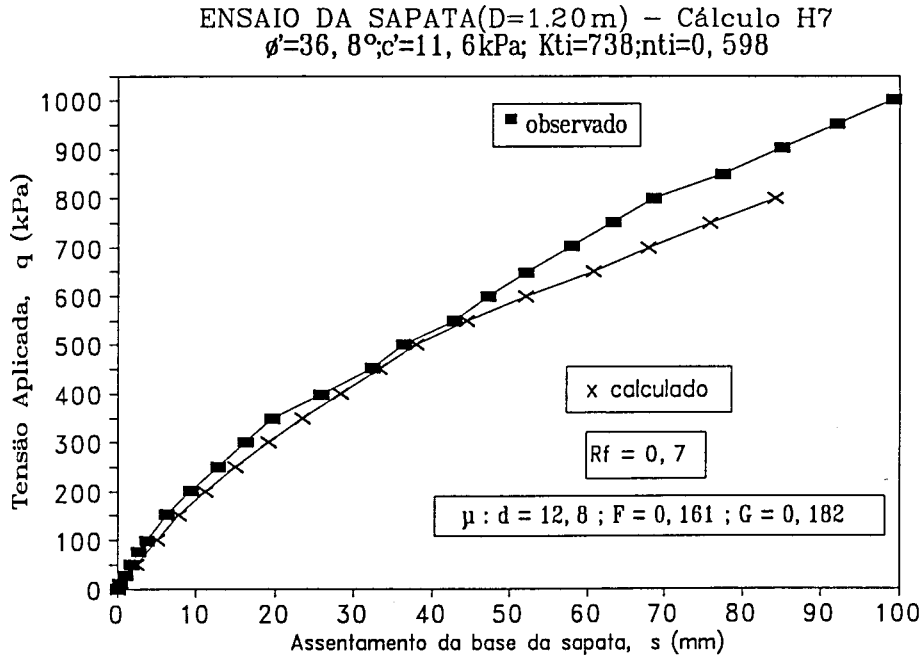


Figura 8.9 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_7.

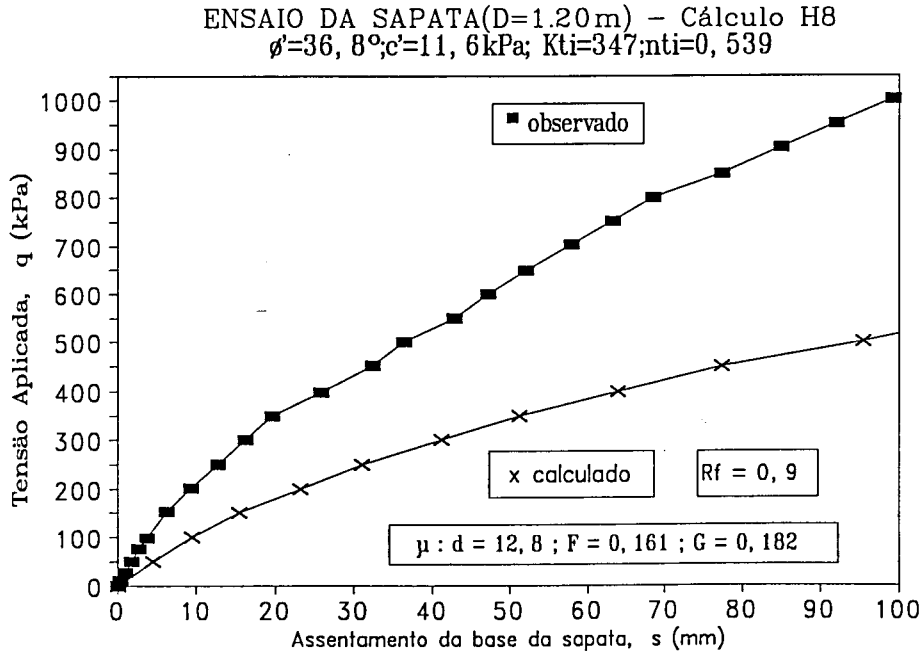


Figura 8.10 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_8.

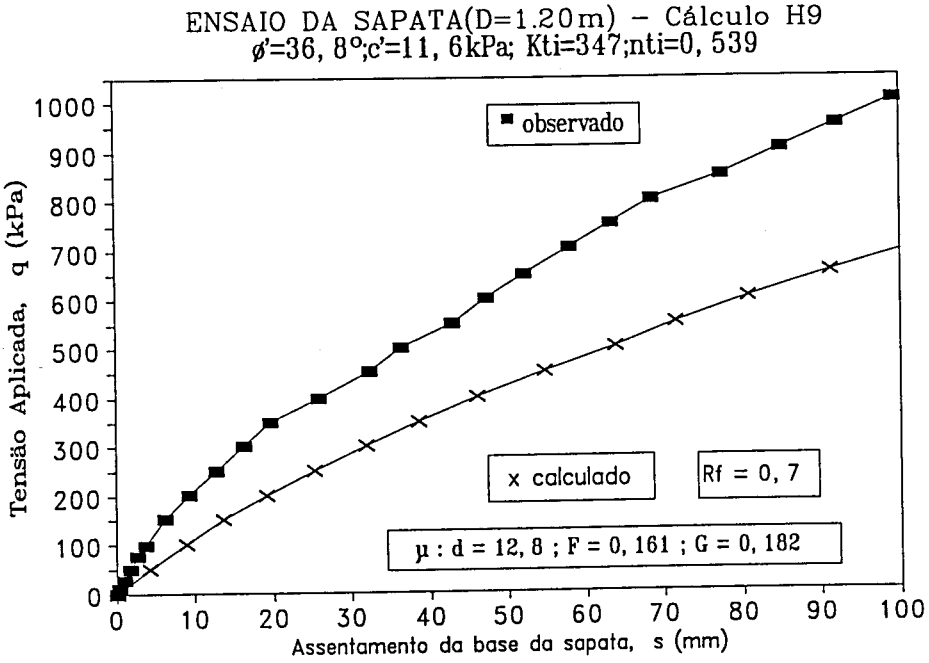


Figura 8.11 - Curvas resultantes da observação do ensaio da sapata e da análise numérica (MEF) com recurso ao modelo hiperbólico. Cálculo H_9.

Da análise da Figura 8.3, correspondente ao cálculo H_1, verifica-se que o ajuste da curva do cálculo à observada é excelente para tensões até cerca de 600 kPa. Admite-se, assim, que a modelação do comportamento de uma fundação sujeita a cargas representativas das condições de serviço usuais deve ter em consideração os parâmetros deduzidos na gama das "pequenas" deformações ($E_{ti,0}$) e um coeficiente de Poisson modesto, mais consonante com as respostas iniciais das deformações volumétricas *versus* tensões distorcionais (ver 6.11.3.5).

É interessante reportar às curvas de variação do coeficiente de Poisson com os níveis de tensão-deformação (ver 6.11.3.5) para verificar que os valores daquele parâmetro são mais baixos do que o adoptado até níveis de tensão de cerca de 20% da tensão normalizada (q/q_f) e sobem a partir daí. Foi então ilustrado que, para níveis intermédios dessa tensão normalizada (q/q_f até 60 a 70%), a lei de variação do coeficiente de Poisson que recorre a uma formulação do tipo hiperbólica parece representar muito consistentemente a resposta volumétrica associada aos estados de tensão mobilizados (ver Figuras 6.104 e 6.105). Refira-se que esta formulação só é válida para valores do coeficiente de Poisson menores que 0,5, pelo que nos casos de tendência dilatante positiva o modelo não pode retratar as verdadeiras tendências de variação volumétrica.

A importância do coeficiente de Poisson traduz-se muito particularmente na grandeza das deformações volumétricas, com claro reflexo na evolução das tensões médias efectivas de

confinamento ao longo do carregamento do maciço. Este factor traduz-se no referido bom ajuste da curva da sapata para tensões moderadas (q / q_{ult}<60%) aquando da consideração de ν =0,27 (Figura 8.3) e em alguma discrepância para as tensões mais elevadas. Esta questão viria a ser resolvida pela realização de análises em que se considerou a variação de ν igualmente por meio da modelação hiperbólica (cálculos H_2 a H_9).

Os resultados das análises H_2 a H_3 com consideração da lei hiperbólica de variação do coeficiente de Poisson e os mesmos parâmetros do primeiro cálculo, estão representados nas Figuras 8.4 e 8.5, em termos de assentamentos da base da sapata. As duas análises distinguem-se pelos valores dos parâmetros *d*, *F* e *G* correspondentes à consideração de todos os ensaios *CID* e CK_0D em compressão triaxial ou só adoptando os ensaios *CLASSELE* (ambos com $\sigma'_c \leq 100\,\text{kPa}$), respectivamente para os cálculos H_2 e H_3 (ver Quadro 6.52). Da observação daquelas curvas constata-se que a diferença entre as duas análises não é significativa, sendo a correspondente ao cálculo H_3 ligeiramente mais ajustada nos primeiros níveis de carregamento mas subestimando, em contrapartida, os valores observados a partir de cerca de 65% da rotura. Sendo o parâmetro *d* o que controla mais directamente a dependência com o nível de tensão distorcional, parece, assim, que o seu valor deverá ser mais realisticamente representado por 12,8, considerado no cálculo H_2. A simulação correspondente ao cálculo H_2, embora incipientemente sobrestimadora numa zona intermédia de níveis de carga, pode pois ser considerada como bem ajustada ao caso presente.

Os cálculos H_6 e H_8, correspondentes às Figuras 8.8 e 8.10, retomam os parâmetros do cálculo H_2, mas adoptando os valores *K* e *n* deduzidos nas zonas de "médias" e "grandes" deformações nos ensaios triaxiais, respectivamente (parametrização feita em torno de valores dos ensaios triaxiais situados nas zona de estado meta-estável, não-linear e com plastificações progressivas). Como se pode constatar da observação dos resultados obtidos, a consideração destes parâmetros resulta numa clara sobrestimação da deformabilidade do maciço, particularmente quando considerados os relativos à gama mais elevada e que correntemente rege as modelações das curvas dos ensaios triaxiais. De facto, a tendência usual para definição dos parâmetros do modelo hiperbólico a partir dos valores das curvas de resposta dos ensaios triaxiais entre 70 e 95% de q/q_f, prática que foi desenvolvida para solos argilosos normalmente consolidados, de respostas normalizadas e manifestamente distintas dos solos naturais com estruturas de cedência progressiva, revela-se desajustada à modelação do comportamento mecânico para pequenas deformações em solos residuais, mesmo tendo em conta as vantagens do uso da instrumentação interna das deformações axiais nos provetes ensaiados em câmaras triaxiais, tão exaustivamente identificadas nos capítulos anteriores.

A questão da consideração de valores mais baixos de R_f (=0,7), como forma de ajustar as simulações às curvas reais, foi contemplada nas análises H_4, H_7 e H_9, em que se adoptaram, respectivamente, os três conjuntos de parâmetros K e n correspondentes a $E_{ti,0}$, $E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$ e a variação hiperbólica do coeficiente de Poisson. Da análise das respectivas figuras (8.6, 8.9 e 8.11), verifica-se que a introdução do valor de R_f=0,7 acarreta uma rigidificação ao longo da curva, em relação aos cálculos com R_f=0,7 e com os restantes parâmetros iguais, que aparentemente se ajusta bem aos valores observados no caso do cálculo H_7. No entanto, a consideração de R_f=0,7 simula pouco consistentemente as curvas dos próprios ensaios triaxiais, particularmente nas imediações da rotura, e, por isso, deve ser considerada com alguma reserva.

De facto, numa primeira análise, os resultados do cálculo H_7 são aparentemente bem ajustados aos valores observados. No entanto, a curva simulada tem um comportamento mais suave e de valores conservativos para os assentamentos dos primeiros escalões de carga, desajustando-se claramente para pressões acima de 500 kPa. Esta suavização do andamento da curva logo para os primeiros escalões de carga, traduz a inadequação dos parâmetros definidos a partir dos ramos de "médias" deformações para reproduzir o comportamento mais rígido e algo linear da verdadeira resposta do maciço quando solicitado para níveis de carga moderados. Esta é uma das características de solos com reserva estrutural, fruto da cimentação interparticular, que só a modelação a partir de ramos de "pequenas" deformações pode traduzir (cálculo H_2). Considera-se, assim, que a adopção de $R_f = 0{,}7$ deve ser visto mais como artifício numérico do que como reflexo dos valores deduzidos pelos ajustes à rotura simulados nos vários ensaios realizados. De facto, só para tensões efectivas de consolidação muito baixas (σ'_c = 10kPa) se obtêm valores de R_f mais próximos de 0,7 do que do valor médio, $\overline{R_f} = 0{,}9$ (ver Quadro 6.48). Embora o estado de tensão efectiva de repouso da zona mais intensamente envolvida pelo carregamento da sapata (por hipótese entre as profundidades de *0,5* a *2·B*) possa ser associado àquela tensão de consolidação de 10 kPa, logo após as primeiras cargas, e dado que as trajectórias de tensões dos pontos subjacentes à base da sapata envolvem mais rápidos crescimentos da tensão média efectiva do que nos ensaios de compressão clássica, o maciço passa a ser regido pelas respostas constitutivas de tensões efectivas médias mais elevadas, que traduzem valores de R_f mais próximos da média dos ensaios triaxiais que forneceram valores de R_f aproximados a 0,9.

Pode-se, assim, concluir que os parâmetros do modelo hiperbólico deduzidos dos ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas que melhor se ajustam à resposta da sapata foram os seguintes:

(i) $K_{ti} = 1162$, $n_{ti} = 0{,}640$ e $R_f = 0{,}9$, $\phi' = 36{,}8°$, $c' = 11{,}6\,\text{kPa}$, deduzidos dos ensaios triaxiais *CID* sobre amostras de 100 mm de diâmetro (com $\sigma'_c \leq 100\,\text{kPa}$), com instrumentação interna das deformações axiais dos provetes, e para as gamas de deformações mais baixas, correspondentes à zona estável ou de estrutura natural mais preservada;

(ii) d=12,8, F=0,161 e G=0,182, para a modelação do coeficiente de Poisson, correspondentes a todos os ensaios triaxiais *CID* e *CAD* sobre amostras de 100mm de diâmetro (com $\sigma'_c \leq 100\,\text{kPa}$), com a definição da resposta volumétrica feita através das extensões axiais e volumétricas deduzidas da instrumentação externa; as razões desta opção já foram identificadas no Capítulo 6 e prendem-se com a necessidade de compatibilizar medições de rigor semelhante e afectadas dos mesmos factores de erro no cálculo da extensão radial; não se dispondo de meios directos de medição da extensão radial considera-se, assim, mais correcta esta opção.

O bom ajuste das simulações da resposta do ensaio da sapata a partir do modelo parametrizado conforme estas últimas hipóteses, salienta a importância da consideração da variação do coeficiente de Poisson com os níveis de carga no caso de materiais deste tipo em que a resposta dilatante não é de todo negligenciável.

Antes de analisar as distribuições de tensões e deformações resultantes dos cálculos numéricos atrás descritos, e em prol de uma melhor sistematização das tendências descritas, apresenta-se nas Figuras 8.12 e 8.13 os dois conjuntos das curvas de assentamento da base da sapata considerando três cálculos com distintos parâmetros de dependência do módulo de deformabilidade tangente inicial (para as três hipóteses $E_{ti,0}$, $E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$), fixando a lei de variação do coeficiente de Poisson e distinguindo-se pelo valor de R_f igual a 0,9 e a 0,7, respectivamente.

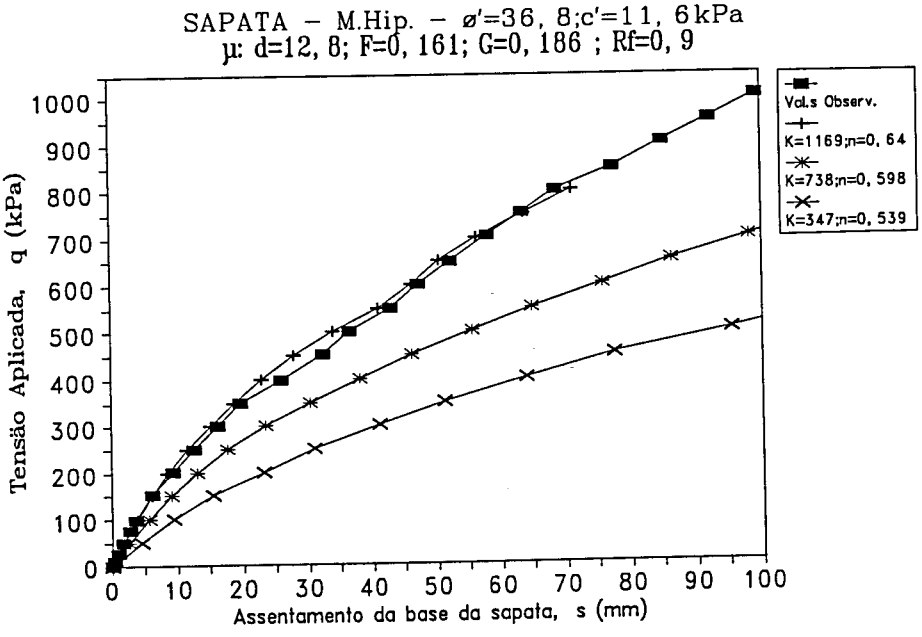


Figura 8.12 - Curva observada do ensaio da sapata *versus* simulação por elementos finitos, considerando o modelo hiperbólico com parâmetros deduzidos a partir de: a) $E_{ti,0}$; b) $E_{ti,i}$ e c) $E_{ti,h}$ e υ variável. Consideração de $R_f = 0{,}9$.

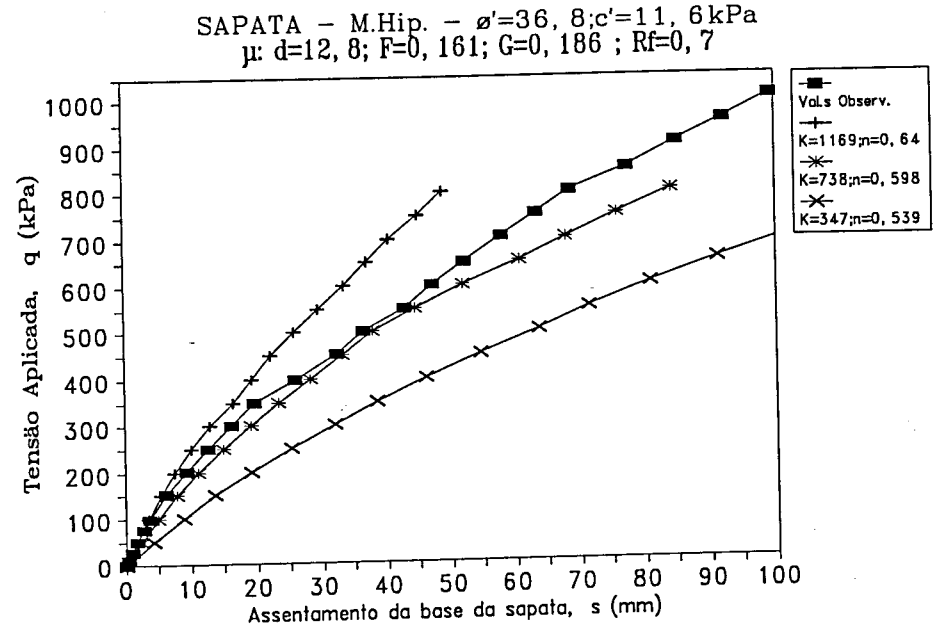


Figura 8.13 - Curva observada do ensaio da sapata *versus* simulação em MEF, considerando o modelo hiperbólico com parâmetros deduzidos a partir de: a) $E_{ti,0}$; b) $E_{ti,i}$ e c) $E_{ti,h}$ e υ variável. Consideração de $R_f = 0{,}7$.

Obtém-se, assim, uma panorâmica de conjunto que permite reiterar as conclusões acima apresentadas sobre a representatividade de cada opção paramétrica em termos de modelo hiperbólico e que se resumirão como se segue:

(i) só as análises que se baseiam no módulo de deformabilidade tangente inicial, definido nos ramos mais baixos das curvas dos ensaios triaxiais ($E_{ti,0}$), parecem representar convenientemente, e ao longo dos escalões de carga considerados, a resposta real da sapata;

(ii) o valor de R_f=0,9 parece ajustar-se bem ao modelo, particularmente na definição global da curva observada, enquanto que a opção por R_f=0,7 mostra-se desajustada aquando da consideração dos parâmetros de deformabilidade definidos a partir dos ramos de "pequenas" deformações, confirmando o desajuste da modelação dos ensaios triaxiais realizados nas imediações da rotura;

(iii) as análises que se baseiam no módulo tangente inicial para os ramos de "médias" e "grandes" deformações das curvas dos ensaios triaxiais ($E_{ti,i}$ e $E_{ti,h}$), são fortemente sobrestimadoras dos assentamentos observados no ensaio da sapata;

(iv) é essencial a consideração da variação do coeficiente de Poisson, com claro benefício na definição das respostas do assentamento da base da própria sapata, ao longo dos escalões de carga e até valores muito próximos da carga última (q_{ult}=950 kPa).

Torna-se pertinente reiterar as razões por que o cálculo baseado nos parâmetros deduzidos a partir módulo tangente inicial ($E_{ti,0}$) para muito baixos níveis de tensão dos ensaios triaxiais, parece simular convenientemente o comportamento da sapata. Com efeito, os módulos deduzidos dos ramos de mais elevados níveis de tensão-deformação dos ensaios triaxiais integram já parcelas de deformações plásticas resultantes da quebra progressiva do material e representam de forma menos satisfatória o comportamento do solo em condições naturais. O reflexo deste facto, como se viu pelas Figuras 8.11 e 8.12 onde foram considerados os parâmetros do modelo hiperbólico definidos dos ramos clássicos de 70-95% de q/q_f, é a forte sobrestimação dos assentamentos observados. Ou seja, para estes elevados níveis de tensão distorcional o material comporta-se com características próprias de solos não estruturados, granulometricamente correspondentes. Os parâmetros assim deduzidos não podem, por isso, representar comportamentos de obras como as fundações superficiais onde grande parte da estrutura material é preservada em condições de serviço.

Uma reflexão importante tem a ver com a questão da realização de ensaios *CID* para parametrizar modelos constitutivos que irão ser utilizados numa análise numérica de um maciço com um coeficiente de impulso em repouso manifestamente mais baixo. Já antes foi salientado que os ensaios realizados em condição K_0 inferior à unidade (ver análise do ensaio multifásico *CAD*, em 6.11.3.3) são muito consistentemente representados pelos valores dos módulos tangentes deduzidos pela expressão hiperbólica geral obtida a partir dos resultados

dos ensaios *CID* para os respectivos níveis de tensão efectiva inicial, se considerados os parâmetros de mais baixas deformações ($E_{ti,0}$). Esta constatação exige, porém, um estudo mais sistemático e exaustivo que não coube neste trabalho.

Há ainda uma questão fundamental na consideração de um modelo deste tipo que é o facto de o comportamento do solo ser influenciado por factores dependentes das características da própria solicitação e da alteração do estado de tensões principais que a mesma acarreta. Destes factores um merece referência particular e relaciona-se com o facto de, num maciço solicitado por uma fundação superficial, existirem zonas sujeitas a trajectórias de tensões predominantemente de compressão (com acréscimos das tensões verticais superiores aos das tensões horizontais - zonas subjacentes à sapata), outras de extensão (por aumento da tensão horizontal - zonas marginais à base da sapata, particularmente as mais superficiais) e, ainda, as que se caracterizam por estados de tensão com rotação intermédia das tensões principais (zonas de transição e onde se verificam acentuados acréscimos da tensão de corte). Este facto poderá ter consequências claras na modelação do comportamento global do maciço assim solicitado, pois havendo diferenças significativas entre os comportamentos sob estas distintas trajectórias de tensões, a atribuição dos mesmos parâmetros do modelo (deduzidos, nas hipóteses mais correntes, em ensaios triaxiais em compressão clássica) em zonas distintamente solicitadas poderá incorrer em erros significativos nas simulações numéricas do comportamento.

Nesta perspectiva, é interessante apelar para os resultados do ensaio de extensão com aumento da tensão horizontal (*EATM*), apresentados em 6.8.2. Verificou-se, então, que a curva tensão-deformação é particularmente rígida no início do ensaio com valores elevados dos módulos de deformabilidade tangentes, tendendo, à medida que a plastificação associada às componentes volumétricas colapsíveis assume forte influência, para uma perda substancial dessa rigidez para níveis mais elevados de tensão. Refira-se ainda que esta perda de rigidez é muito acentuada logo que se dá a inversão das tensões principais (efeito de Baushinger).

Na Figura 8.14 representa-se, respectivamente, as curvas de $\sigma_v - \sigma_h$ *versus* ε_a do ensaio CK_0D de extensão com aumento da tensão média (*EATM*) e da simulação hiperbólica com base nos parâmetros do modelo hiperbólico deduzidos dos ensaios de compressão clássica (*CLASSELE*, considerando os ramos de "pequenas" deformações) para a correspondente tensão octaédrica efectiva. Como se pode verificar, o diagrama de extensão apresenta-se muito rígido até ao eixo isotrópico mas logo que se invertem as tensões principais a deformabilidade aumenta consideravelmente, sendo a resposta real muito menos rígida do que a simulada hiperbolicamente nos termos descritos. Modelando a resposta do ensaio a partir de K_{dr} até um valor absoluto da tensão de desvio igual à condição de repouso, como é considerado pelo modelo hiperbólico (de cariz isotrópico) nas regiões em descarga-

-recarga, verifica-se que a resposta real da trajectória em extensão é ainda mais acentuadamente subestimada em termos deformacionais, facto que acentua as limitações do modelo.

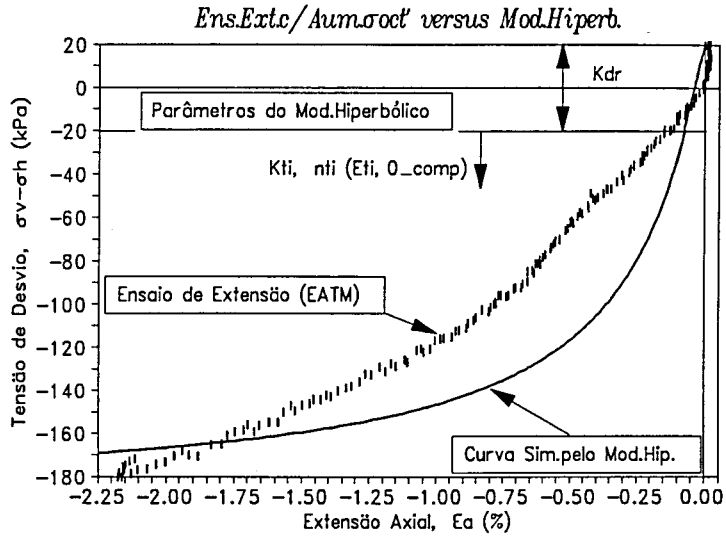


Figura 8.14 - Comparação da resposta tensão de desvio *versus* deformação axial do ensaio de extensão com aumento da tensão média ($p'_0 \cong 40$ kPa) e da simulação hiperbólica com base nos parâmetros do modelo hiperbólico deduzidos dos ensaios de compressão clássica (*CLASSELE*).

Esta limitação do modelo só pode ser contornada através da consideração de parâmetros distintos em zonas com trajectórias de compressão e extensão. Este tipo de análise, pela sua complexidade, sai fora do âmbito deste trabalho. Fez-se, no entanto, uma abordagem preliminar desta questão do efeito da anisotropia nos valores dos parâmetros do modelo hiperbólico, tendo-se decidido fazer um teste numérico considerando, em alternativa à hipótese fundamental (correspondente a $E_{ti,0}$, com $K_{dr} = 1450$ e coeficiente de Poisson variável - cálculo H_2), um valor do parâmetro de descarga-recarga igual ao próprio parâmetro de primeira carga ($K_{dr} = K_{ti} = 1162$), baixando assim a rigidez na gama de tensões em torno do eixo isotrópico. O cálculo é identificado no Quadro 8.7 por H_5. Esta abordagem é meramente indiciadora, mas permitirá uma ténue reflexão sobre se haverá manifesta influência deste factor na simulação do assentamento da sapata. As curvas de carga--assentamento da sapata protótipo, observada e assim modelada, estão representadas na Figura 8.7.

Da observação daquela figura, poder-se-á admitir que, para efeitos da simulação dos assentamentos da base da sapata e para níveis de carregamento em relação à rotura de cerca de 60%, a influência da consideração de distintos parâmetros em zonas do maciço sujeitas a

trajectória de tensões manifestamente distintas da compressão clássica, parece não ser elevada. Dado que o próprio modelo tem claras limitações para reproduzir o comportamento em tensões mais elevadas, poder-se-á aceitar preliminarmente aquela simplificação.

No entanto, se este efeito da anisotropia parece não ter significado prático em obras deste tipo no que se refere à modelação dos assentamentos verticais da base da superfície carregada, já a sua influência se faz sentir com alguma acuidade na distribuição dos deslocamentos nas zonas exteriores à área carregada, como se comprova pela análise comparativa dos assentamentos observados e calculados das marcas topográficas colocadas na superfície adjacente (ver 4.2). O Quadro 8.8 inclui os valores desses deslocamentos e os correspondentes da base da sapata por analogia ao que se fez preliminarmente para a análise elástica linear (8.2) para três dos valores mais característicos da pressão aplicada ao terreno: q=100 e 200 kPa (como analisados anteriormente) e q=500 kPa (tensão correspondente a mais baixo coeficiente de segurança, $F_S \cong 1{,}9$), para os cálculos H_1, H_2, H_5 e H_7, considerados antes como mais representativos do comportamento da resposta na base da sapata.

Quadro 8.8 - Deslocamentos verticais da sapata e das marcas topográficas superficiais, observados e estimados pelo modelo hiperbólico. q = 100, 200 e 500 kPa.

Pressões aplicadas →		q = 100 kPa				q = 200 kPa				q = 500 kPa			
Assentamentos (mm) →↓		s_{sap}	s_{M1}	s_{M2}	s_{M3}	s_{sap}	s_{M1}	s_{M2}	s_{M3}	s_{sap}	s_{M1}	s_{M2}	s_{M3}
Valores observados		3,67	1,87	0,45	0,10	9,40	3,33	1,03	0,28	36,45	7,21	2,61	0,99
Valores calculados	H_1	4,15	1,12	0,40	0,17	9,10	2,03	0,75	0,32	34,79	3,37	1,47	0,67
	H_2	4,00	0,91	0,35	0,15	8,62	1,71	0,66	0,30	34,00	3,20	1,23	0,60
	H_5	4,14	0,98	0,39	0,16	9,27	1,90	0,74	0,32	37,43	3,05	1,43	0,68
	H_7	5,05	1,24	0,48	0,21	11,12	2,23	0,91	0,40	38,01	4,45	1,80	0,84
	H_{10}	3,74	1,20	0,41	0,16	8,20	2,20	0,77	0,31	28,90	4,38	1,52	0,65

NOTA: M_1, M_2 e M_3 - marcas topográficas situadas, respectivamente, a 0,9, 1,6 e 2,6 m do eixo da sapata.

O efeito da anisotropia da resposta volumétrica foi detectado na análise comparativa das respostas observada no ensaio de extensão (*EATM*) e calculada com base nos parâmetros de modelação hiperbólica deduzidos a partir dos ensaios de compressão triaxial (Figura 6.106 em 6.11.3.5). Verificou-se, então, que além da instabilidade desta modelação na aproximação da rotura, ela é fortemente sobrestimadora do coeficiente de Poisson, o que indicia consequentes subestimações da compressibilidade volumétrica em zonas do maciço onde predominem trajectórias deste tipo. Decidiu-se, como primeira abordagem desta questão, realizar um cálculo complementar semelhante à hipótese fundamental mas considerando os

elementos laterais, ou seja exteriores à prumada vertical da borda da sapata, com coeficiente de Poisson constante e igual a 0,1 (valor naturalmente arbitrado, propositadamente baixo). Este cálculo é identificado parametricamente no Quadro 8.7 como H_{10}.

Nas Figuras 8.15 e 8.16 representa-se, para tensões aplicadas de 100, 200 e 500 kPa, os assentamentos observados no ensaio e os obtidos dos cálculos considerando os parâmetros do modelo hiperbólico aí identificados, associando, respectivamente, os cálculos H_1, H_2 e H_7 (correspondentes a hipóteses de base) e os cálculos H_2, H_5 e H_{10} (introduzindo os cálculos considerados para avaliação do efeito da anisotropia).

A análise dos resultados obtidos sugere os comentários seguintes:

(i) os assentamentos da superfície adjacente à base da sapata fornecidos pelos cálculos, considerando os parâmetros do modelo hiperbólico deduzidos de ensaios de compressão triaxial, são inferiores aos valores observados no ensaio;

(iii) a melhoria do desempenho da simulação numérica no que respeita aos assentamentos das zonas mais intensamente solicitadas sob trajectórias de extensão parece ser fortemente dependente dos valores do coeficiente de Poisson; de facto, no cálculo H_{10} onde foi admitido um valor constante e muito baixo daquele coeficiente nas zonas supostamente em extensão, os assentamentos relativos das marcas superficiais e da base da sapata são, em termos relativos, mais consonantes com a realidade.

Perante estes resultados, conclui-se que parece haver um efeito determinante da anisotropia das características de deformabilidade deste saprólito. Sendo, em geral, os solos residuais caracterizados por limiares elasto-estruturais centrados em torno da linha dos estados de tensão de repouso, com valores de K_0 inferiores à unidade, apresentam distintas respostas em torno do eixo isotrópico que se reflectem em diferentes parâmetros do modelo para as várias zonas do maciço envolvido por carregamentos de fundações superficiais. Este efeito parece ser ainda mais manifesto em termos volumétricos. Não tendo sido objecto de análise aprofundada neste trabalho, constitui uma preocupação para desenvolvimento subsequente e que se considera da maior importância.

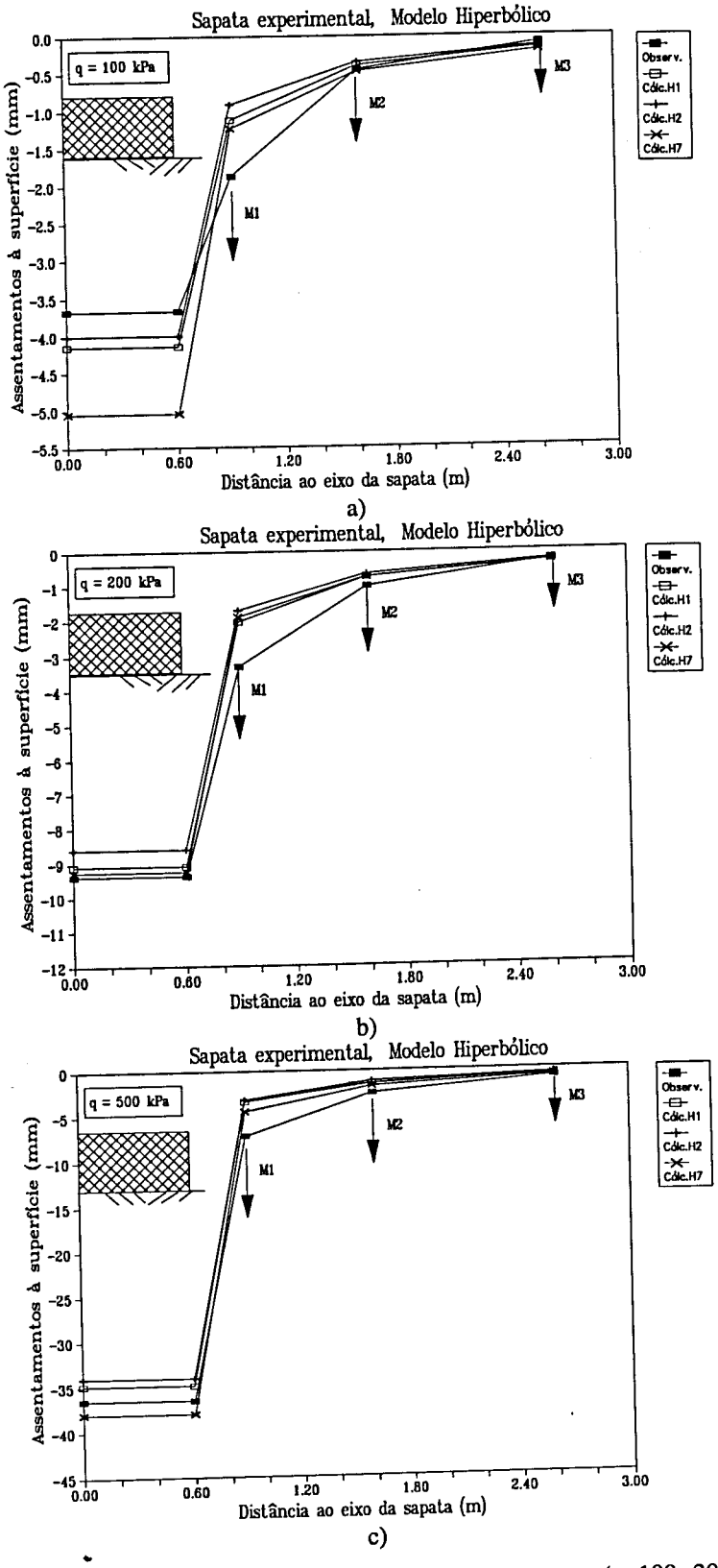
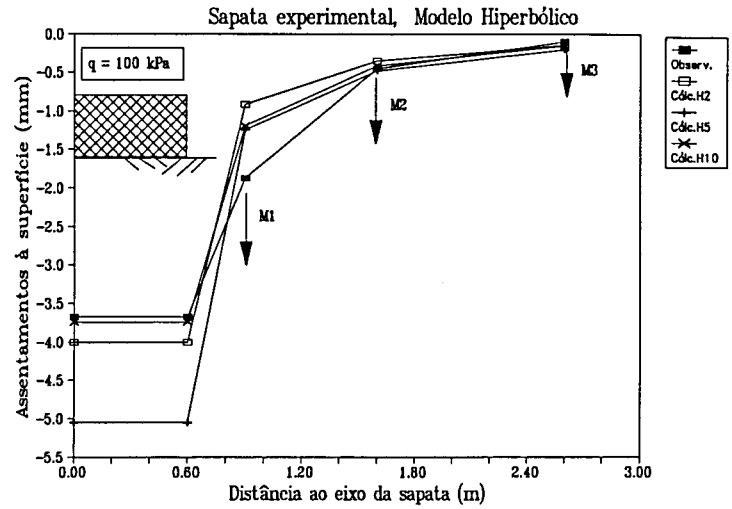
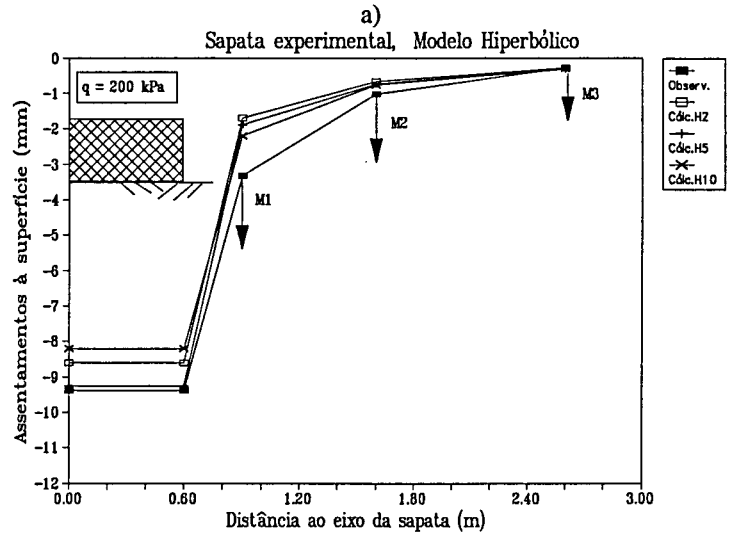


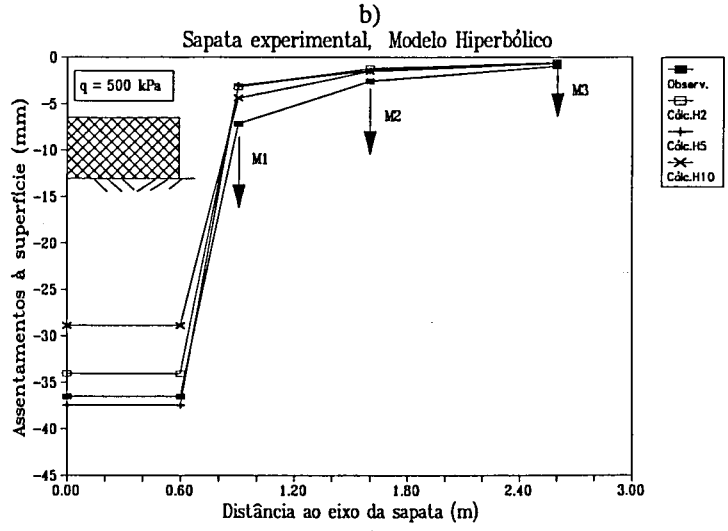
Figura 8.15 - Assentamentos da sapata e das marcas superficiais adjacentes (q=100, 200 e 400 kPa). Valores observados e estimados pelo modelo hiperbólico - cálculos: a) H_1; b) H_2; c) H_7.



a)



b)



c)

Figura 8.16 - Assentamentos da sapata e das marcas superficiais adjacentes (q=100, 200 e 400 kPa). Valores observados e estimados pelo modelo hiperbólico. Hipóteses indiciadoras da anisotropia - cálculos: a) H_2; b) H_5; c) H_{10}.

8.4 - ANÁLISE COM O MODELO ELASTO-PLÁSTICO DE LADE

8.4.1 - Definição dos parâmetros de Lade e simulação dos ensaios com recurso a instrumentação externa - *TRIAFEUP*

A definição dos parâmetros de Lade, cuja formulação é apresentada no Anexo A.8, exige a execução de um ensaio de consolidação isotrópica (com ou sem ciclos de descarga e recarga) e pelo menos dois de corte (drenados no caso de análises em materiais arenosos ou permeáveis em geral - *CID* ou CK_0D), incluindo um ciclo (ou ciclos) de descarga e recarga. É naturalmente aconselhável realizar um número mais significativo destes últimos ensaios, particularmente em materiais mais sensíveis à amostragem e às próprias condições e níveis de consolidação. Este último ponto é assaz pertinente em materiais estruturados como os solos residuais, e por isso de parametrização muito dependente dos estados de tensão envolvidos na análise.

Em relação à questão de se implementarem ciclos de descarga e recarga nos dois tipos de ensaios (isotrópicos e de corte) deve-se salientar que os mesmos são redundantes desde que o comportamento "elástico" seja unívoco. Ou seja, seguindo os termos da Teoria da Elasticidade admitida com uma das bases do modelo de Lade, a resposta elástica em solicitação isotrópica é relacionável com a lei da dependência do módulo de deformabilidade com a tensão de consolidação isotrópica a partir de:

$$\varepsilon_{ve} = \frac{3\cdot(1-2\nu)}{(1-n)^K}\cdot\left[\frac{\sigma'_c}{p_a}\right]^{(1-n)} \tag{8.1}$$

sendo:

ε_{ve} - deformação volumétrica elástica associada à tensão isotrópica $\sigma'_c(=I_1)$;

K,n - parâmetros de dependência do módulo elástico, definidos em ciclos de descarga e recarga (K_{el}, n_{el}) - em particular nos ramos rectilíneos de recarga - em ensaios *CID* ou *CAD*, em relação à tensão efectiva de confinamento, da expressão (A.6.4.3) de Janbu (1963).

Embora se tenha realizado ciclos de descarga e recarga nos ensaios de consolidação isotrópica, constatou-se que a resposta volumétrica elástica era razoavelmente reproduzida por aquela expressão pelo que, em prol da melhor compatibilização paramétrica, a determinação da parcela volumétrica elástica nos ensaios de consolidação isotrópica foi feita a partir da expressão (8.1), a qual, deduzida à variação de volume total, permite determinar a componente colapsível.

Um dos problemas essenciais para uma boa parametrização destes solos é, como aliás vem sendo mencionado, o rigor da instrumentação implementada nos ensaios triaxiais.

Como foi referido, foram realizados ensaios *CAD* com instrumentação clássica cujos resultados se apresentam em 6.7.3 e que serviram de base a uma primeira abordagem desta modelação. Desses ensaios foram determinados os parâmetros relativos à variação do módulo elástico com a tensão de consolidação horizontal efectiva -K_{el},n_{el}- e o respectivo valor do coeficiente de Poisson (elástico) aproximadamente constante nos vários ensaios.

A determinação deste último parâmetro foi feita para cada ensaio no ramo rectilíneo de recarga (Lade, 1988) em ciclos intermédios de descarga e recarga, conforme se ilustra na Figura 8.17, para quatro dos ensaios realizados (*TI_10U10, TI20U150, TI_40U30* e *TI_80U90* - ver 6.7.3),. O valor médio considerado foi de ν = 0,4. Os ensaios ilustrados naquela figura foram escolhidos por serem os que melhor se normalizam no cálculo dos restantes parâmetros, sobretudo no que respeita aos parâmetros plásticos expansivos que a seguir se indicam.

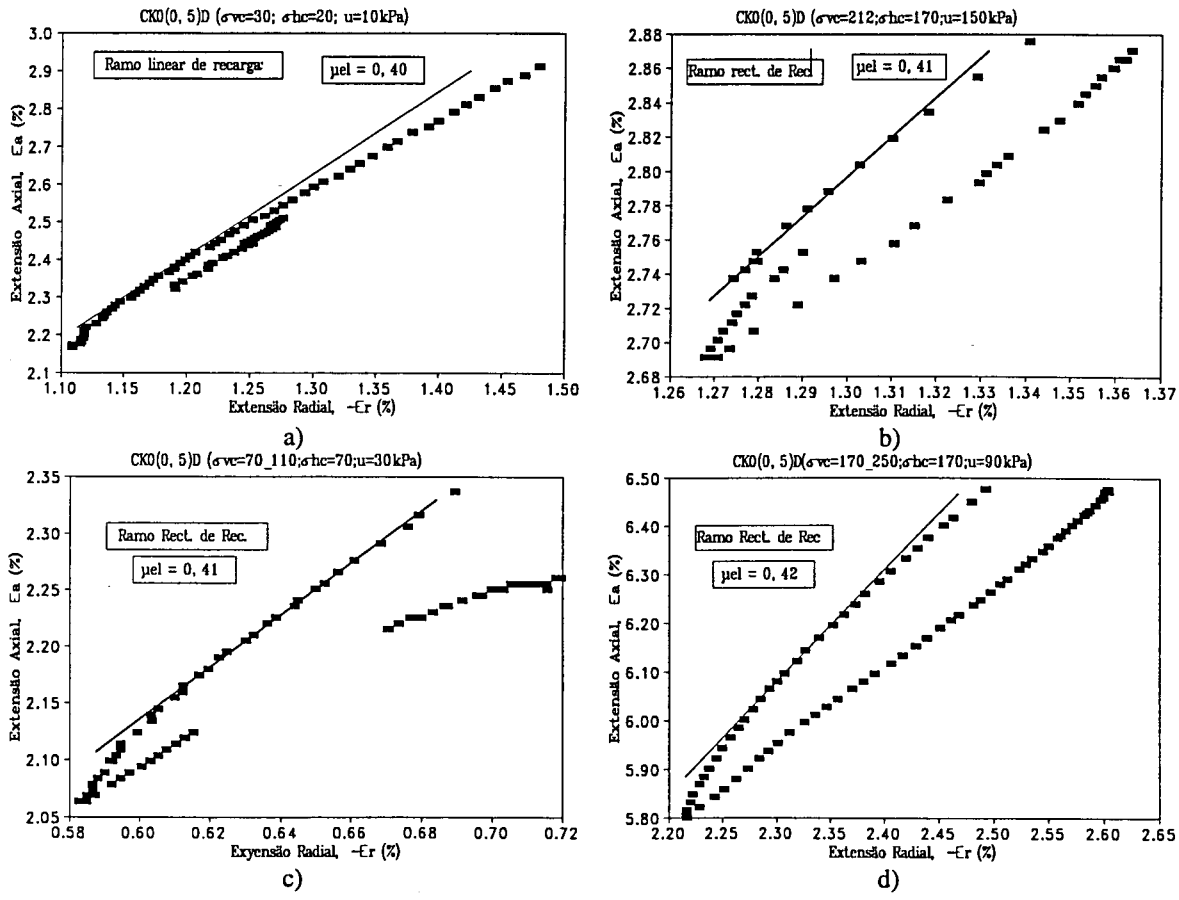


Figura 8.17 - Estimativa do coeficiente de Poisson nos ensaios (*CAD*) - *TRIAFEUP* - com instrumentação externa em ramos de recarga. a) *TI_10U10*; b) *TI20U150*; c) *TI_40U30*; d) *TI_80U90.*

Nos ramos correspondentes às determinações anteriores definiram-se os módulos elásticos (E_{el}, que correspondem aos anteriormente designados por pseudo-elásticos) cujos valores se representam na Figura 8.18 em escala bilogarítmica e adimensionalizados a partir de p_a em função da tensão de confinamento horizontal efectiva normalizada ($\sigma'_c / p_a = \sigma'_h / p_a$). Os valores que são indicados naquela figura e incluídos no Quadro 8.9 são ligeiramente mais baixos que os constantes no Quadro 6.16 para E_{el}, pelo facto de se ter então tido o cuidado de os indexar aos ramos rectilíneos de recarga para determinação do coeficiente de Poisson.

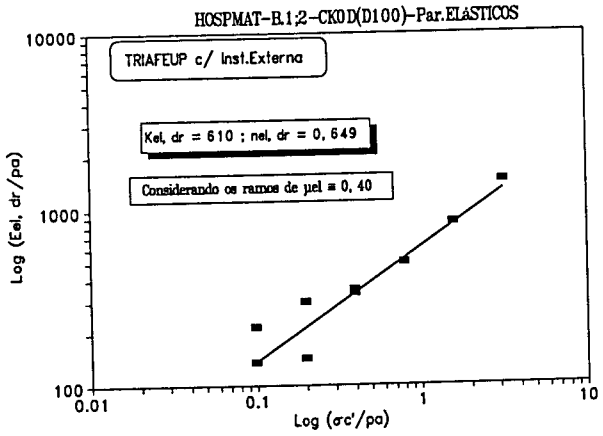


Figura 8.18 - Variação do módulo elástico com a tensão de confinamento efectiva horizontal (*TRIAFEUP*). Determinação dos parâmetros K_{el} e n_{el}.

Os parâmetros de resistência, definidores da superfície $f_p(=n_1)$, foram calculados a partir de todos os pontos de rotura de "pico" dos ensaios em análise, cuja representação no espaço p'-q é praticamente rectilínea (coeficiente de regressão aproximadamente unitário), correspondendo a um ângulo de atrito de 34,6° e uma coesão de 9,2 kPa. Na Figura 8.19 representa-se esses pontos de rotura em função dos primeiro e terceiro invariantes de tensões nos termos da lei de plastificação definida por Lade e de onde se deduzem os valores, aí explicitados, dos parâmetros m e η_1.

Saliente-se que o alinhamento dos pontos nesta representação não é tão satisfatório quanto na representação clássica (p'-q) com maior desfasamento nos pontos extremos, o que não é de estranhar dada a forma da superfície de plastificação ser "cónica" curvilínea, representando muito consistentemente as envolventes curvilíneas de materiais arenosos com valores de coesão efectiva nulos, e menos bem em materiais com envolventes rectilíneas e coesões efectivas não desprezáveis. Por essa razão, desprezaram-se os valores de um dos ensaios com σ'_c=10 kPa (o mais deslocado) e o de σ'_c=320 kPa.

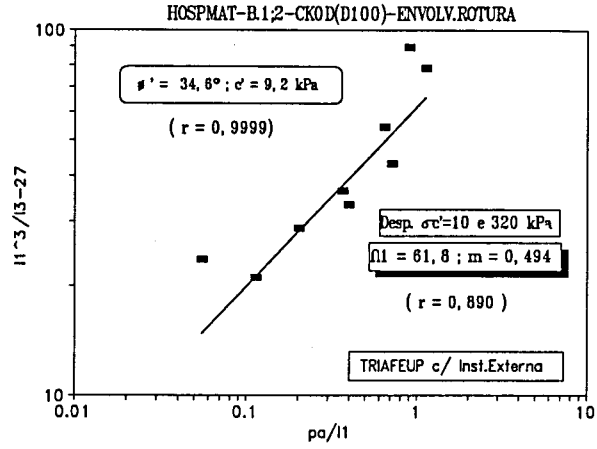


Figura 8.19 - Definição dos parâmetros de rotura (η_1 e m) segundo a lei de plastificação de Lade, função dos 1° e 3° invariantes de tensão. Ensaios *TRIAFEUP*.

Foi também realizado um ensaio de consolidação isotrópica com medição clássica da variação volumétrica de que se apresentam na Figura 8.20 as curvas de consolidação (ε_v *versus* σ'_c) e a relação bilogarítmica do trabalho plástico colapsível (W_c / p_a) - já deduzida da parcela elástica nos termos acima explanados - *versus* invariante colapsível (f_c / p_a^2), cujas expressões são definidas no Anexo A.8. No mesmo gráfico de ε_v *versus* σ'_c apresenta-se a curva obtida a partir da formulação de Lade. O ajuste da curva assim modelada aos valores do ensaio é bastante bom. Os parâmetros deduzidos, explicitados na Figura 8.20 e incluídos no Quadro 8.9, serviram para a dedução dos restantes.

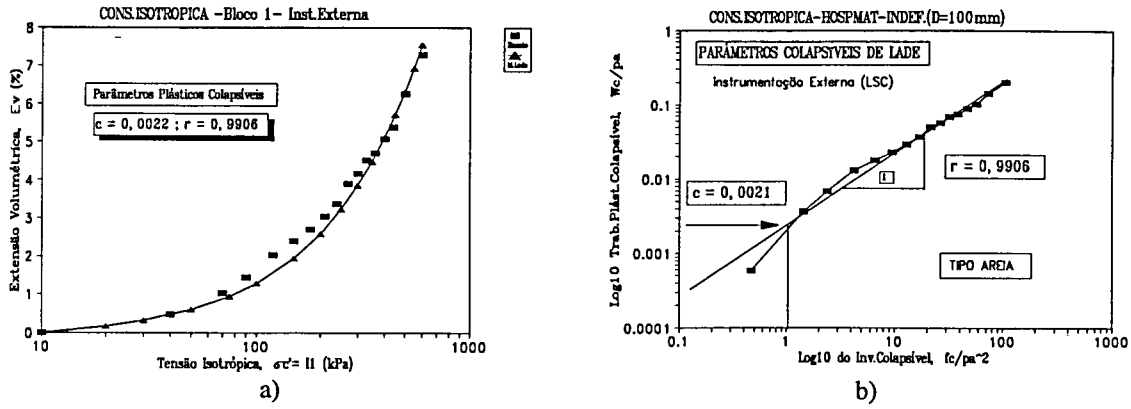


Figura 8.20 - Ensaio de consolidação isotrópica sobre amostras indeformadas (D=100 mm) com instrumentação clássica das deformações volumétricas. a) ε_v *versus* σ'_c (valores de ensaio e curva modelada - Lade); b) W_c / p_a *versus* f_c / p_a^2 (parâmetros plásticos colapsíveis).

Sem entrar em pormenor sobre a definição dos parâmetros que determinam a direcção das deformações plásticas expansivas ou, o que é o mesmo, a expressão da função potencial

plástica (g_p), salienta-se que estas resultaram das parcelas de deformação axial e volumétrica (e consequentemente radial) em cada um dos ensaios realizados, deduzidas das componentes elásticas e colapsíveis com base nos parâmetros anteriores. As variações do seu valor, reflectido na grandeza η_2 com o nível de tensões f_p, são apresentadas nas Figuras 8.21a a 8.25a para os ensaios de σ'_c=10, 20, 40, 80 e 160 kPa, respectivamente. Os restantes provetes ensaiados não foram considerados porque os respectivos resultados eram claramente discrepantes. Nas mesmas figuras (b) apresenta-se as curvas de variação do trabalho plástico expansivo com o invariante de tensão f_p nos mesmos ensaios, indicando-se para cada um deles os respectivos valores do trabalho plástico do ponto de rotura ($W_{p,f}$) e de 60% da mesma ($W_{p,60\%}$) e, ainda, o respectivo f_p (60% de $f_{p,f}$). A partir destes valores é possível determinar a constante q (expressão A.8.31).

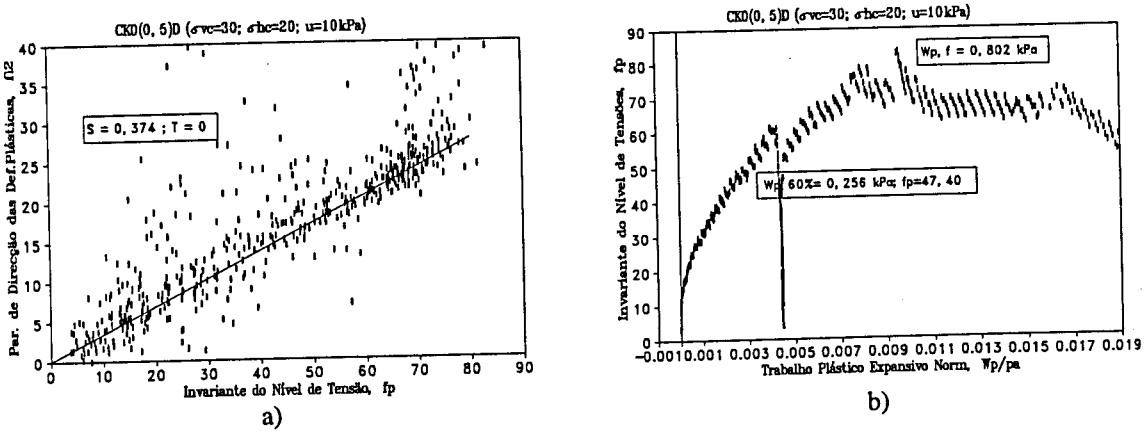


Figura 8.21 - Definição dos parâmetros de deformação plástica expansiva para σ'_c=10 kPa (*TRIAFEUP*): a) direcção (*S,T*); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$).

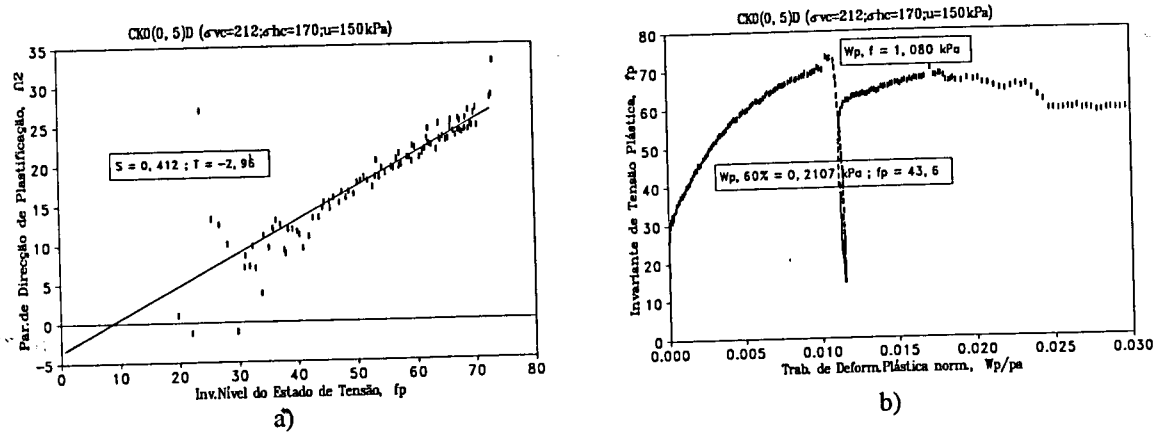


Figura 8.22 - Definição dos parâmetros de deformação plástica expansiva para σ'_c=20 kPa (*TRIAFEUP*): a) direcção (*S,T*); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$).

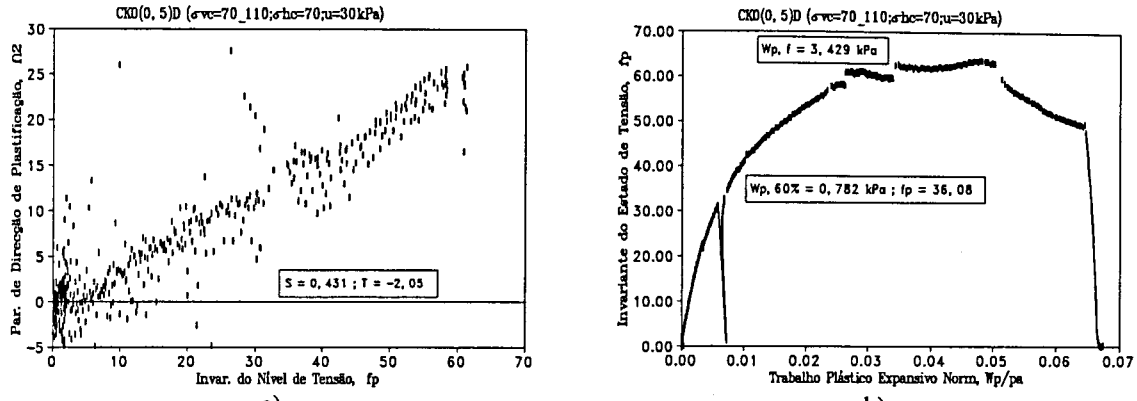


Figura 8.23 - Definição dos parâmetros de deformação plástica expansiva para σ'_c=40 kPa (*TRIAFEUP*): a) direcção (*S,T*); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$).

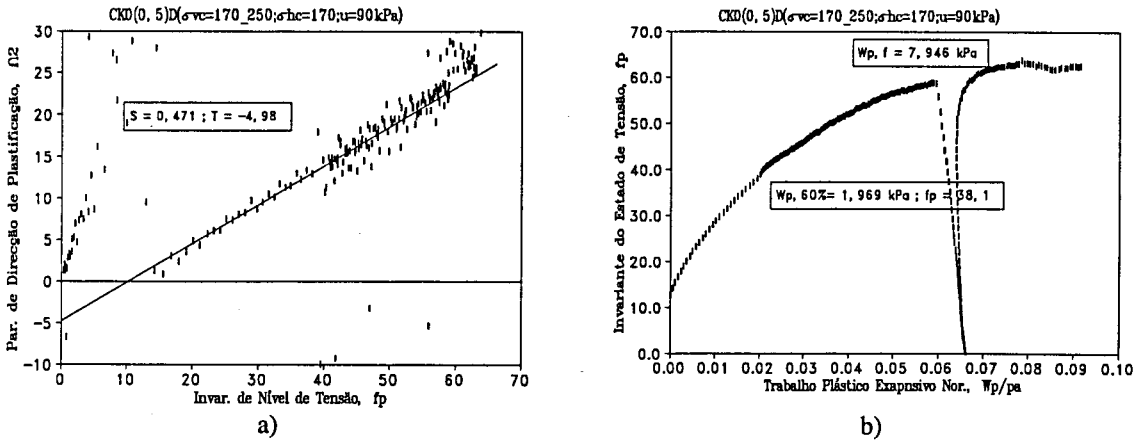


Figura 8.24 - Definição dos parâmetros de deformação plástica expansiva para σ'_c=80 kPa (*TRIAFEUP*): a) direcção (*S,T*); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$).

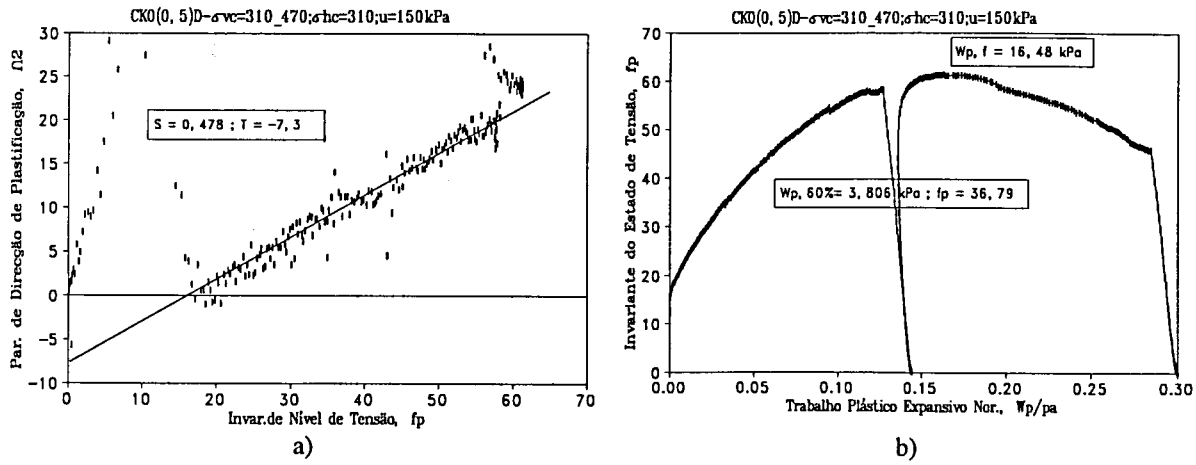


Figura 8.25 - Definição dos parâmetros de deformação plástica expansiva para σ'_{hc}=160 kPa (*TRIAFEUP*): a) direcção (*S,T*); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$).

Dos valores individuais assim determinados é possível avaliar os parâmetros do conjunto, que modelam o comportamento global do maciço.

Na Figura 8.26 apresenta-se os gráficos de variação dos parâmetros S e T (a e b, respectivamente) com a raiz quadrada da tensão de consolidação efectiva inicial ($\sigma'_c = \sigma'_{ch}$) normalizada e as rectas de regressão, e respectivos parâmetros, obtidos dos ensaios mais medianizáveis. Ou seja, desprezaram-se dois dos ensaios para avaliação de s_1 e s_2 e um deles em t_1 e t_2. A Figura 8.27 inclui os gráficos de dependência dos valores singulares do trabalho plástico (de rotura e a 60% desta), com indexação ao nível de tensão f_p (definidora da lei de fluxo pela expressão A.8.32), com a tensão efectiva de consolidação normalizada. Também aí são apresentadas as rectas de regressão e os respectivos parâmetros deduzidos para os ensaios mais medianizáveis.

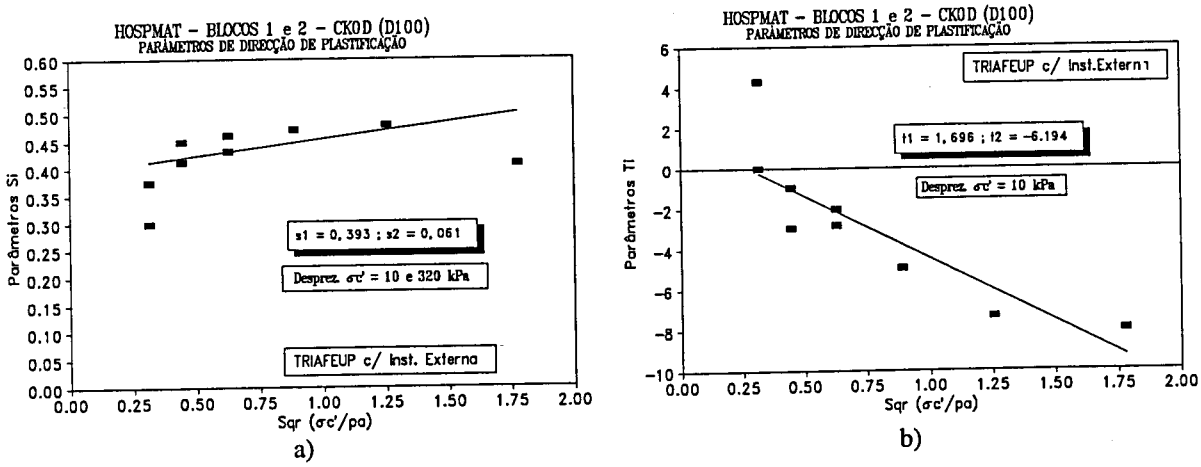


Figura 8.26 - Direcção de plastificação com a tensão efectiva de consolidação: a) S *versus* $\sqrt{\sigma'_c / p_a}$, para avaliação de s_1 e s_2;b) T *versus* $\sqrt{\sigma'_c / p_a}$ para avaliação de t_1 e t_2. Ensaios *TRIAFEUP*.

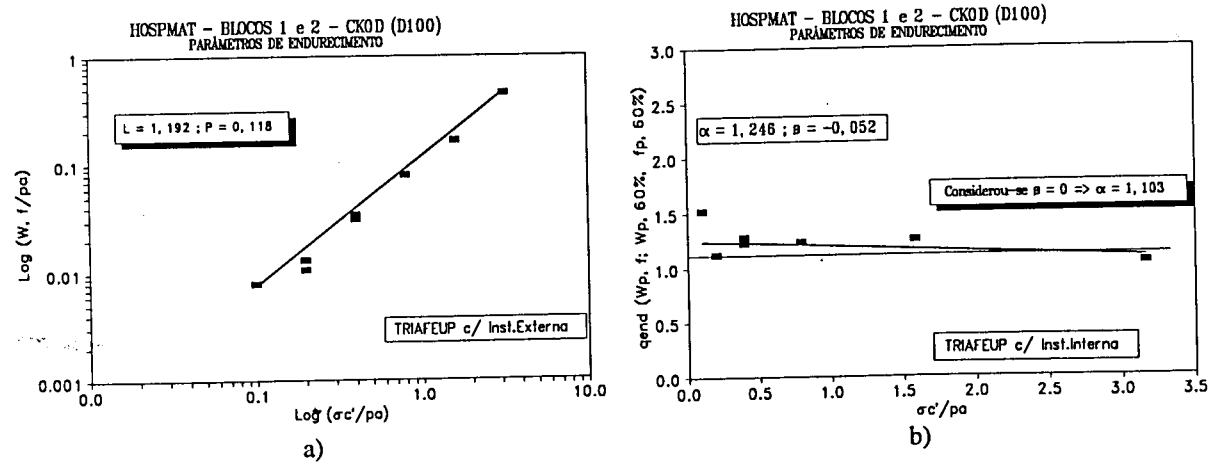


Figura 8.27 - Trabalho plástico expansivo - endurecimento (ensaios *TRIAFEUP*): a) $\log(W_{p,f} / p_a)$ *versus* $\log(\sigma'_c / p_a)$ para avaliação de L e P; b) q_{end} *versus* σ'_c / p_a para avaliação de α e β.

A obtenção dos parâmetros indicados nas figuras anteriores, e a não consideração de certos valores mais espúrios de alguns ensaios, foi acompanhada de sucessivos cálculos de simulação dos próprios ensaios que serviram de base a esta parametrização para conseguir o melhor ajuste das curvas observadas a partir de parâmetros do conjunto e não a partir de valores individuais.

Os ensaios *TI10_U10*, *TI20U150*, *TI_40U30* e *TI_80U90* são mais medianizáveis. Estes foram modelados com recurso ao programa FCEP. Para o efeito foi usado um elemento isoparamétrico de 8 nós cujas dimensões e condições de fronteira se ilustram na Figura 8.28 (Zornberg, 1989). Na Figura 8.29 apresenta-se as curvas de q *versus* ε_a e ε_v *versus* ε_a observadas e simuladas com base nos parâmetros cuja determinação se descreveu e cujos valores são resumidos no Quadro 8.9.

Quadro 8.9 - Parâmetros do modelo de Lade para simulação de ensaios triaxiais *CAD - TRIAFEUP*

Elásticos			Colapsíveis		Rotura		Plásticos Expansivos							
k	n	υ	c	ρ	n_1	m	S		T		$Wp.f$		q_{end}	
							s_1	s_2	t_1	t_2	L	P	α	β
610	0,649	0,40	0,0021	0,9906	61,8	0,492	0,393	0,061	1,696	-6,194	1,192	0,118	1,103	0

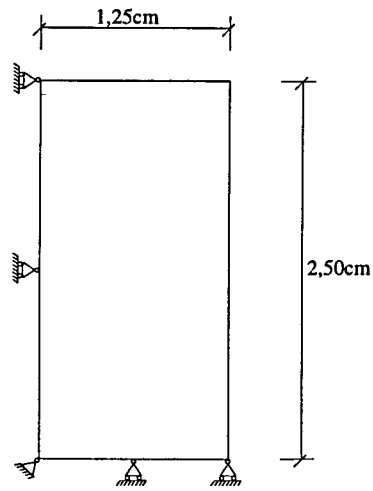


Figura 8.28 - Elemento isoparamétrico de 8 nós. Simulação numérica dos ensaios triaxiais (modelo de Lade).

O ajuste, como se pode ver pelos diversos gráficos da Figura 8.29, é muito bom, podendo admitir-se que estes valores dos parâmetros do modelo de Lade representam convenientemente o comportamento constitutivo das amostras ensaiadas nestas condições.

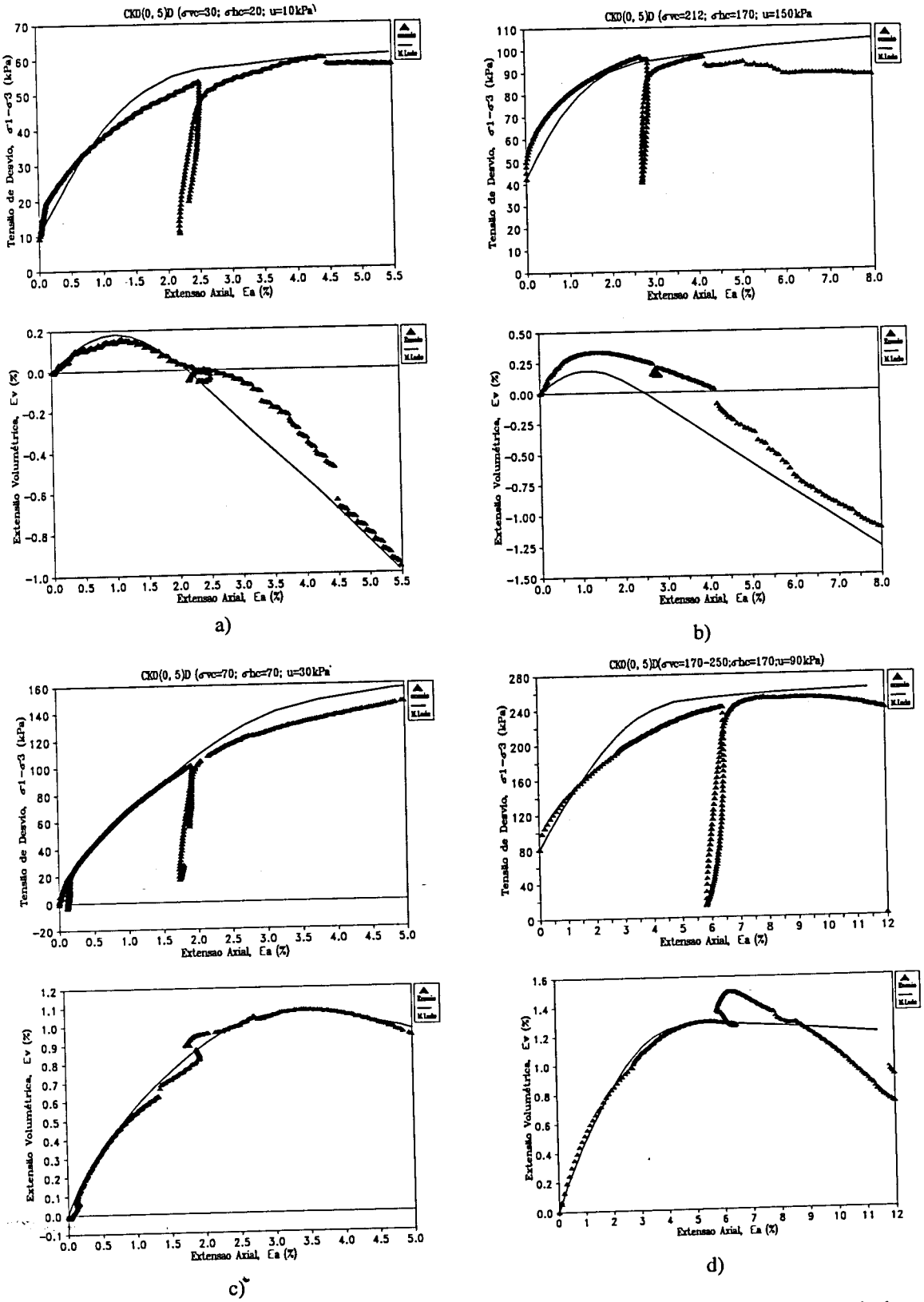
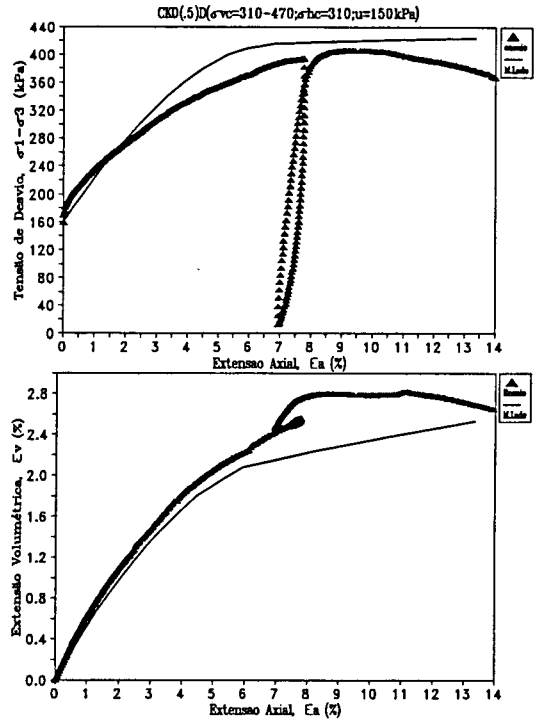


Figura 8.29 - Comparação das curvas observadas e resultantes da simulação numérica (MEF) a partir do modelo de Lade do ensaio triaxial *CAD* com instrumentação externa (*TRIAFEUP*): a) σ'_c = 10 kPa; b) σ'_c = 20 kPa; c) σ'_c = 40 kPa; d) σ'_c =80 kPa; e) σ'_c = 160 kPa.



e)

Figura 8.29 (Cont.) - Comparação das curvas observadas e resultantes da simulação numérica (MEF) a partir do modelo de Lade do ensaio triaxial *CAD* com instrumentação externa (*TRIAFEUP*). a) σ'_c = 10 kPa; b) σ'_c = 20 kPa; c) σ'_c = 40 kPa; d) σ'_c =80 kPa; e) σ'_c = 160 kPa.

8.4.2 - Ensaios triaxiais *CID* de compressão clássica com recurso a instrumentação interna - *CLASSELE*. Definição dos parâmetros de modelo de Lade e simulação dos ensaios

8.4.2.1 - Consideração do conjunto de ensaios normalizáveis

Como foi atrás descrito, o rigor da medição das grandezas adquiridas nos ensaios triaxiais realizados foi grandemente potenciado pelos meios usados de instrumentação de deformações axiais de grande precisão e colocados directamente nas paredes dos provetes, internamente à câmara triaxial (ver 6.7.4). Os resultados obtidos demonstram por si só a importância deste tipo de técnica, resultando em parâmetros de deformabilidade (elásticos ou elasto-plásticos) e andamentos substancialmente distintos das curvas de tensão-deformação. Essa análise foi já objecto de extensa discussão anteriormente.

Como foi também referido, os primeiros ensaios triaxiais com provetes instrumentados internamente às câmaras foram realizados na *PUC/RJ*, tendo-se analisado sumariamente os parâmetros individuais do modelo de Lade para os ensaios de resultados mais fiáveis (*TRIGRAN2* e *TRIGRAN3*) e constatado que os mesmos se desenquadravam radicalmente dos valores definidos a partir dos ensaios *TRIAFEUP* que se apresentaram no ponto anterior.

Dada a limitação do número de ensaios realizados na *PUC/RJ* com provetes de dimensões mais significativas (D=100 mm) e pela disponibilidade dos novos electro--inclinómetros que permitiram a realização dos ensaios descritos em 6.7.4 (*CLASSELE*), foi possível redefinir os parâmetros do modelo de Lade que constituíram uma nova base de modelação numérica.

Foi ainda realizado um ensaio de consolidação isotrópica complementar, com instrumentação interna, que consistiu na medição da extensão axial com recurso a dois electro-inclinómetros pivotados na parede de provete. A extensão volumétrica foi deduzida da extensão axial ($\varepsilon_v = 3 \cdot \varepsilon_{a,\text{int}}$). A comparação desta medição com a clássica (ε_v, deduzida do fluxo de água interior de e para o provete) foi já feita em 6.4.

Representa-se na Figura 8.30a os valores da extensão volumétrica assim obtidos e a curva modelada a partir dos parâmetros colapsíveis deduzidos em termos semelhantes aos descritos no ponto anterior. A representação bilogarítmica da variação do trabalho plástico colapsível com o invariante de tensões mobilizadas (W_c / p_a *versus* f_c / p_a^2) é feita na Figura 8.30b onde são também indicados os valores dos parâmetros plásticos colapsíveis do modelo.

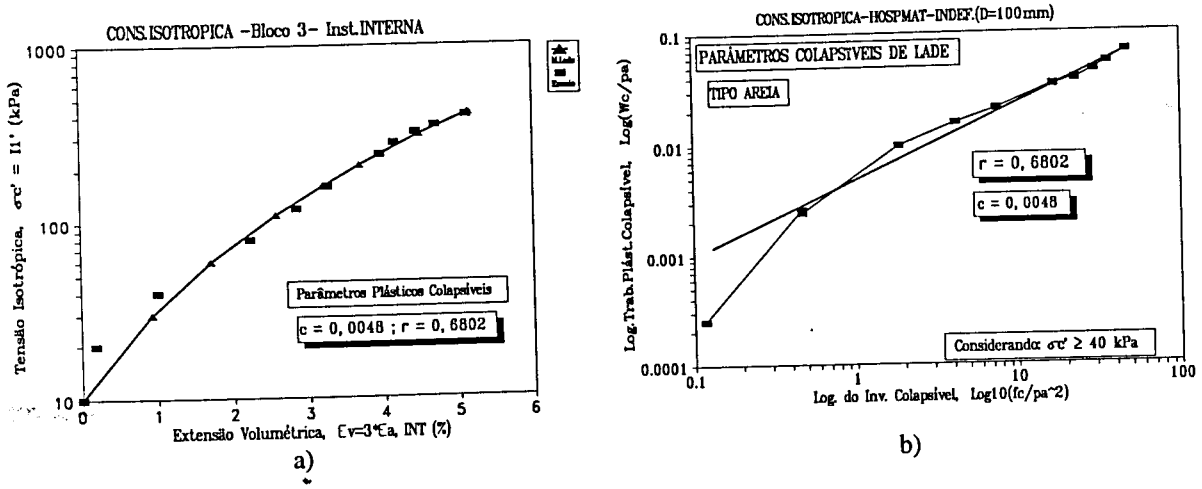


Figura 8.30 - Consolidação isotrópica sobre amostras indeformadas (D=100 mm) com instrumentação interna das deformações. a) σ'_c *versus* ε_v (valores de ensaio e curva modelada); b) W_c / p_a *versus* f_c / p_a^2 (parâmetros plásticos colapsíveis).

Os parâmetros elásticos, que aliás serviram de base à determinação da extensão volumétrica colapsível a partir da total no ensaio isotrópico (ver expressão 8.1), foram deduzidos dos ciclos de descarga e recarga dos ensaios *CID* com instrumentação interna (*CLASSELE*). Consideraram-se, em particular, os ramos rectilíneos de recarga dos ensaios de $\sigma'_c = 10,20$ e $100\,\text{kPa}$ (ver Figura 6.55) de acordo com a proposta de Lade (1988).

A não consideração do ensaio de $\sigma'_c = 40\,\text{kPa}$ para a avaliação destes parâmetros elásticos foi já justificada em 6.7.4.2 e a não inclusão do valor relativo ao ensaio de $\sigma'_c = 400\,\text{kPa}$ prende-se com a elevada tensão de consolidação respectiva, que se desajusta à análise do comportamento do maciço envolvido pela sapata. Este ensaio não será, aliás, objecto das parametrizações e simulações numéricas que se descrevem em seguida.

Na Figura 8.31 representa-se os valores do módulo elástico *versus* tensão de consolidação efectiva ($\sigma'_c = \sigma'_{vc} = \sigma'_{hc}$), ambos normalizados, e a recta de regressão resultante, indicando os respectivos parâmetros de dependência K_{el} e n_{el}.

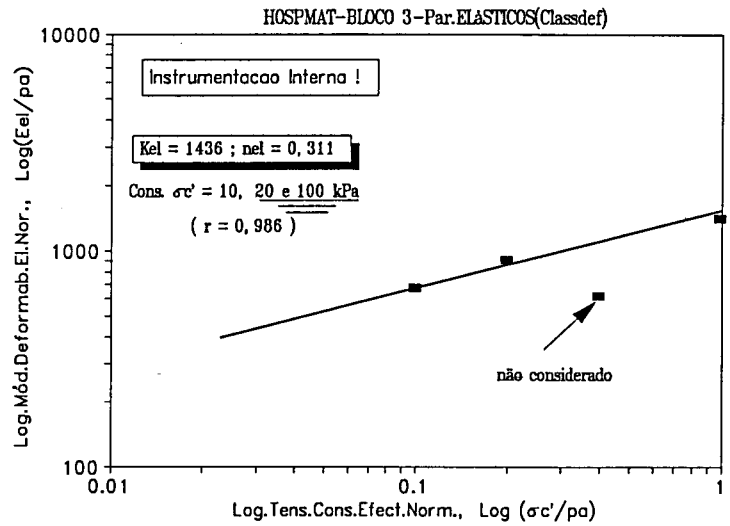
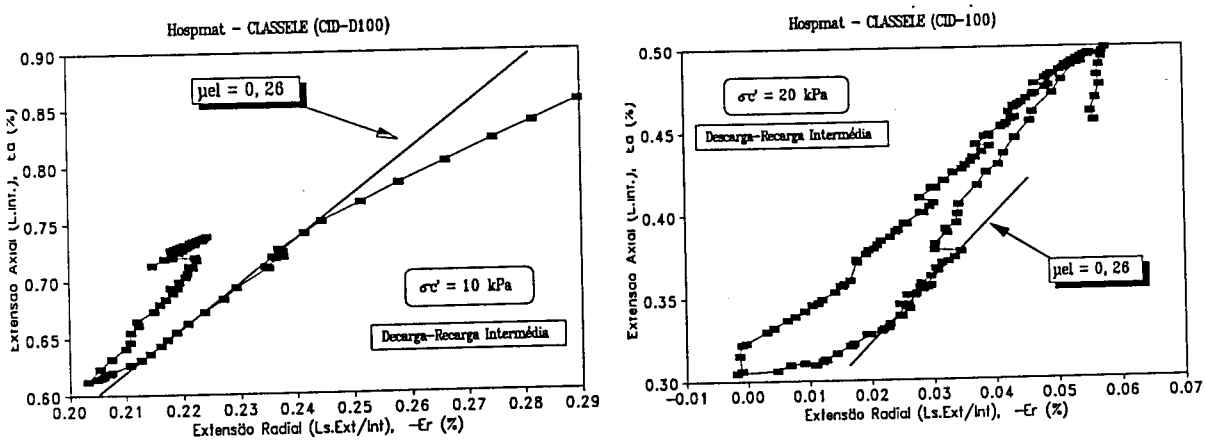


Figura 8.31 - Variação do módulo de deformabilidade ("elástico") com a tensão de confinamento efectiva inicial dos eixos *CID* com instrumentação interna (*CLASSELE*). Determinação de K_{el} e n_{el}.

O valor do coeficiente de Poisson elástico foi, à luz das considerações anteriores, deduzido dos mesmos ramos rectilíneos de recarga que serviram para dedução dos módulos elásticos. A Figura 8.32 ilustra duas dessas avaliações, constatando-se que o valor deste coeficiente é relativamente uniforme e próximo de 0,26.

Os parâmetros de rotura foram definidos a partir dos pontos de rotura dos ensaios com $\sigma'_c = 10,20$ e $40\,\text{kPa}$, correspondentes aos estados de tensão mais significativos do maciço envolvido pelo carregamento da sapata. Na Figura 8.33 representa-se esses pontos numa

escala bilogarítmica dos termos invariantes envolvidos na lei de cedência definida por Lade (f_p), explicitando-se aí os valores dos parâmetros resultantes η_1 e m. Verifica-se um muito bom enquadramento do ponto de rotura do ensaio de $\sigma'_c = 100\,\text{kPa}$.



a) b)

Figura 8.32 - Determinação do coeficiente de Poisson em ramos rectilíneos de recarga: a) $\sigma'_c = 10\,\text{kPa}$; b) $\sigma'_c = 20\,\text{kPa}$.

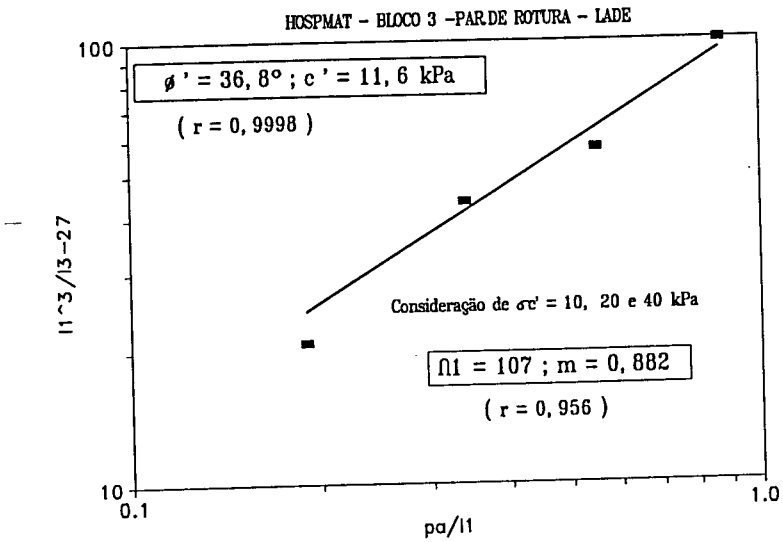


Figura 8.33 - Definição dos parâmetros de rotura (η_1 e m) segundo a lei de plastificação de Lade. Ensaios *CLASSELE*.

Com os valores anteriores foram deduzidos os parâmetros definidores das leis do potencial e do fluxo das deformações plásticas expansivas. Nas Figuras 8.34 a 8.37 apresenta-se os valores dos parâmetros de direcção das deformações plásticas expansivas (S, T) e de endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$) a partir de trabalho plástico para os diversos ensaios.

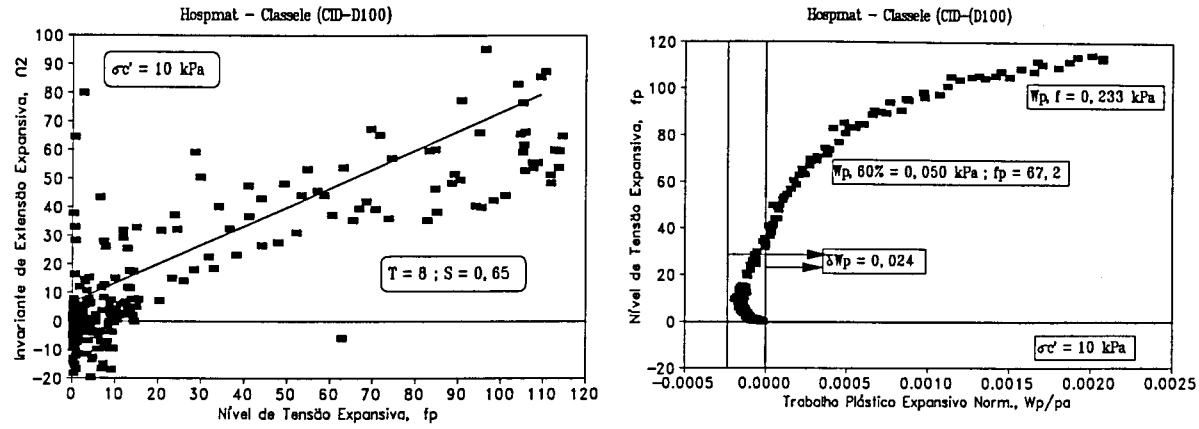


Figura 8.34 - Definição dos parâmetros das deformações plásticas expansivas para σ'_c = 10 kPa (*CLASSELE*): a) direcção (*S,T*); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$).

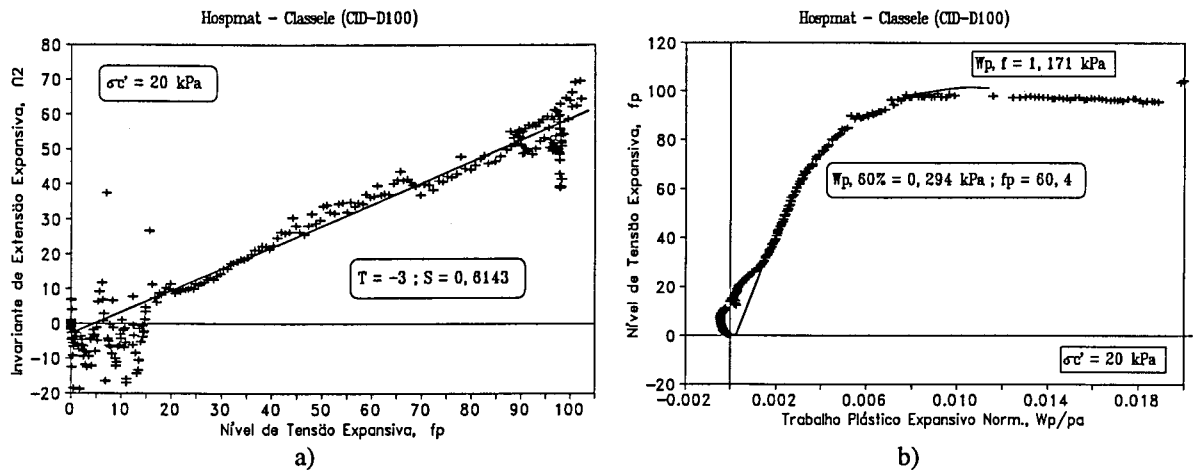


Figura 8.35 - Definição dos parâmetros das deformações plásticas expansivas para σ'_c = 20 kPa (*CLASSELE*): a) direcção (*S,T*); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$).

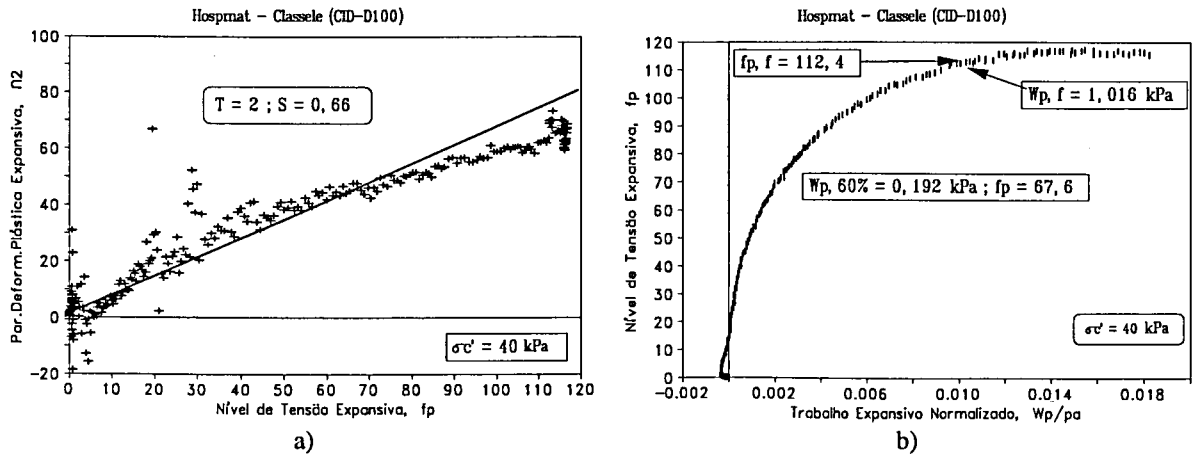


Figura 8.36 - Definição dos parâmetros das deformações plásticas expansivas para σ'_c = 40 kPa (*CLASSELE*): a) direcção (*S,T*); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$).

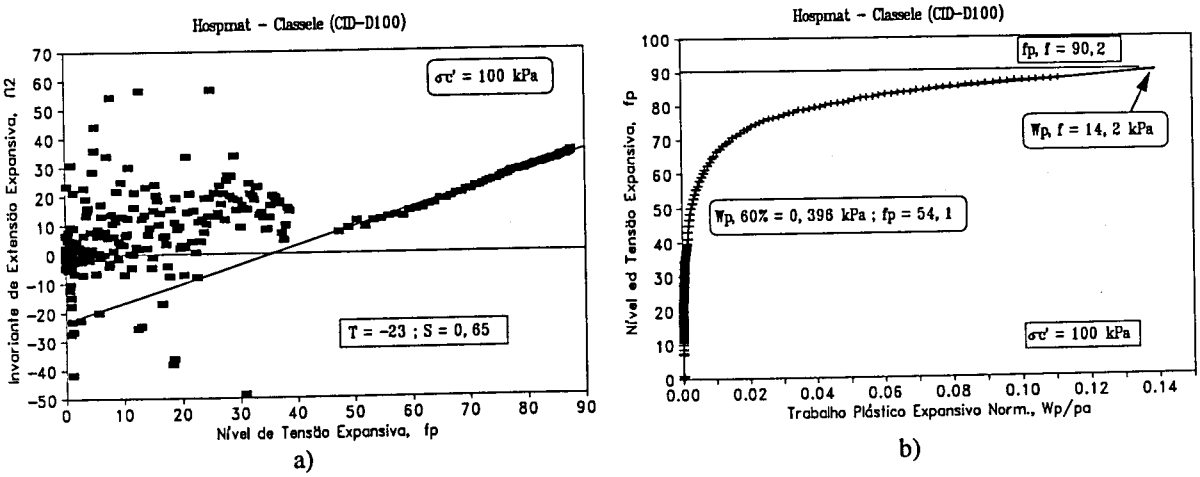


Figura 8.37 - Definição dos parâmetros das deformações plásticas expansivas para σ'_c = 100 kPa (*CLASSELE*): a) direcção (*S,T*); b) endurecimento ($W_{p,f}$, $W_{p,60\%}$).

Dos valores anteriores, são os correspondentes aos ensaios de σ'_c=20, 40 e 100 kPa que permitem uma boa medianização para determinação dos parâmetros do modelo. Se se reportar à representação normalizada destes ensaios (ver Figura 6.54), verifica-se que os ensaios de mais baixa tensão efectiva de consolidação são notoriamente não normalizáveis com os restantes. Isto é claro para o ensaio realizado com σ'_c=10 kPa, mas denota-se uma tendência claramente progressiva à medida que se evolui para tensões mais elevadas. A este facto não são estranhas as considerações que vêm sendo feitas ao longo deste trabalho sobre o carácter evolutivo destes solos e que é fruto da quebra progressiva da estrutura relicar, que os caracteriza em estado natural, com a indução de novos estados de tensão.

A Figura 8.38 mostra os gráficos de variação dos parâmetros S e T com a raiz quadrada da tensão efectiva da consolidação e os parâmetros deduzidos da regressão dos valores dos ensaios considerados. Nos termos dos parâmetros de direcção das deformações plásticas expansivas, os valores alinham muito razoavelmente.

Na Figura 8.39 estão representados os gráficos dos valores de rotura do trabalho plástico expansivo normalizado com o logaritmo da tensão normalizada (a) e do parâmetro de forma da lei de variação do trabalho com $f_p(q_{end})$ com a mesma tensão (b). Verifica-se que é precisamente a forma desta lei de variação de W_p com f_p no ensaio de 10 kPa que mais se desvia dos outros ensaios, razão pela qual este ensaio é o que menos se enquadra com os parâmetros médios assim determinados.

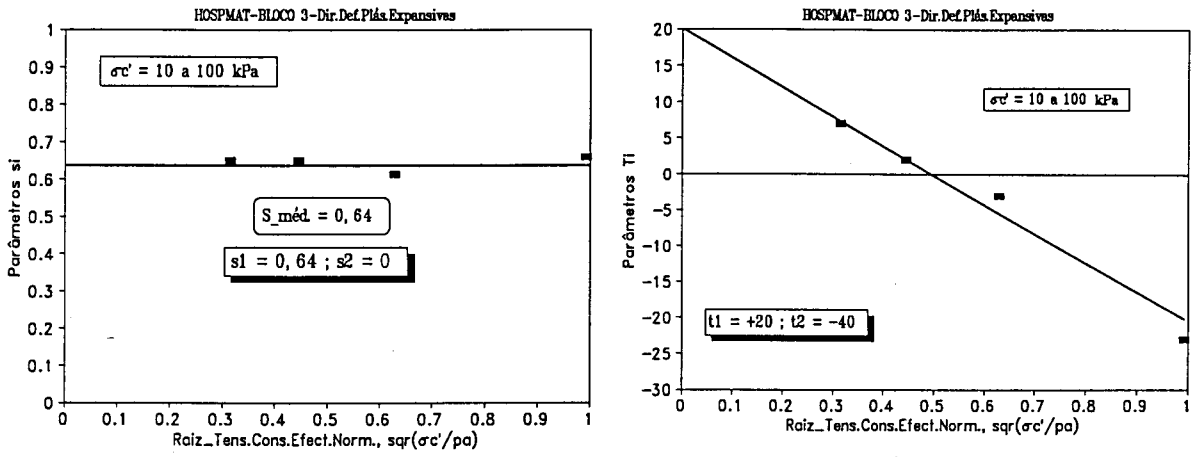


Figura 8.38 - Variação dos parâmetros de direcção de deformação plástica expansiva com a tensão de consolidação efectiva (*CLASSELE*): a) S *versus* $\sqrt{\sigma'_c / p_a}$, para avaliação de s_1 e s_2; b) T *versus* $\sqrt{\sigma'_c / p_a}$ para avaliação de $t1$ e $t2$.

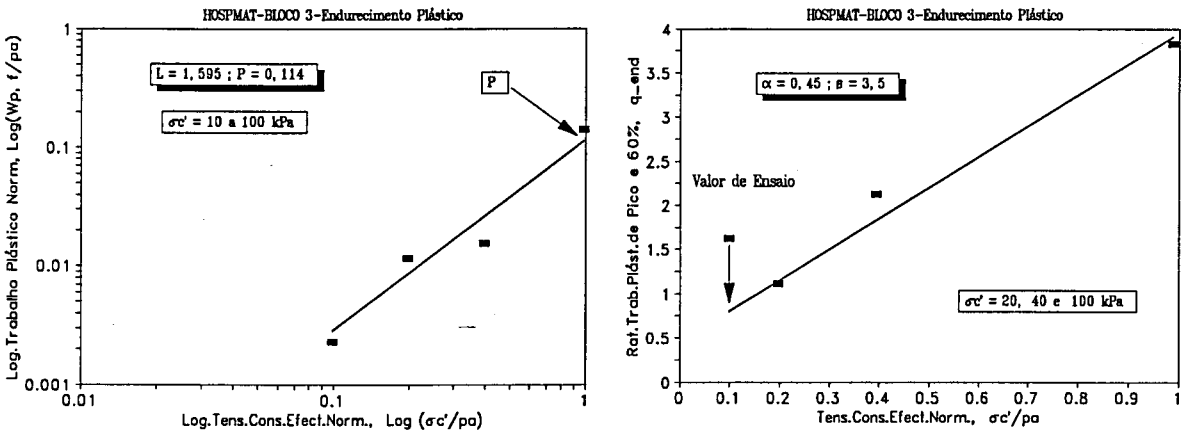


Figura 8.39 - Valores singulares da lei do trabalho plástico expansivo *versus* f_p - endurecimento (*CLASSELE*): a) log ($W_{p,f} / p_a$) *versus* log (σ'_c / p_a) para avaliação de L e P; b) q_{end} *versus* σ'_{c0} / p_a para avaliação de α e β.

A simulação dos ensaios triaxiais que serviram de base a esta parametrização foi feita com recurso ao programa FCEP, em incrementos de carga adaptados à especificidade de cada ensaio. Os parâmetros usados são resumidas no Quadro 8.10.

Na Figura 8.40 compara-se as curvas observadas nos ensaios e as resultantes da simulação numérica utilizando os parâmetros assim deduzidos.

Quadro 8.10 -Parâmetros do modelo de Lade para simulação dos ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna (electro-inclinómetros) - *CLASSELE*.

Elásticos			Colapsíveis		Rotura		Plásticos Expansivos							
K	n	υ	c	ρ	η_1	m	S		T		$W_{p.f}$		q_{end}	
							s_1	s_2	t_1	t_2	L	P	α	β
1436	0,311	0,26	0,0048	0,6802	107	0,882	0,64	0	20	- 40	1,595	0,114	0,45	3,5

Da observação da figura 8.40 verifica-se uma boa aproximação da simulação numérica para os ensaios com $\sigma'_c = 40$ e $100\,\text{kPa}$. O desfasamento da simulação numérica com base nos parâmetros do conjunto de ensaios atrás identificados é evidente no cômputo geral do ensaio de $\sigma'_c = 10\,\text{kPa}$ e nas gamas mais baixas de tensão de desvio para $\sigma'_c = 20$ kPa. Neste último ensaio, o ajuste da curva de $\sigma_1 - \sigma_3$ e ε_v *versus* ε_a só se dá a partir de um nível mais elevado de tensões, correspondendo a valores de f_c e f_p cerca de, respectivamente, 3 e 7 vezes os correspondentes ao nível de $K_0 = 0{,}5$. Estes valores revelam uma tendência de comportamento distinto antes e após se atingirem as superfícies de cedência do tipo colapsível e expansivo.

A este facto não é estranho o comportamento não normalizável dos ensaios, já referido, e reitera a noção de que a indução de tensões de consolidação mais elevadas do que as correspondentes ao estado de tensão de repouso, às profundidades de recolha dos blocos e amostradores de solo indeformado, desestrutura inevitavelmente o solo saprolítico, mesmo que as tensões induzidas sejam quase exclusivamente do carácter isotrópico. Relembre-se que as profundidades a que se recolheram aquelas amostras oscilaram entre 1,0 e 1,5 m o que, admitindo um coeficiente de impulso em repouso entre 0,35 e 0,50, corresponde a tensões efectivas horizontais de repouso ($\sigma'_c = \sigma'_{hc} = \sigma'_{h0}$, no ensaio triaxial clássico) de 10 a 15 kPa.

Alguma e inevitável perturbação das amostras poderia explicar a diversidade de comportamentos observados nos diferentes ensaios. No entanto, o carácter evolutivo das propriedades mecânicas dos provetes ensaiados sob distintos estados de tensão efectiva de consolidação, denota alguma reprodutibilidade nas várias séries de ensaios realizados (*TRIAFEUP*, *PUC/RJ* e *CLASSELE* - ver Capítulo 6). O facto de o estado de tensão efectiva de consolidação do ensaio com σ'_c = 10 kPa se aproximar do de repouso, atendendo à profundidade de recolha das amostras indeformadas, constitui seguramente factor determinante para o desfasamento da resposta deste ensaio em relação à dos restantes.

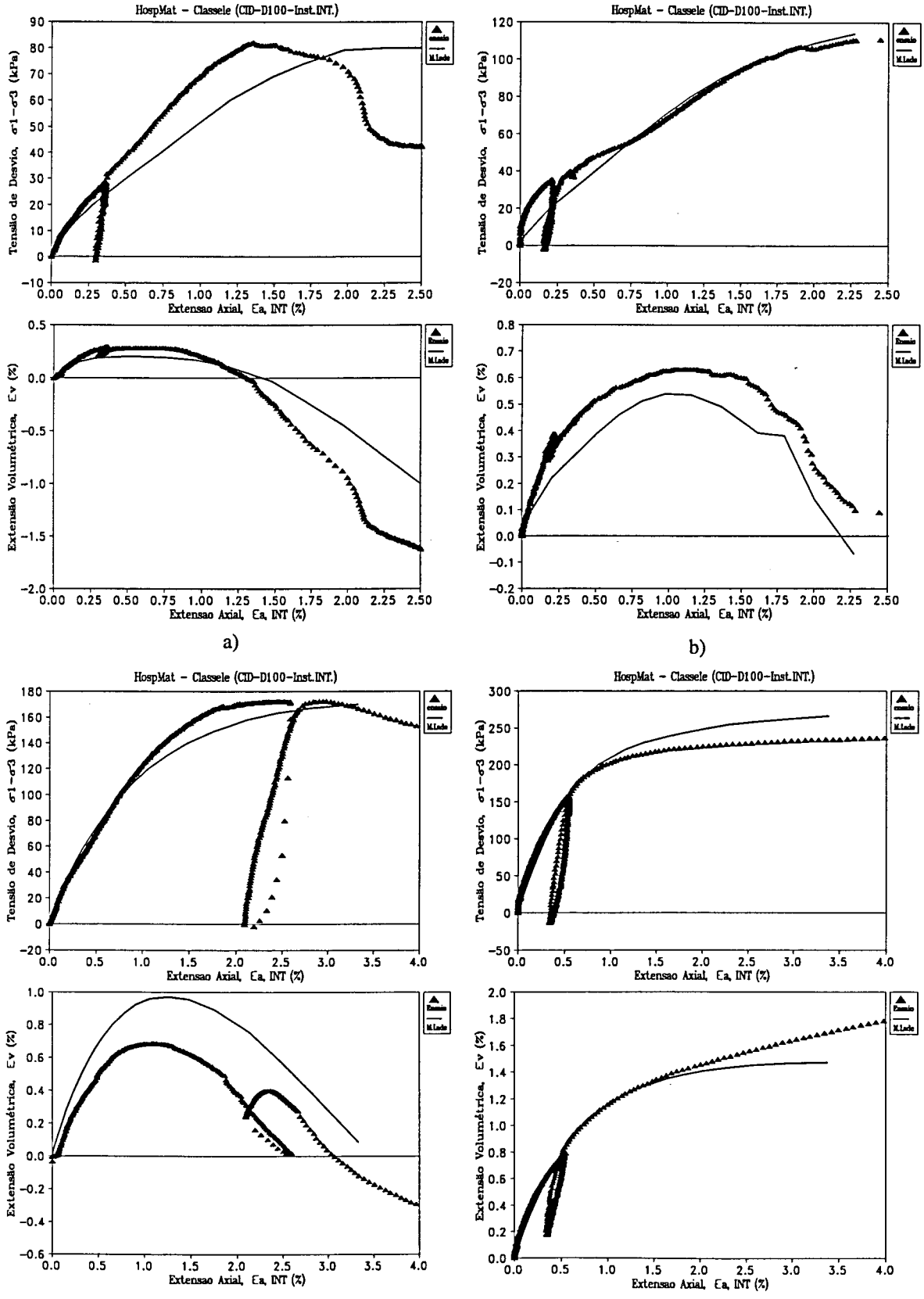


Figura 8.40 - Curvas de $\sigma_1 - \sigma_3$ e ε_v *versus* ε_a dos ensaios triaxiais *CID* (com instrumentação interna) e da simulação pelo modelo de Lade: a) σ'_c = 10 kPa ; b) σ'_c = 20 kPa ; c) σ'_c = 40 kPa; d) σ'_c = 100 kPa

Assim, a indução de estados de tensão de consolidação (ainda que isotrópicos) superiores ao de repouso parece acarretar quebra gradual das ligações cimentadas interparticulares que caracterizam o estado natural de um solo saprolítico (particularmente, como foi constatado pelas análises microscópicas - ver 3.4.3, se o cimento presente na matriz deste solo residual fôr do tipo argiloso com pontes de cimentação relativamente sensíveis). Se se reportar aos resultados dos ensaios de consolidação isotrópica (ver 6.4 ou as Figuras 8.20 e 8.30, de modelação dos parâmetros colapsíveis) verifica-se que há uma notória evolução (ainda que gradual) de um comportamento mais rígido para menos rígido logo para os primeiros escalões de tensão, sendo que a partir, sensivelmente, da tensão efectiva isotrópica de 40 kPa o solo denota comportamento característico de material desestruturado (alinhamento da resposta no espaço de tensões W_c / p_a *versus* f_c / p_a^2).

Acresce o facto, já referido, de que as superfícies que definem o limiar "elasto--estrutural" dos solos residuais se centrarem, em geral, em torno do eixo ou linha K_0, pelo que o alívio de tensões correspondente à preparação dos provetes após amostragem e reindução de estados de consolidação isotrópicos pode muito facilmente, e para valores de tensões moderados, desestruturar parcialmente o solo a ser ensaiado posteriormente ao corte.

Dificilmente se pode definir com clareza a posição destas superfícies de limiar elasto-estrutural e só um mais profundo estudo, envolvendo diversas trajectórias de tensões e sempre com recurso a instrumentação de grande qualidade, permitiria ser conclusivo em relação a esta questão.

Admitiu-se, assim, que o conjunto de ensaios de 20, 40 e 100 kPa permitiria, numa primeira abordagem, obter uma global simulação da resposta elasto-plástica. Posteriormente, optou-se por um exercício paramétrico, onde se procurou introduzir superfícies de cedência (de plastificação) que representassem, nos termos que se consideram em seguida, a posição relativa das mesmas em relação ao estado de tensão actual.

8.4.2.2 - Parametrização com base no ensaio mais representativo do estado de repouso

Para maior generalização desta análise optou-se por determinar os parâmetros do modelo com base no ensaio com $\sigma'_c = 10\,\text{kPa}$, admitindo as seguintes premissas:

(i) os parâmetros elásticos, plásticos colapsíveis e de rotura mantêm-se os mesmos do conjunto (opção legitimada pelo bom alinhamento dos pontos relativos ao conjunto de ensaios, incluindo o acima referido);

(ii) os parâmetros plásticos expansivos correspondentes à direcção de plastificação foram determinados directamente das respostas em termos da curva de

η_2 *versus* f_p, considerando nulo o desenvolvimento do trabalho plástico colapsível até um valor de f_c correspondente ao ponto de inflexão da resposta em termos de W_c / p_a *versus* f_c / p_a^2 (ver Figura 8.30b); ou seja, considerando só deformações volumétricas elásticas até então, dada a muito maior rigidez até esses níveis; os novos valores dos parâmetros respectivos são os seguinte:

$$S = 0{,}9 \quad \text{e} \quad T = 6;$$

(iii) os parâmetros de endurecimento foram definidos da seguinte forma:

(iii-1)o valor de pico (de rotura) foi retirado directamente da resposta obtida com as hipóteses (ii), sendo de:

$$W_{p,f} = 0{,}12\,(\text{kPa}) \Rightarrow P = W_{p,f} / p_a = 0{,}00118 \quad (L = 0)$$

definindo-se, assim, o parâmetro P;

(iii-2)a forma da curva do desenvolvimento do trabalho plástico, nos termos da proposta clássica de Lade (definida a partir do ponto de rotura e do correspondente a 50 a 60% do mesmo), mostrou-se claramente incapaz de reproduzir a verdadeira resposta do ensaio, pelo que se procurou um outro ponto singular que permitisse a sua modelação tendo-se obtido o melhor ajuste para: $W = 80\% \cdot W_{p,f}$, valor, portanto, que poderá ser mais significativo para materiais estruturados; a este ajuste corresponde um valor de q_{end} de 0,625.

Os parâmetros do modelo, assim deduzidos, são resumidos no Quadro 8.11.

Quadro 8.11 -Parâmetros do modelo de Lade para simulação dos ensaios triaxiais *CID* com instrumentação interna (electro-inclinómetros) - Consideração preferencial do ensaio *CLASS10*.

Elásticos			Colapsíveis		Rotura		Plásticos Expansivos							
K	n	υ	c	ρ	η_1	m	S		T		$W_{p,f}$		q_{end}	
							s_1	s_2	t_1	t_2	L	P	α	β
1436	0,311	0,26	0,0048	0,6802	107	0,882	0,9	0	6	0	0	0,0012	0,625	0

A simulação do ensaio *CLASS10* foi efectuada com base nos parâmetros anteriores e considerando - por coerência - funções de cedência (f_{cp} e f_{pp}) correspondentes ao estado de tensão efectiva inicial à profundidade média de recolha das amostras indeformadas ($\sigma'_{v0} = 20; \sigma'_{h0} = 10$ kPa). Na Figura 8.41 compara-se as curvas observadas no ensaio e as resultantes dessa simulação, podendo verificar-se a excelente concordância obtida.

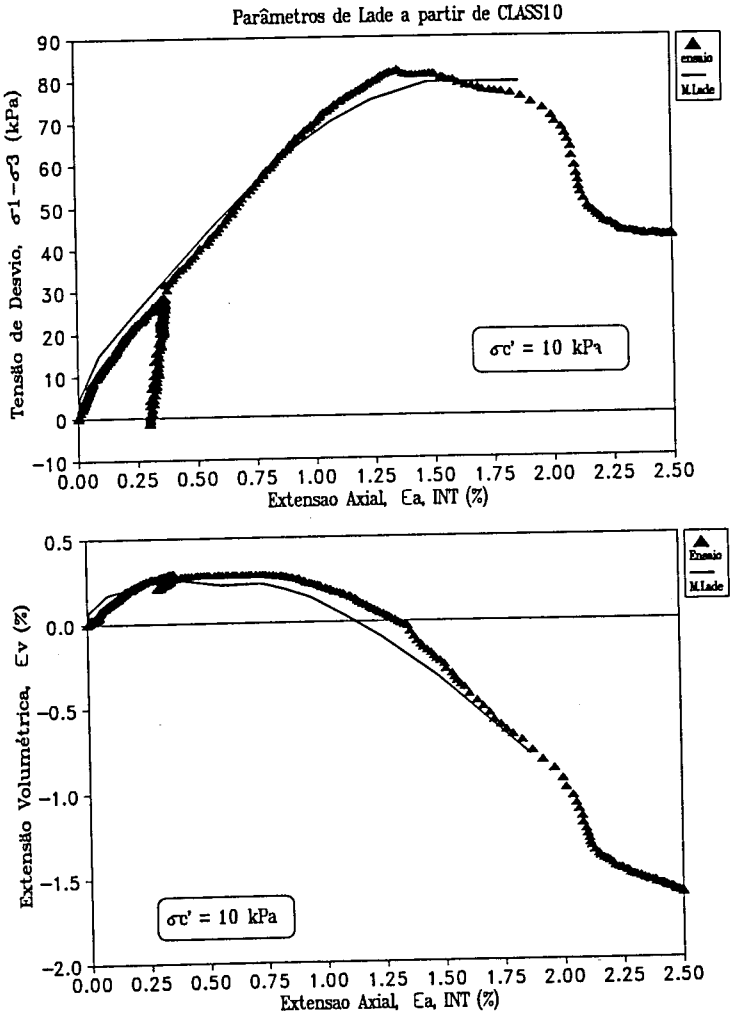


Figura 8.41 - Comparação das curvas de $\sigma_1 - \sigma_3$ e ε_v *versus* ε_a resultantes do ensaio triaxial *CID*, $\sigma'_c = 10\,\text{kPa}$ e da simulação numérica com o modelo de Lade, considerando a resposta do próprio ensaio.

8.4.2.3 - Consideração de superfícies de cedência alargadas para ter em conta a sensibilidade do solo residual estudado

Há, assim, indícios de uma interioridade em relação ao limiar elástico ("yield locus") correspondente a uma preservação parcial da estrutura natural (as cimentações naturais interparticulares parecem perder-se com a indução de estados de tensão de consolidação mais elevados). Constata-se, porém, que as respostas constitutivas elasto-plásticas para além desse limiar se apresentam razoavelmente normalizadas entre si, facto retratado no bom desempenho das simulações numéricas baseadas em parâmetros do modelo assim deduzidos (pós-cedência ou pós-reserva elasto-estrutural).

Em relação a esta tendência é interessante verificar que a simulação do ensaio com $\sigma'_c = 10\,\text{kPa}$, para o conjunto de parâmetros do Quadro 8.10, apresenta uma notória sobreavaliação da deformabilidade em termos da curva de tensão de desvio *versus* deformação axial, e uma sensível, mas menos evidente, subavaliação da dilatância positiva, muito particularmente para níveis mais elevados de tensão, em relação à resposta real. Estas constatações reflectem o facto de este ensaio ser executado sob estados de tensão efectiva de confinamento muito próximos do de repouso, não tendo estado sujeito a crescentes desestruturações associadas à indução de tensões de consolidação isotrópicas para além da superfície de cedência respectiva (colapsível).

Vê-se, assim, que a consideração dos parâmetros do modelo deduzidos nos termos atrás descritos (considerando os ensaios com 20, 40 e 100 kPa de tensão efectiva de consolidação - Quadro 8.10) para a simulação do comportamento real do solo deve ser tomada com reserva e, muito particularmente, passar pela introdução de limiares de cedência, em termos colapsíveis e expansivos, baseados nos resultados acumulados na campanha de ensaios laboratoriais sobre amostras indeformadas como a seguir se descreve.

Uma primeira reflexão sobre o comportamento dos provetes de solo indeformado em ensaios edométricos (ver 6.2), levaram a admitir que:

(i) ainda que a amostragem realizada para ensaios triaxiais tenha sido muito cuidadosa, os processos de preparação dos provetes (saliente-se que há um alívio de tensões do provete no processo de montagem nestas câmaras triaxiais, ao contrário dos provetes edométricos que mantêm o confinamento lateral do próprio anel usado no aparelho do ensaio) quebram, inevitavelmente, parte das ligações estruturais de materiais tão sensíveis como os saprólitos de granito, relegando o material para zonas do espaço de tensões pós-limiar elástico;

(ii) a resposta elasto-plástica dos provetes ensaiados em condições triaxiais poderá ser considerada representativa do comportamento global, desde que sejam adoptadas tensões efectivas de consolidação com valores adaptados às tensões efectivas de repouso envolvidas pela obra em análise; ou seja, desde que se recolham amostras em profundidade, do maciço que se prevê vir a ser envolvido pelos novos estados de tensão, e as mesmas sejam reconsolidadas aos seus estados de tensão naturais.

Assim, uma das hipóteses a considerar na análise da resposta da sapata experimental estudada, poder-se-á basear no pressuposto de que a reserva elasto-estrutural pode ser associada a um índice semelhante ao grau de sobreconsolidação (*OCR*) de materiais sedimentares. Este índice, que se designará por grau de estruturação (*GE*), definir-se-á por meio da equação:

$$GE = \frac{\sigma'_{v_{pi}}}{\sigma'_{v_{oi}}} = \frac{\sigma'_{h_{pi}}}{\sigma'_{h_{0i}}} \tag{8.2}$$

sendo:

$\sigma'_{v_{oi}}$ - tensão efectiva vertical de repouso em cada ponto do maciço;

$\sigma'_{v_{pi}}$ - tensão efectiva vertical correspondente à superfície limiar elástica;

$\sigma'_{hoi}, \sigma'_{hpi}$ - idem para as tensões horizontais.

O valor de referência de "*GE*" foi determinado a partir dos resultados tendenciais da "pré-consolidação virtual" deduzidos dos ensaios edométricos sobre amostras indeformadas de maior dimensão cujos resultados se apresentaram em 6.2. Aí se verifica que o valor desta tensão é de (ver Figura 6.8): $\sigma'_{vp} \cong 80-140\,\text{kPa}$.

Admitindo as tensões efectivas verticais de repouso às profundidades a que se retiraram os blocos (a partir dos quais se recolheram os provetes para os ensaios edométricos) de $\sigma'_{v0} \cong 20-25\,\text{kPa}$, obtém-se um valor médio de *GE* entre 4,0 e 5,6, pelo que se considerou, conservativamente $GE \cong 5$.

A integração deste valor na modelação numérica do carregamento da sapata foi implementada como a seguir se descreve:

(i) cálculo das tensões principais do limiar elasto-estrutural ($\sigma'_{h0} = K_0 \cdot \sigma'_{v0} = 0{,}5 \cdot \sigma'_{v0}$):

$$\sigma'_{1pi} = \sigma'_{vpi} = 5 \cdot \sigma'_{v0i} = 5 \cdot \sigma'_{10i} \quad ; \sigma'_{3pi} = \sigma'_{hpi} = 5 \cdot \sigma'_{h0i} = 5 \cdot \sigma'_{30i}$$

(ii) definição das funções de cedência colapsível e expansiva através dos invariantes de tensão:

$$I_{1p} = \sigma'_{1pi} + 2 \cdot \sigma'_{3pi} \tag{8.4}$$

$$I_{2p} = \left(2 \cdot \sigma'_{1pi} \cdot \sigma'_{3pi} + {\sigma'_{3pi}}^2\right) \tag{8.5}$$

$$I_{3p} = \sigma'_{1pi} \cdot {\sigma'_{3pi}}^2 \tag{8.6}$$

(iii) cálculo das funções de cedência colapsível e expansiva:

$$f_{cp} = {I_{1p}}^2 + 2 I_{2p} \tag{8.7}$$

$$f_{pp} = \left[{I_{1p}}^3 / I_{3p} - 27\right] \cdot \left[I_{1p} / pa\right]^m \tag{8.8}$$

até às quais se admite que o comportamento constitutivo é exclusivamente elástico, só se desenvolvendo plastificações colapsíveis e expansivas quando atingidas estas superfícies.

Uma outra perspectiva para introdução desta reserva elasto-estrutural na modelação do solo cimentado consiste na consideração de superfícies de cedência "fixas" no espaço de tensões, admitindo que aquele limiar elástico é regido por pontes de ligação interparticular de intensidade constante, função do teor de "cimento" relicar. Ou seja, admite-se que essas ligações são praticamente independentes da profundidade e, por isso, do estado de tensão efectiva em repouso. Para estimar essas funções de cedência, colapsível e expansiva, analisou-se criteriosamente as curvas de resposta dos ensaios de consolidação isotrópica, por um lado, e dos ensaios triaxiais com tensões de consolidação de 10, 20 e 40 kPa, por outro, em termos, respectivamente, das curvas dos trabalhos plástico colapsível e expansivo *versus* invariantes das tensões.

Como se pode observar da Figura 8.30 (de σ'_c *versus* ε_v e W_c / p_a *versus* f_c / p_a^2), do ensaio de consolidação isotrópica há uma inflexão da resposta volumétrica e do trabalho plástico colapsível com o invariante de tensões para valores de $\sigma'_c = I_1$ entre 20 e 40 kPa. À primeira tensão que corresponde um valor da função de cedência colapsível de: f_{c_p} = 1200 kPa^2. Por seu lado, a observação das Figuras 8.34b, 8.35b e 8.36b (de W_p / p_a *versus* f_p), respectivamente, dos ensaios de σ'_c =10, 20 e 40 kPa (mais representativos das tensões que se desenvolvem no maciço solicitado pela sapata), permite constatar que as curvas se apresentam praticamente lineares até níveis de tensão expansiva próximos de 70 (valor este razoavelmente constante nos três ensaios), a partir dos quais se tornam fortemente não lineares e com um desenvolvimento do trabalho plástico expansivo mais acentuado. A este valor de tensão se associará, por hipótese, a função de cedência plástica expansiva: f_{p_p} =70.

Admitindo como premissas de reserva estrutural estes valores das funções de cedência assim estimadas, procedeu-se à simulação do ensaio triaxial de 10 kPa, com base nos parâmetros do conjunto dos ensaios normalizados (Quadro 8.10) e recorrendo ao programa FCEP, com incrementos de carga adaptados à especificidade do ensaio. Na Figura 8.42 compara-se as curvas observadas no ensaio e as resultantes da simulação numérica utilizando os parâmetros assim deduzidos e considerando os valores definidos acima para superfícies de cedência.

Da análise comparativa das respostas observada e calculada naqueles termos, verifica-se uma subestimação da deformação axial e uma razoável simulação da deformação volumétrica. A título de teste de sensibilidade foi diminuído f_{cp} para valores de 600 kPa^2, ou seja considerando praticamente comportamento colapsível desde os primeiros níveis de tensão, tendo-se obtido uma boa reprodução da resposta em termos da curva $\sigma_1 - \sigma_3$ *versus* ε_a em detrimento da simulação da curva ε_v *versus* ε_a. Dado considerar-se de extrema importância a simulação do comportamento volumétrico para a correcta avaliação da resposta

de conjunto do maciço solicitado pela sapata experimental, e perante a análise relativa às tendências de inflexão do comportamento das curvas dos vários ensaios e que serviu de base às hipóteses de definição dos limiares de comportamento elástico, considerou-se como legitimados aqueles valores das funções de cedência para a análise numérica da sapata protótipo, que se apresenta no parágrafo que se segue.

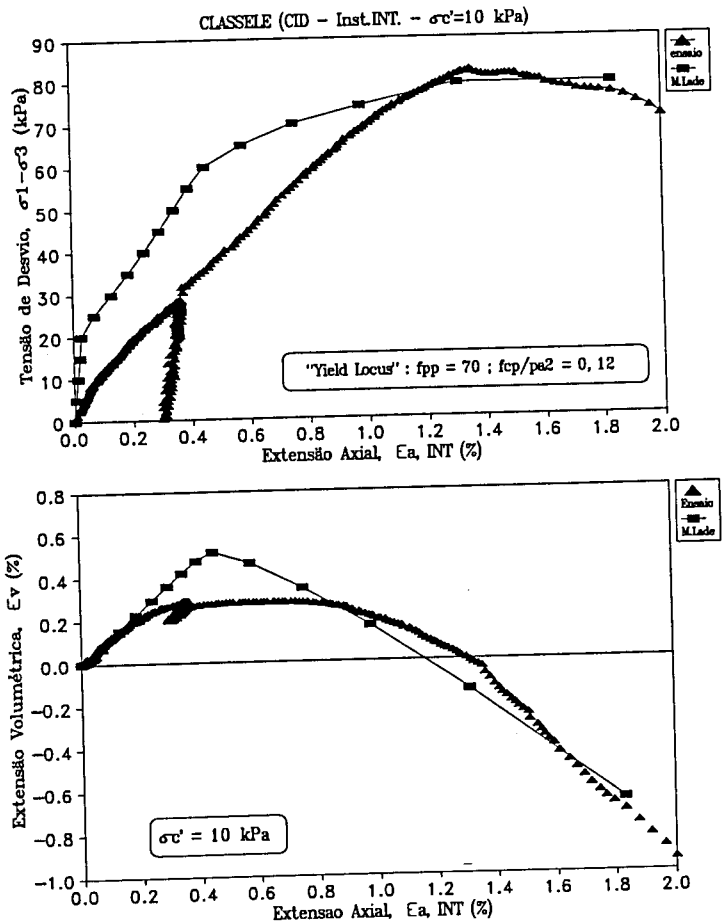


Figura 8.42 - Comparação das curvas de $\sigma_1 - \sigma_3$ e ε_v *versus* ε_a do ensaio triaxial *CID* com $\sigma'_c = 10\,\text{kPa}$ e da simulação numérica com o modelo de Lade, considerando o conjunto dos parâmetros dos ensaios normalizados e introduzindo limiares de cedência definidos por: $f_{cp}/p_a{}^2 = 0{,}12$ e $f_{pp} = 70$.

8.4.3 - Simulação numérica do ensaio de carga da sapata pelo modelo de Lade

São agora apresentados os resultados obtidos da análise numérica do comportamento da sapata experimental com utilização do programa FCEP e considerando o modelo constitutivo de Lade. O confronto dos resultados obtidos e observados é feito, em primeira

análise, na vertente correspondente aos assentamentos da sapata, sendo posteriormente confrontados os relativos aos movimentos verticais das marcas superficiais. Dado o pressuposto carácter universal deste modelo na simulação do comportamento do solo, mesmo tendo em conta as distintas trajectórias de tensões envolvidas em zonas do maciço como são as subjacentes àqueles pontos de observação de deslocamentos, considera-se que só a convergência dos valores calculados com os observados nos dois conjuntos citados fundamenta a melhor opção paramétrica. Este questão é objecto final do estudo que agora se apresenta.

Foram considerados os seguintes escalões de carregamento na simulação numérica:

$$q = 25, 50, 75, 100, 150, 200, 300, 400, 500, 600, 700 \text{ e } 800 \text{ kPa}$$

sendo, contudo, o cálculo interrompido quando os assentamentos deduzidos para a base da sapata excederem os 100 mm.

Em cada incremento de carga foram estabelecidos critérios de convergência já expostos, ou seja, tolerância de 0,05% ou 100 iterações por incremento, tendo em geral aquele limite sido atingido em primeiro lugar.

No Quadro 8.12 identifica-se os cálculos realizados e os parâmetros do modelo de Lade correspondentes, deduzidos em 8.4.1 e 8.4.2 relativos aos ensaios triaxiais *TRIAFEUP* e *CLASSELE*, respectivamente.

Na Figura 8.43 representa-se as curvas de pressão aplicada *versus* assentamento da base da sapata observada no ensaio e resultante da simulação elasto-plástica de Lade a partir dos parâmetros deduzidos dos ensaios triaxiais *TRIAFEUP* (cálculo L_1).

Da observação destas curvas, fortemente discrepantes, pode verificar-se que a parametrização adoptada para o cálculo em causa se revela fortemente desajustada em relação ao comportamento real do maciço assim solicitado.

Conclui-se que a consideração de parâmetros do modelo deduzidos de ensaios com recurso a instrumentação externa das deformações, parece traduzir-se em resultados de simulações numéricas de fundações superficiais sobre solos destas características manifestamente conservativas. Esta conclusão é totalmente convergente com as que antes se fizeram a partir dos modelos de cálculo mais simples baseados na Teoria da Elasticidade linear ou não-linear (hiperbólica).

Quadro 8.12 - Identificação dos cálculos numéricos realizados para simulação da sapata experimental com recurso ao modelo de Lade. Resumo dos parâmetros utilizados.

	Elásticos			Colapsíveis		Rotura		Plásticos Expansivos								
Cálculo	K	n	υ	c	ρ	η_1	m	s_1	s_2	t_1	t_2	L	P	α	β	Notas
L_1	610	0,649	0,40	0,0021	0,9906	61,8	0,492	0,393	0,061	1,696	-6,194	1,192	0,118	1,103	0	(1)
L_2	1436	0,311	0,26	0,0048	0,6802	107	0,882	0,64	0	20	- 40	1,595	0,114	0,45	3,5	(2)
L_3								0,9	0	6	0	0	0,0012	0,625	0	(3)
L_4								0,64	0	20	- 40	1,595	0,114	0,45	3,5	(4)
L_5																(5)

(1) parâmetros deduzidos do ensaio de consolidação isotrópica e dos ensaios triaxiais com instrumentação externa, da série *TRIAFEUP* (conjunto de ensaios definidos em 8.4.1);

(2) todos os parâmetros foram deduzidos do ensaios de consolidação isotrópica e dos triaxiais com instrumentação interna, da série *CLASSELE*, considerando o conjunto correspondente aos ensaios com σ'_c= 10, 20, 40 e 100 kPa para os parâmetros elásticos e plásticos colapsíveis, mas desprezando o ensaio não normalizado com os restantes (com σ'_c= 10 kPa - ver 8.4.2.1) para os plásticos expansivos (ver Quadro 8.10);

(3) todos os parâmetros foram deduzidos do ensaio de consolidação isotrópica e dos triaxiais com instrumentação interna, da série *CLASSELE*, considerando o conjunto correspondente aos ensaios com σ'_c= 10, 20, 40 e 100 kPa para os parâmetros elásticos e plásticos colapsíveis, mas agora adoptando exclusivamente, e por contraponto, o ensaio com σ'_c= 10 kPa para definição dos plásticos expansivos (ver Quadro 8.11, em 8.4.2.2);

(4) definição dos parâmetros de base análoga a (L_2) mas introduzindo no cálculo numérico superfícies alargadas de cedência, colapsíveis e expansivas, definidas por um grau de estruturação "*GE*"=5, proporcional ao estado de tensão de repouso, conforme descrição em 8.4.2.3 - expressões (8.2) e (8.8);

(5) hipóteses semelhantes a (L_4) mas considerando superfícies de cedência, colapsíveis e expansivas, de valor constante (hipótese explanada no parágrafo 8.4.2.3) iguais a f_{cp} = 1200 kPa^2 e $f_{pp} = 70$.

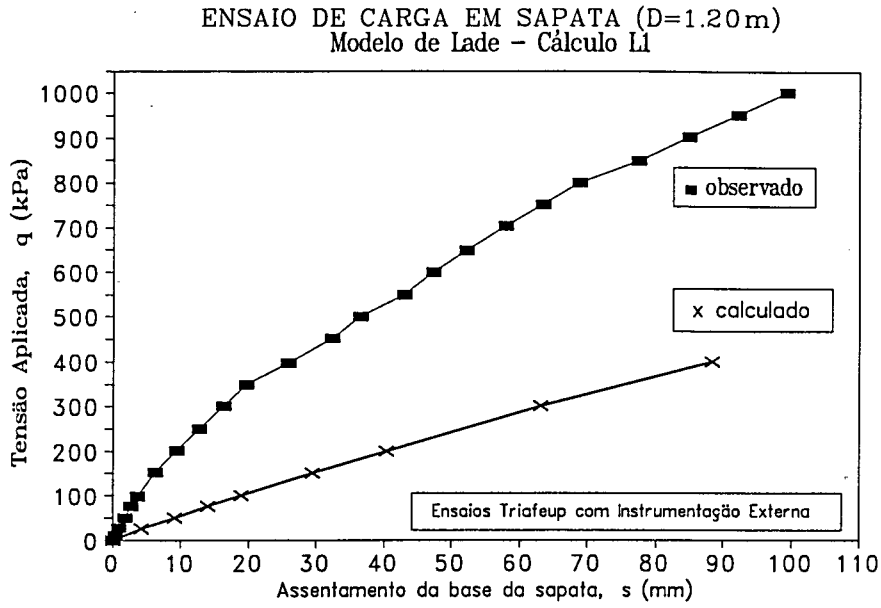


Figura 8.43 - Curvas de pressão aplicada *versus* assentamento da sapata. Valores observados no ensaio e obtidos pela simulação elasto-plástica de Lade (*MEF*). Cálculo L_1.

Dada a extrema conservatividade destes resultados, considerou-se irrelevante a apresentação do desenvolvimento de deformações e tensões no interior do maciço, pelo que não se desenvolveram mais análises com base no modelo de Lade com a parametrização assim definida.

A comparação da curva observada com a obtida adoptando o modelo de Lade e tomando como base os parâmetros deduzidos a partir de ensaios com recurso a instrumentação interna das deformações axiais (cálculo L_2), é apresentada na Figura 8.44.

A observação da figura permite concluir o seguinte:

(i) a simulação numérica, considerando os resultados de ensaios triaxiais com instrumentação interna das deformações, retrata bastante convenientemente o andamento geral da curva de resposta real do ensaio sobre a sapata;

(ii) a curva observada apresenta rigidez inicial superior à resultante da modelação, em particular para os mais baixos valores da pressão aplicada ao terreno; o ajuste da resposta simulada à observada é muito bom para o primeiro escalão de carga mas perde-se nos escalões seguintes; o desfasamento das duas curvas é, no entanto, praticamente constante ao longo de toda a curva de ensaio.

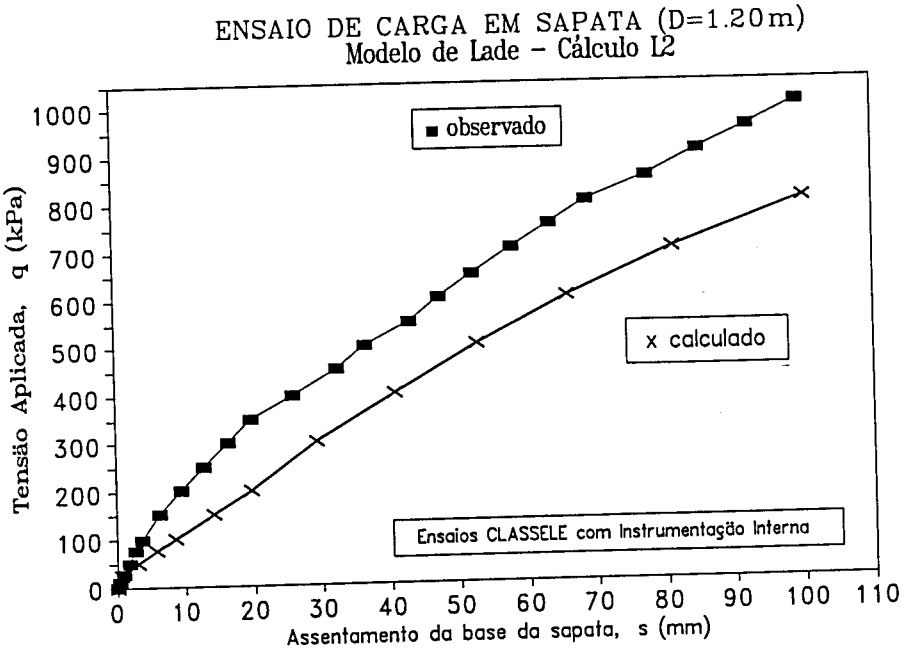


Figura 8.44 - Comparação das curvas de tensão aplicada *versus* assentamento da sapata observada durante o ensaio e resultante da simulação numérica a partir do modelo elasto-plástico de Lade. Parâmetros deduzidos de ensaios triaxiais com instrumentação interna (cálculo L_2).

Na Figura 8.45 apresenta-se, a título comparativo, as curvas deduzidas da simulação numérica com o modelo de Lade considerando os dois conjuntos de parâmetros antes identificados.

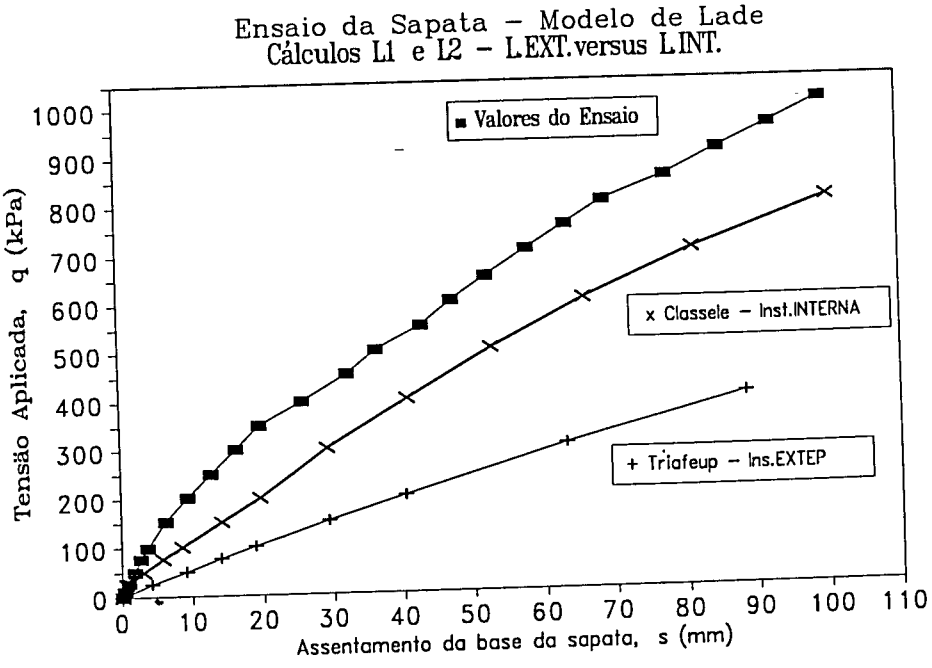


Figura 8.45 - Comparação das curvas observadas e da simulação numérica com base no modelo de Lade. Parametrização deduzida da instrumentação externa e interna (cálculos L_1 *versus* L_2).

A diferença entre as duas simulações, com referência à curva observada, salienta a total inadequabilidade da consideração de um modelo constitutivo de características tão englobantes, em termos de comportamento real de maciços terrosos solicitados desde os mais baixos níveis de tensão, como é o caso do modelo de Lade, se, para a sua consideração, se optar por parâmetros deduzidos de ensaios em laboratório sobre amostras indeformadas, ainda que cuidadosos, com adopção da instrumentação clássica das grandezas envolvidas.

Reafirma-se, assim, o recurso imprescindível aos novos meios de instrumentação, cuja descrição se fez no Capítulo 6. Nos cálculos subsequentes admitir-se-ía como pressuposto a adopção de parâmetros exclusivamente definidos com base neste tipo de instrumentação.

A terceira hipótese paramétrica, identificada no Quadro 8.12 pelo cálculo L_3, fez recurso dos parâmetros elásticos, plásticos colapsíveis e de rotura do conjunto dos quatro ensaios *CLASSELE* considerados (por se constatar que estes se normalizam razoavelmente entre si - ver Figuras 8.30 a 8.33), mas adoptando para os parâmetros plásticos expansivos os valores relativos ao ensaio com tensão efectiva de consolidação mais baixa (σ'_c=10kPa), considerando-o como mais representativo do estado de tensão inicial da zona do maciço mais intensamente solicitada pelo ensaio de carga. Refira-se que as tentativas de parametrização conjunta deste ensaio com os restantes, muito particularmente com o de 20 kPa, foram infrutíferas dada a diferença de comportamento entre eles. Na Figura 8.46 apresenta-se as curvas observada no ensaio e assim modelada.

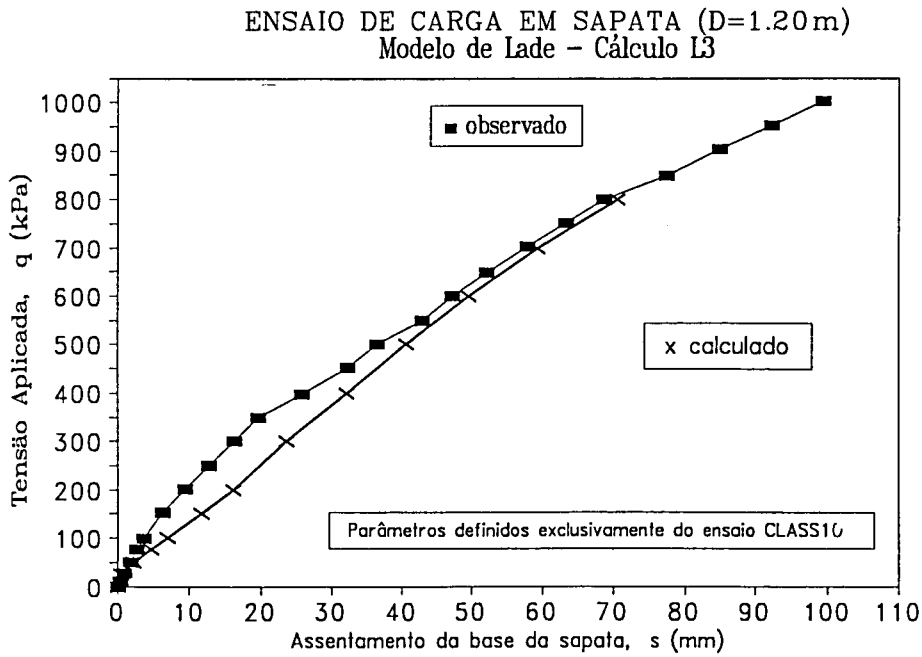


Figura 8.46 - Comparação das curvas de tensão aplicada *versus* assentamento da sapata observada durante o ensaio e resultante da simulação numérica a partir do modelo elasto-plástico de Lade. Parâmetros deduzidos do ensaio triaxial *CLASS10*, com instrumentação interna (cálculo L_3).

Perante os resultados deste último cálculo constata-se que a modelação numérica se apresenta sobrestimadora dos assentamentos para as mais baixas tensões transmitidas pela sapata, correspondentes às tensões de serviço mais correntes. A curva fornecida pelo cálculo tem um andamento praticamente rectilíneo, reflectindo a forma da curva de tensão--deformação do próprio ensaio. Na realidade, no maciço solicitado pelo ensaio da sapata desenvolvem-se estados de tensão que muito cedo evoluem para valores mais significativamente representados pelos restantes ensaios triaxiais, sob tensões de consolidação mais elevadas. Ou seja, não parece adequado admitir exclusivamente parâmetros definidos a partir de um ensaio caracterizado, particularmente, por variações das tensões efectivas médias muito inferiores às que se desenvolvem no interior do maciço assim solicitado, razão pela qual se admitiram as hipóteses constitutivas que se discutem a seguir.

Tendo em vista a já referida tendência para o rápido desenvolvimento de plastificações no maciço aquando da consideração dos parâmetros do modelo relativos à hipótese do cálculo L_2 (reflectida numa perda de rigidez desde os reais níveis de tensão) em relação à resposta observada do ensaio, bem como as considerações atrás tecidas sobre os indícios de perda parcial da estrutura do solo nos processos de amostragem e (re)indução de estados de tensão de repouso, procedeu-se a uma análise numérica da resposta da sapata considerando superfícies de cedência estrutural (f_{cp} e f_{pp}) conforme o exposto em 8.4.2.3.

Assim, num primeiro cálculo (no Quadro 8.12 designado por L_4) considerou-se um grau de estruturação ("*GE*") de 5,0, admitindo que os elementos do maciço solicitados se comportam elasticamente no que respeita a deformações volumétricas e distorcionais até se atingirem valores dos invariantes de tensões definidos pelos valores das funções de cedência (f_{cp} e f_{pp}) conforme formulação então apresentada (expressões 8.4. a 8.8). Na Figura 8.47 apresenta-se o confronto dos resultados numéricos obtidos nestas condições com a resposta do ensaio.

A outra hipótese de consideração de um limiar elasto-estrutural, também descrita em 8.4.2.3, e que consiste na adopção de valores constantes de f_{cp} ($=1200\,\mathrm{kPa}^2$) e f_{pp} ($=70$) em todos os pontos do maciço, independentemente do respectivo estado de tensão efectiva inicial , foi concretizada no cálculo L_5, a que corresponde a Figura 8.48.

O ajuste da curva do cálculo L_4 à observada é excelente desde os mais baixos níveis de carga até aos mais elevados, enquanto que em relação à do cálculo L_5 se verifica uma ligeira sobrestimação dos assentamentos da base da sapata, sendo, contudo, o andamento geral da mesma manifestamente convergente com a observada.

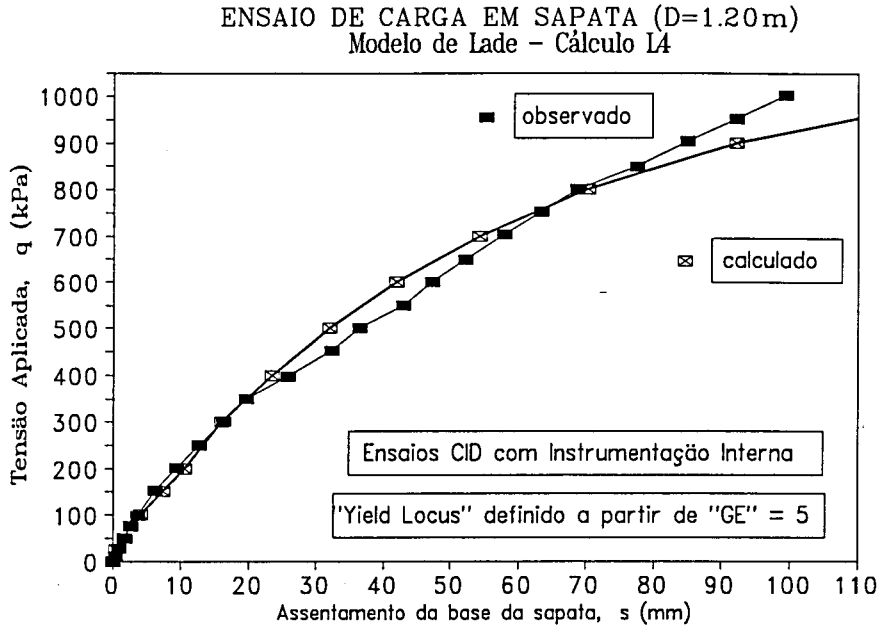


Figura 8.47 - Tensão aplicada *versus* assentamento da sapata. Comparação dos resultados do ensaio e do cálculo L_4 com o modelo de Lade, considerando parâmetros de ensaios triaxiais com instrumentação interna. Superfícies de cedência função de um grau de estruturação constante ("*GE*"= 5) e proporcional ao estado de tensão efectiva inicial.

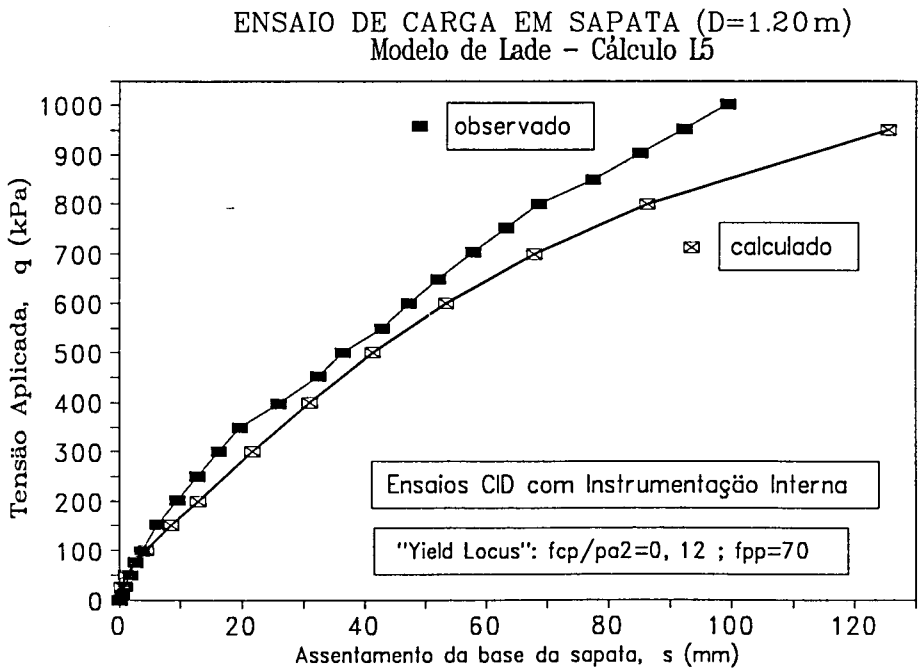


Figura 8.48 - Tensão aplicada *versus* assentamento da sapata. Comparação dos resultados do ensaio e do cálculo L_5 com o modelo de Lade, considerando parâmetros de ensaios triaxiais com instrumentação interna. Superfícies de cedência de valor constante em profundidade: f_{cp}= 1200 kPa^2 e f_{pp} = 70.

É interessante verificar que para as tensões aplicadas mais elevadas (para os últimos incrementos realizados de 1000 kPa no cálculo L_4 e de 950 kPa no cálculo L_5), ocorre uma aceleração da plastificação, com mais nítida tendência para a rotura. Esta tendência pode ser associável ao facto de, nos termos clássicos aqui adoptados, o modelo de Lade não considerar coesão efectiva mas antes definir uma envolvente curvilínea que melhor se ajusta aos pontos definidos de rotura. Ou seja, há alguma perda de reserva de resistência a partir deste modelo, o que poderá explicar esse tendente desajuste final.

À semelhança do que foi realizado para os cálculos com os modelos elástico linear e hiperbólico, faz-se em seguida o enquadramento dos deslocamentos verticais das marcas superficiais do maciço para três tensões aplicadas: q=100, 200 e 500 kPa. Os valores desses deslocamentos e os correspondentes da resposta da sapata experimental são apresentados no Quadro 8.13. Só se consideram os resultados dos cálculos com base em ensaios triaxiais com instrumentação interna (*CLASSELE*) por se ter antes concluído que apenas estes representam convenientemente as características constitutivas deste solo. Foram ainda considerados os deslocamentos obtidos pelos cálculos numéricos de pontos à superfície não coincidentes com as marcas topográficas, referenciados no quadro por s_{M_0} e s_{M_4}. Correspondem, no primeiro caso, a um ponto mais próximo da sapata (M_0, situado a $r = 0{,}8\ m$ do centro da mesma), com o objectivo de melhor caracterizar a sensibilidade do modelo à distorção que se verifica na vizinhança da borda da sapata e, no segundo ($r = 2{,}7\ m$), ao nó da malha de elementos finitos adoptada (ver Figura 8.1a) mais próximo da marca M_3.

Quadro 8.13 - Deslocamentos verticais da sapata e das marcas topográficas superficiais, observadas e estimadas pelo modelo de Lade: q = 100, 200 e 500 kPa.

Pressões →			q = 100 kPa						q = 200 kPa						q = 500 kPa					
Assentamentos→↓			s_{sap}	s_{M0}	s_{M3}	s_{M3}	s_{M3}	s_{M4}	s_{sap}	s_{M0}	s_{M3}	s_{M3}	s_{M3}	s_{M4}	s_{sap}	s_{M0}	s_{M3}	s_{M3}	s_{M3}	s_{M4}
Val.observados (mm)			3,67	—	1,87	0,45	0,10	—	9,40	—	3,33	1,03	0,28	—	36,45	—	7,21	2,61	0,99	—
Valores obtidos Modelo de Lade	Cálculo	L_2	8,22	—	2,08	1,06	—	0,58	19,15	—	5,55	2,38	—	1,32	52,22	—	16,33	6,76	—	3,43
		L_3	7,00	—	1,78	0,89	—	0,48	16,17	—	4,57	1,19	—	1,07	40,62	—	12,27	5,23	—	2,66
		L_4	4,10	0,62	0,31	0,17	—	—	10,54	1,85	0,63	0,29	—	—	31,97	7,03	3,15	0,54	—	—
		L_5	4,36	1,25	0,77	0,40	—	0,20	12,75	2,46	1,42	1,02	—	0,46	41,31	4,93	4,42	3,58	—	1,48

NOTAS: M_1, M_2 e M_3 - marcas topográficas situadas, respectivamente, a 0,90; 1,60 e 2,60 m do eixo da sapata;
M_0 e M_4 - assentamentos complementares do cálculo numérico na proximidade de M_1 e M_3, respectivamente.

A Figura 8.49 ilustra graficamente os assentamentos observados e os obtidos pelos cálculos acima identificados, para tensões aplicadas de 100, 200 e 500 kPa.

A introdução do assentamento de um ponto à superfície não coincidente com qualquer das marcas topográficas colocadas é propositada, já que se constata haver uma diferença substancial dos assentamentos entre nós afastados de apenas 0,1 m (M_0 e M_1), o que poderá, de alguma forma, prejudicar a validação da simulação destes deslocamentos pela análise numérica. Ou seja, é precisamente nesta zona que desde cedo se verifica (facto que se ilustra no parágrafo seguinte a partir do grafismo da evolução de níveis de tensão no maciço) um desenvolvimento de bandas de rotura localizada que se reflectem na separação de pontos situados de um e de outro lado das mesmas, como parece ser o caso daqueles dois.

É importante salientar que esta plastificação localizada parece dar-se mais suavemente no ensaio, o que será fruto de uma maior distribuição de tensões nessas zonas superficiais que o modelo retrata. De uma forma geral, verifica-se que para os níveis de carregamento mais baixos há uma clara subavaliação dos valores dos assentamentos na superfície mais próxima da sapata por meio da análise numérica (tida, nos casos dos cálculos L_2 e L_3, como assentamentos relativos já que os da base da sapata são nestes cálculos fortemente conservativos), o que poderá ser sintoma de uma menos boa reprodução da distribuição das tensões e deformações associadas por parte do modelo adoptado. Já para os níveis de carregamento mais elevados constata-se que a simulação se mostra mais razoável, o que é fruto da boa reprodução do desenvolvimento de plastificações generalizadas.

Tendo-se constatado que os cálculos L_4 e L_5 são os que melhor reproduzem a resposta em termos de assentamentos da base da sapata, representam-se na Figura 8.50 os valores dos assentamentos observados no ensaio, para tensões aplicadas de 100, 200 e 500 kPa, e os obtidos a partir daqueles cálculos.

Da análise dos resultados relativos a estes dois cálculos constata-se que, embora se mantenham as observações antes feitas sobre a subestimação desses assentamentos nas mais baixas tensões aplicadas, há uma razoável reprodutibilidade dos valores observados, muito especialmente no que se refere ao último cálculo. Dada a consistência dos fundamentos que levaram a definir as superfícies de cedência conforme a resposta dos ensaios realizados, considera-se que o modelo assim definido constitui uma base de trabalho para a simulação do comportamento de obras de fundações sobre maciços deste teor.

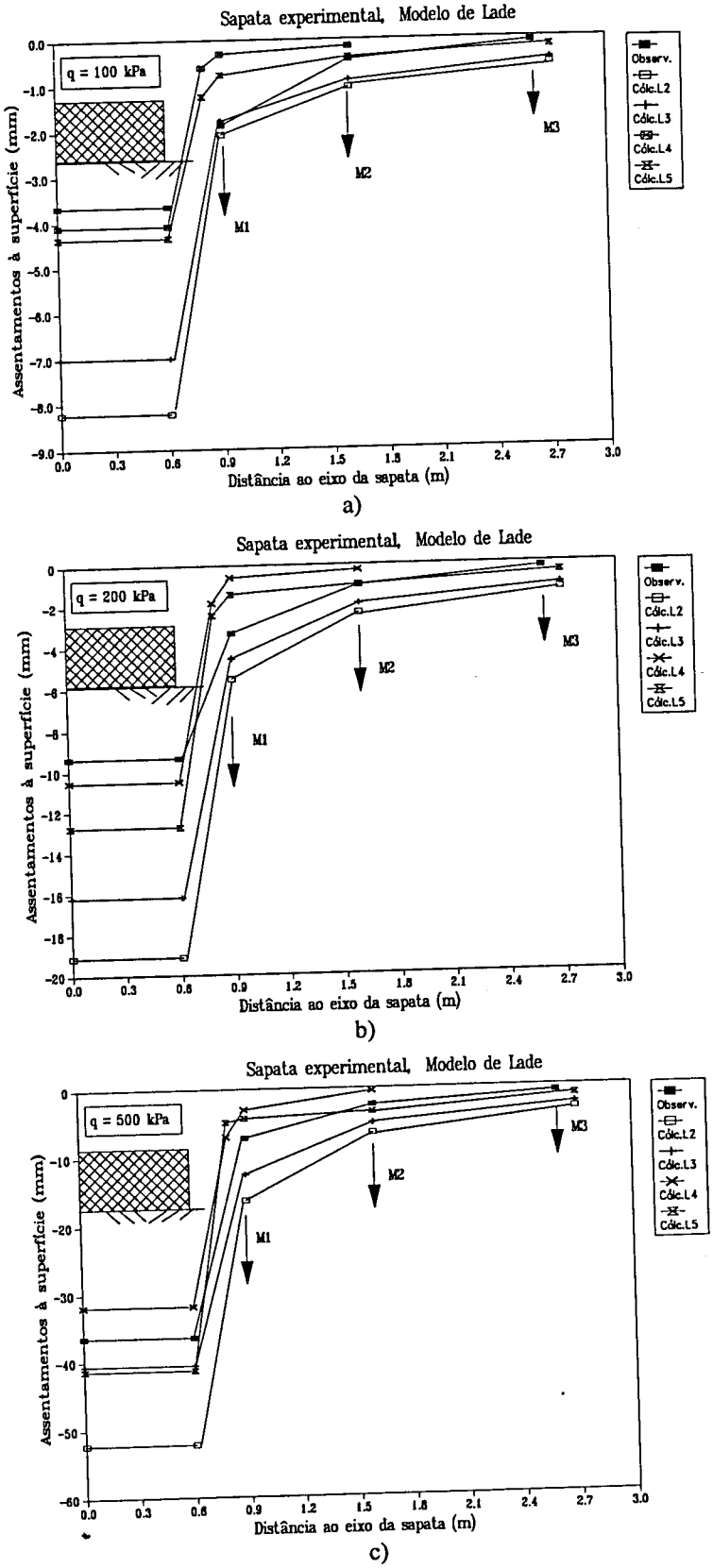
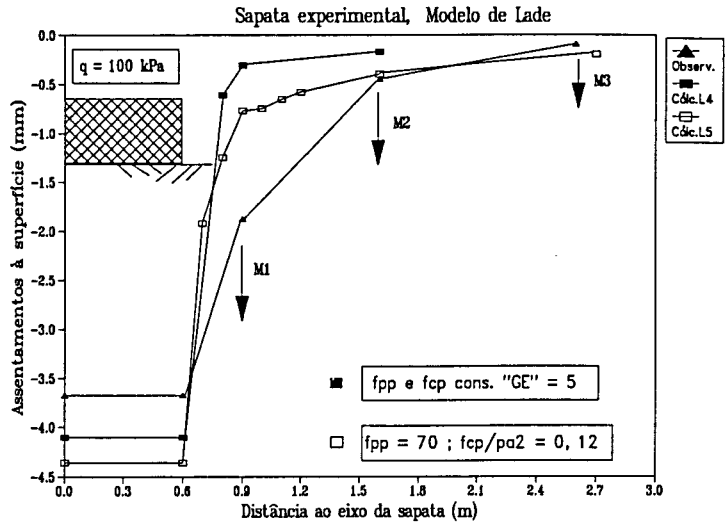
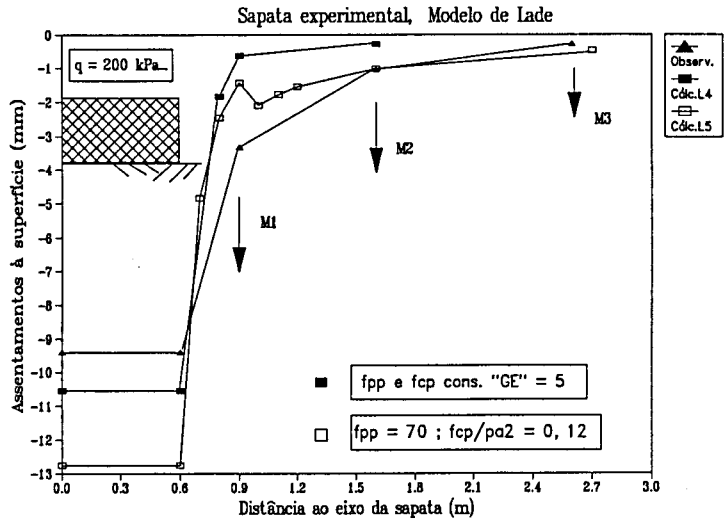


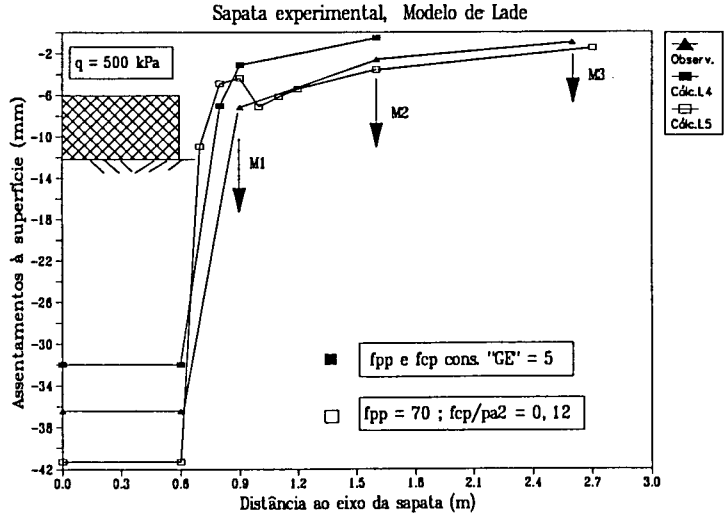
Figura 8.49 - Assentamentos da sapata e das marcas superficiais adjacentes. Valores observados e estimados pelo modelo de Lade (cálculos L_2, L_3, L_4 e L_5): a) q=100 kPa; b) q=200 kPa; c) q= 400 kPa.



a)



b)



c)

Figura 8.50 - Assentamentos da sapata e das marcas superficiais adjacentes. Valores observados e estimados pelo modelo de Lade (cálculos L_4 e L_5): a) q=100 kPa; b) q=200 kPa; c) q= 400 kPa.

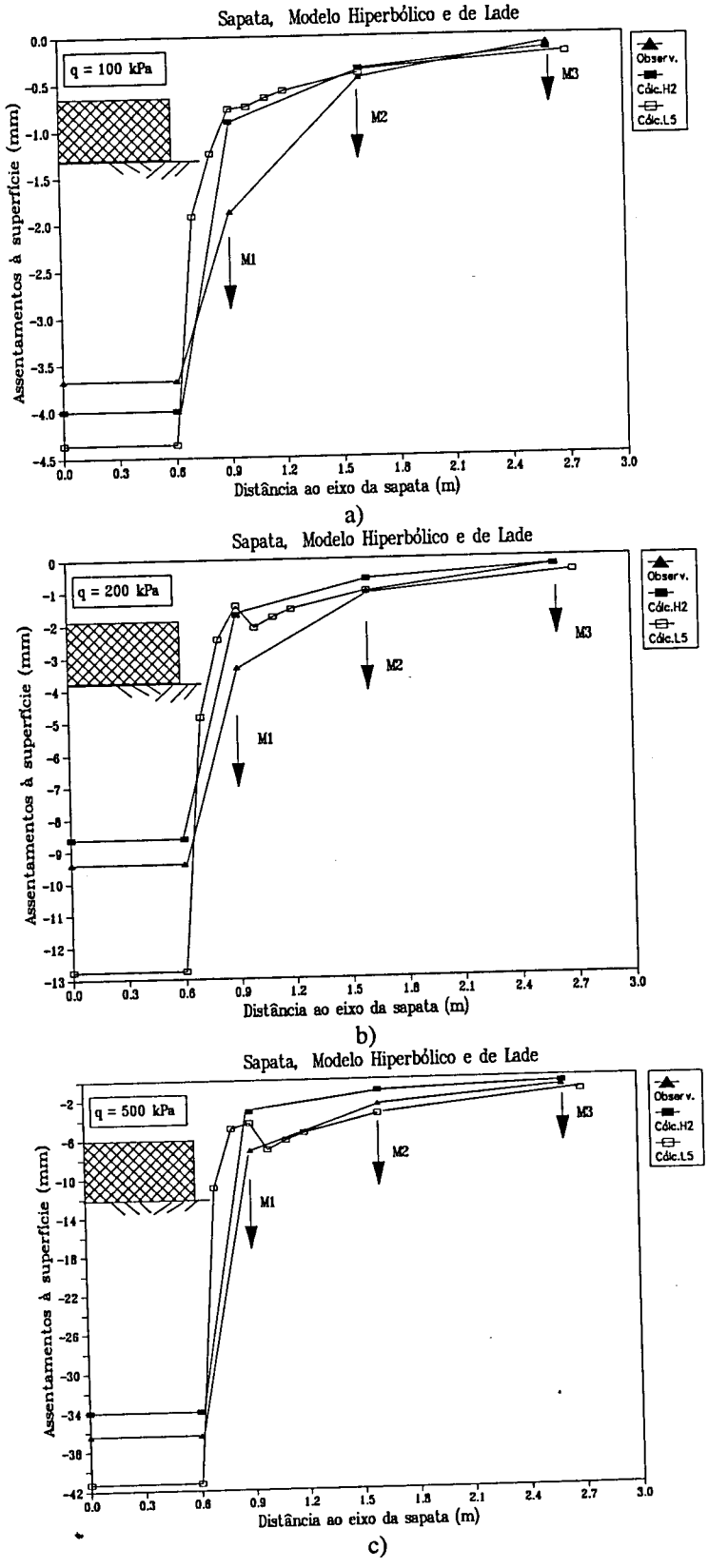


Figura 8.51 - Assentamentos da sapata e das marcas superficiais adjacentes. Confronto das estimativas numéricas com recurso aos modelos hiperbólico (H_2) e de Lade (L_5): a) q=100 kPa; b) q=200 kPa; c) q= 500 kPa.

A genérica subestimação dos assentamentos da superfície adjacente à base da sapata estimados pela análise numérica, já detectada no modelo hiperbólico, parece ser reflexo das introdução de não linearidades (degradação da rigidez com o nível de tensões) aparentemente superiores à realidade.

Para aquilatar do desempenho relativo dos dois modelos em relação a esta distribuição dos assentamentos fora da área carregada, apresenta-se na Figura 8.51 uma comparação dos resultados obtidos com o modelo hiperbólico e com o modelo de Lade, nos cálculos em que foram obtidos os melhores ajustes (cálculos H_2 e L_5, respectivamente).

Do exposto e no que se refere ao desempenho relativo dos dois modelos considerados, pode-se concluir que:

(i) a simulação numérica a partir do modelo hiperbólico, considerando a variação do coeficiente de Poisson com o nível de tensão, revelou-se francamente ajustada aos resultados observados no que respeita à distribuição dos deslocamentos verticais dos pontos situados à superfície do terreno, muito particularmente quando comparada com a simulação alternativa de um modelo bem mais complexo como é o de Lade; este facto é notório para os valores mais moderados da carga aplicada à sapata, traduzindo uma muito boa adaptação do modelo hiperbólico para as condições de serviço correntes;

(ii) as vantagens do modelo de Lade em relação ao hiperbólico só se fazem sentir a partir de elevados valores das cargas aplicadas, para as quais o desenvolvimento das parcelas plásticas de deformação se tornam mais significativas.

8.5 - DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES RESULTANTES DOS CÁLCULOS NUMÉRICOS

A visualização da distribuição das tensões resultantes dos cálculos numéricos realizados permite analisar qualitativamente o desempenho destas ferramentas na simulação do desenvolvimento das plastificações de zonas do maciço solicitado pelo carregamento da sapata desde os mais baixos valores de carga aplicada até à rotura.

Para este efeito consideraram-se os dois cálculos com o modelo hiperbólico e com o modelo de Lade que melhor desempenho denotaram na representação dos deslocamentos observados à superfície do terreno, isto é, os cálculos H_2 e L_5.

Os resultados foram processados de molde a obter dois tipos de informação: níveis de tensão e "cruzetas" de tensões principais.

Refira-se, no entanto, que são distintas as definições adoptadas no presente trabalho para o nível de tensão nos dois modelos considerados. Assim, enquanto no modelo hiperbólico ele é definido pela razão entre os raios dos círculos de Mohr representativos do estado de tensão actual e de rotura, considerando a mesma tensão efectiva de confinamento, no modelo de Lade o mesmo conceito é definido pela razão entre os valores da função de estado, f_p (ver definição no Anexo A.8 - expressão A.8.14), considerando os invariantes das tensões efectivas actuais e os correspondentes à rotura (definida por η_1 - ver Anexo A.8).

As "cruzetas" de tensões são, por sua vez, representações das tensões principais, com as direcções correspondentes e as grandezas representadas a uma dada escala geométrica.

Na Figura 8.52 apresenta-se os resultados desse processamento para quatro valores das tensões aplicadas na sapata: 100, 200, 500 e 950 kPa, esta última correspondente à carga de rotura identificada na análise do ensaio da sapata (ver 4.6.2), e considerando o cálculo H_2 relativo ao modelo hiperbólico. Por sua vez, a Figura 8.53 mostra a mesma sequência gráfica para o cálculo L_5 do modelo de Lade.

Refira-se que as escalas de cores para os níveis de tensão em todas as cargas consideradas são idênticas nas duas figuras, ressalvando-se porém a distinção entre o conceito nos dois modelos. Quanto às "cruzetas" de tensões optou-se por representar as grandezas das tensões normalizadas numa proporção da tensão máxima (de rotura) sobre a tensão aplicada. Ou seja, todas as grandezas das tensões principais foram multiplicadas por q_{rot} / q_{apl}. Assim se consegue visualizar melhor a evolução das orientações das direcções das tensões principais que constitui, aliás, o objectivo principal desta representação.

A observação das figuras sugere os seguintes comentários:

(i) nos dois modelos verifica-se que para q = 100kPa ainda não há pontos em rotura, mas logo ocorre o início de plastificação e rotura localizada no segundo escalão de carga considerado (q = 200kPa); relembre-se que foi precisamente nesta carga que se havia identificado o início da cedência pela simples observação da curva de carga-assentamento (ver 4.6);

(ii) em ambos os modelos mobiliza-se já uma banda contínua de plastificação para a tensão q = 500kPa, o que reflecte que o solo terá desenvolvido uma cunha de corte com possível avanço cinemático; este desenvolvimento é pouco claro no modelo hiperbólico, fruto da sua menor capacidade de simular a plastificação gradual dos pontos do maciço;

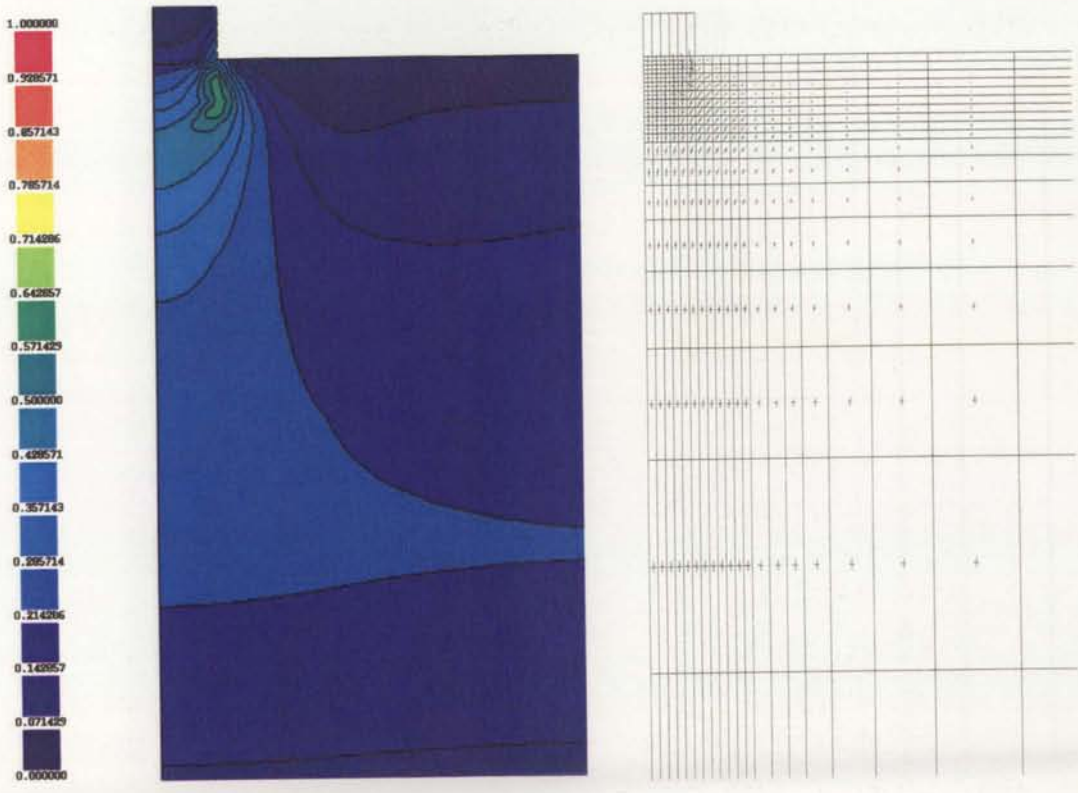
(iii) se para as mais baixas tensões aplicadas o desenvolvimento das plastificações já é manifestamente distinto nos dois modelos (mas já com claras implicações nas trajectórias de tensões nas zonas marginais da sapata - repare-se na mais rápida desactivação da zona lateral à prumada vertical da fronteira da sapata no modelo hiperbólico), essa discrepância acentua-se para as cargas de 500 e 950kPa, onde a plastificação se vai generalizando e manifesta-se em geometrias de rotura notoriamente distintas; repare-se que enquanto no modelo hiperbólico se desenvolve um aparente cutelo de punçoamento, já no modelo de Lade a banda de plastificação é muito mais generalizada e, pela sua envergadura, cinematicamente mais plausível; saliente-se ainda que, sendo a componente volumétrica muito importante nestes solos de estrutura floculada com cimentação interparticular sensível a solicitações desse tipo, o desenvolvimento da cedência colapsível é determinante e significativo nessa zona, facto que aliás foi observado na distribuição em profundidade dos deslocamentos verticais de pontos subjacentes à base da sapata que no modelo de Lade denotam um muito mais claro "esmagamento" do que o obtido pelo modelo hiperbólico;

(iv) embora a disposição espacial das direcções das tensões principais seja genericamente equivalente nos resultados dos dois modelos, mesmo considerando os sucessivos valores da carga aplicada, é possível distinguir duas tendências distintas:

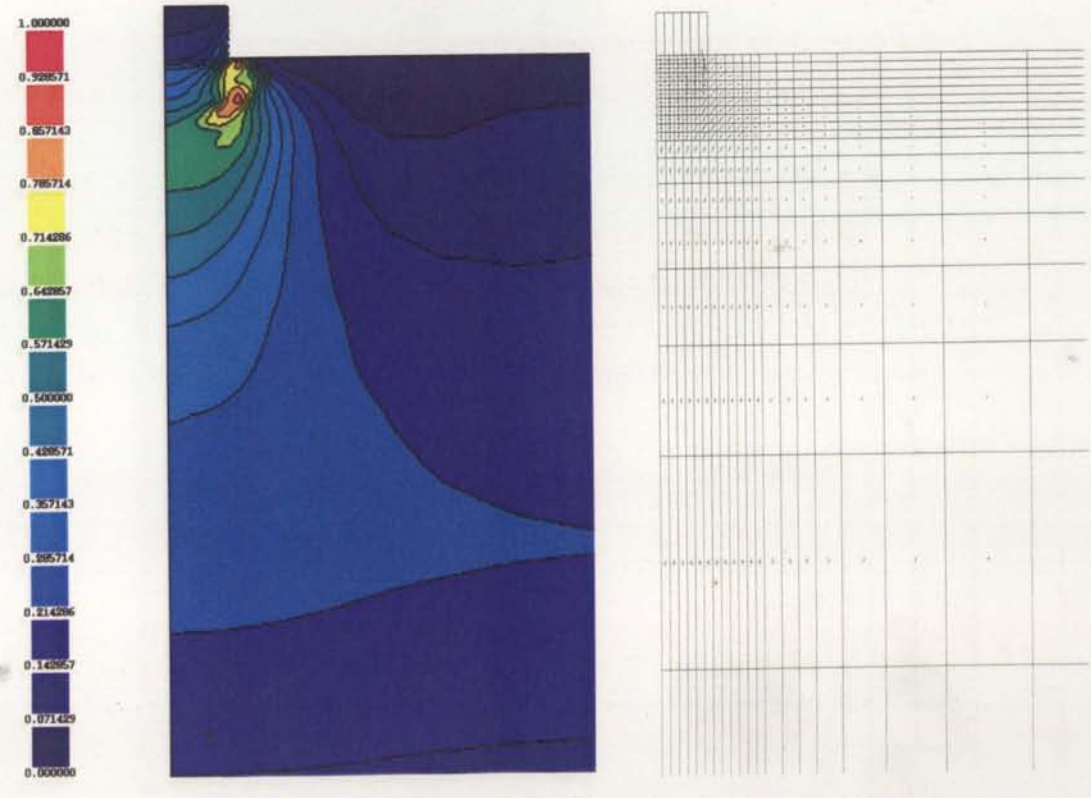
  (iv-1) no modelo de Lade não se verifica clara descontinuidade das grandezas e direcções das tensões principais entre pontos de Gauss de elementos adjacentes, enquanto tal se verifica de forma clara no modelo hiperbólico (particularmente nas zonas onde se desenvolvem plastificações);

  (iv-2) a evolução das direcções das tensões principais no "output" gráfico do modelo de Lade, em especial nas zonas mais superficiais de transição da zona subjacente à base da sapata e exteriores à mesma, é gradual e notoriamente indicadora da esperada rotação das tensões principais; já no modelo hiperbólico essa gradação não se verifica observando-se, pelo contrário, elementos adjacentes com direcções das tensões principais algo díspares;

(v) estas últimas constatações são, mais uma vez, prova do melhor desempenho de um modelo elasto-plástico como o de Lade na reprodução mais realista do desenvolvimento das tensões e deformações no interior do maciço, potenciado pela boa capacidade deste para, numa simulação numérica com recurso ao método dos elementos finitos, redistribuir tensões à medida que os elementos vão plastificando, facto que o modelo hiperbólico não introduz.

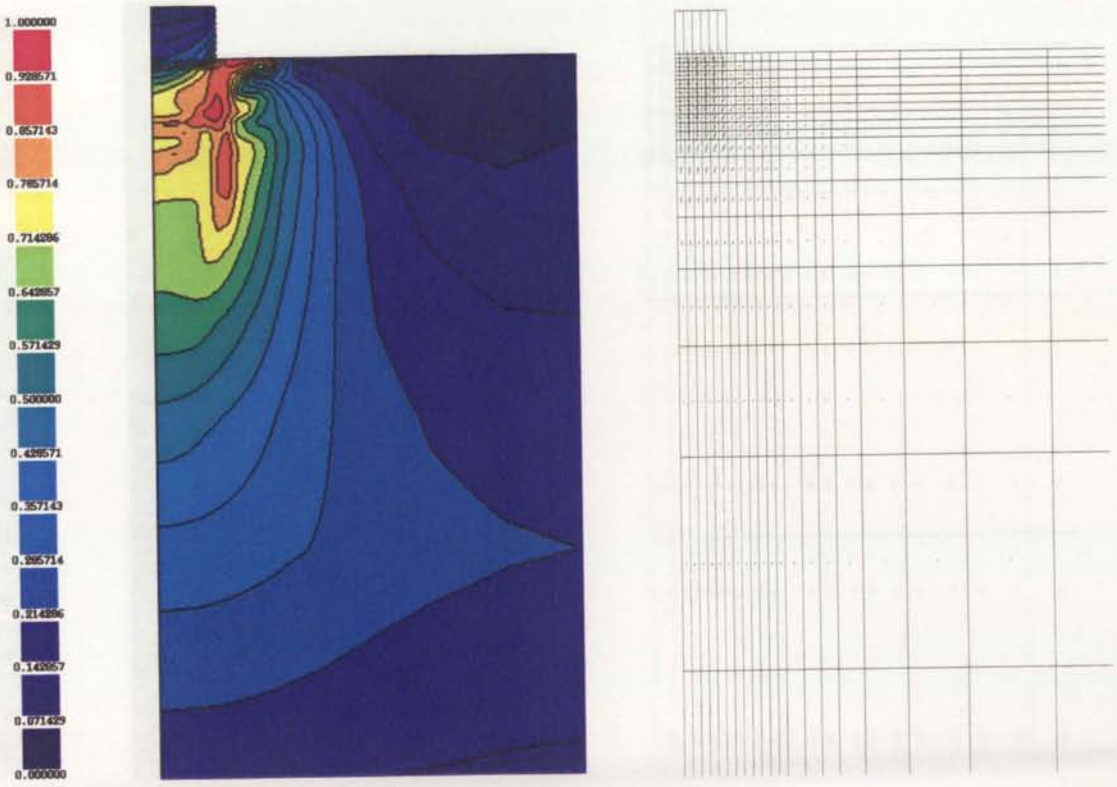


a)

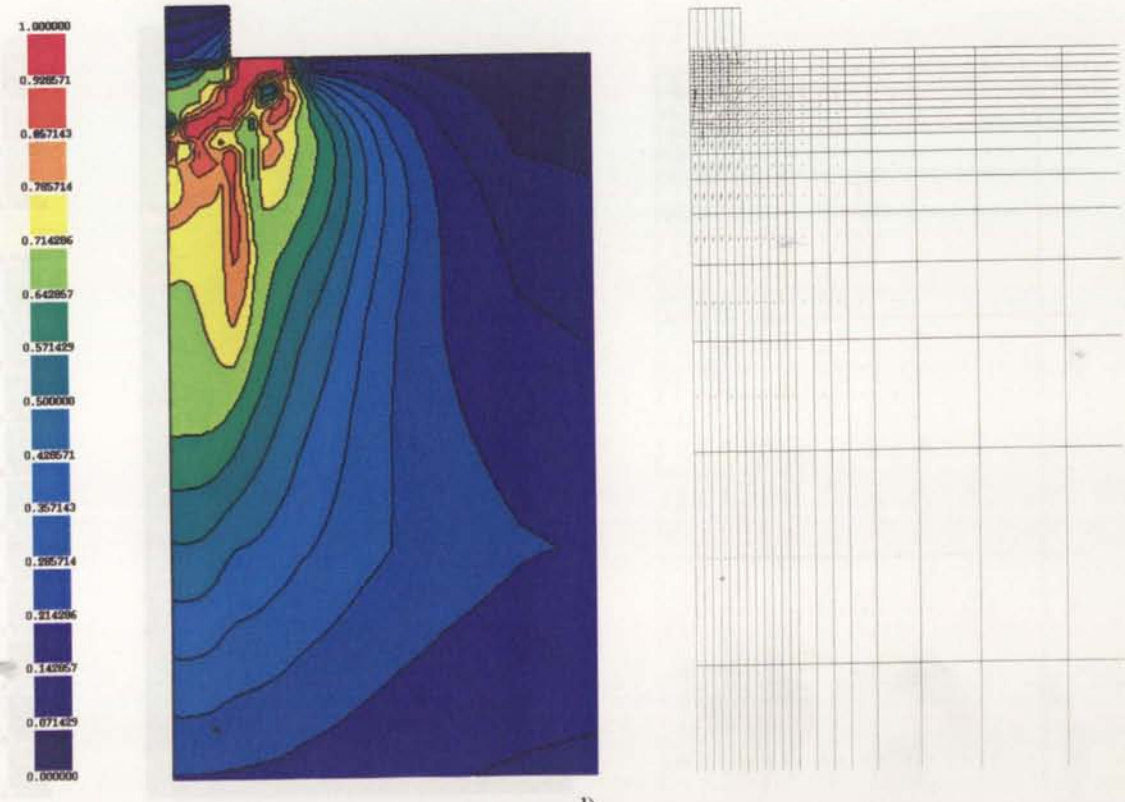


b)

Figura 8.52 - Níveis de tensão e tensões principais obtidos na simulação numérica com recurso ao modelo hiperbólico (cálculo H_2): a) q = 100 kPa; b) q = 200 kPa; c) q = 500 kPa; d) q = 950 kPa.

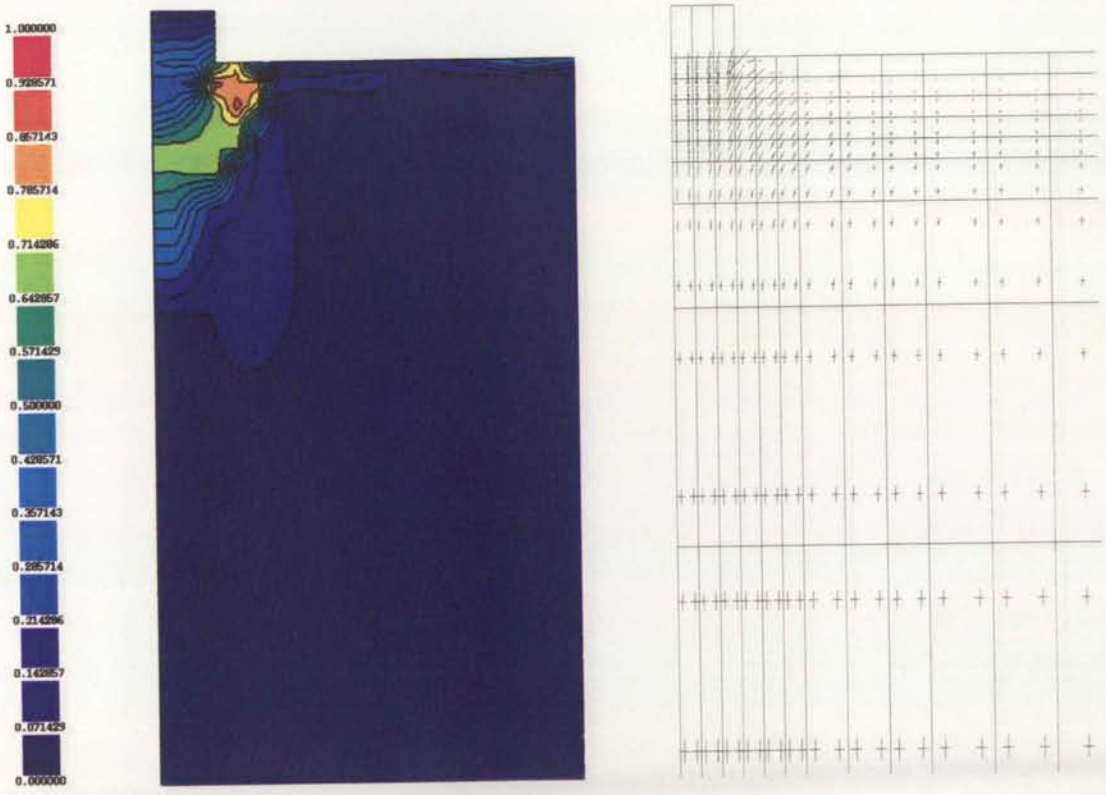


c)

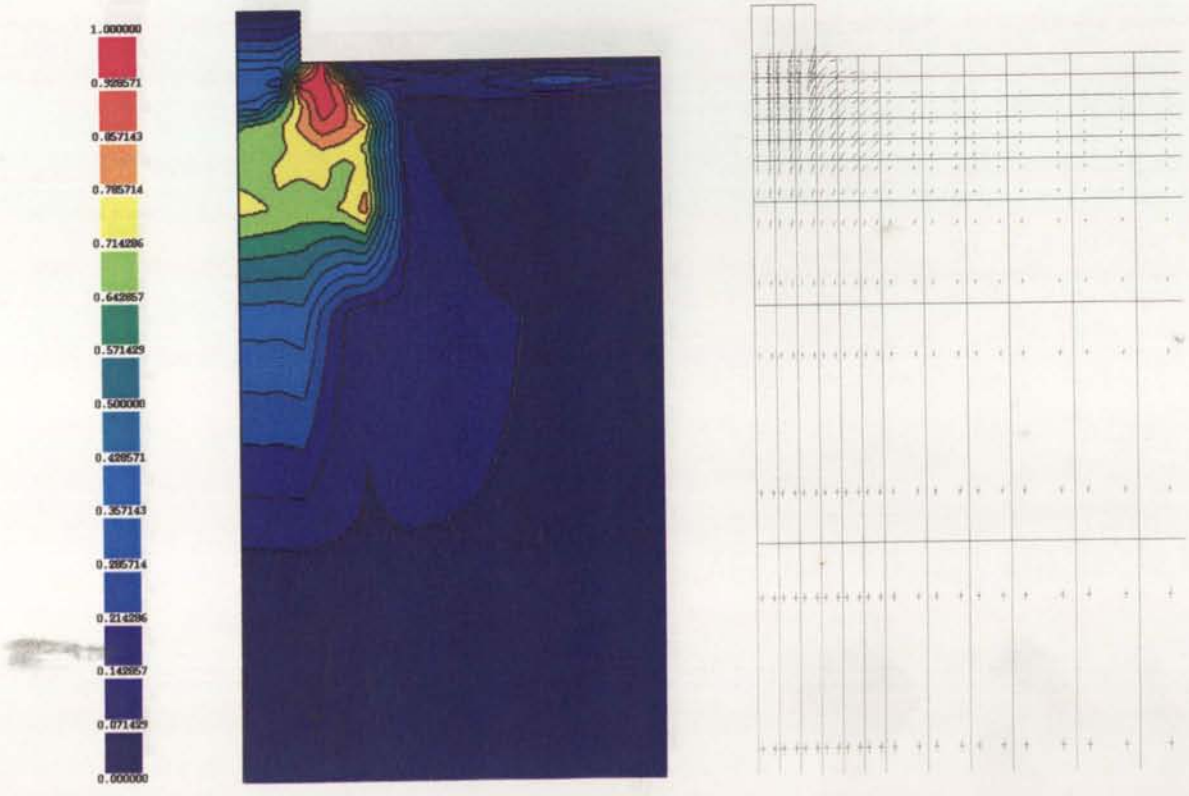


d)

Figura 8.52 (Cont) - Níveis de tensão e tensões principais obtidos na simulação numérica com recurso ao modelo hiperbólico (cálculo H_2): a) q = 100kPa; b) q = 200kPa; c) q = 500kPa; d) q = 950kPa.

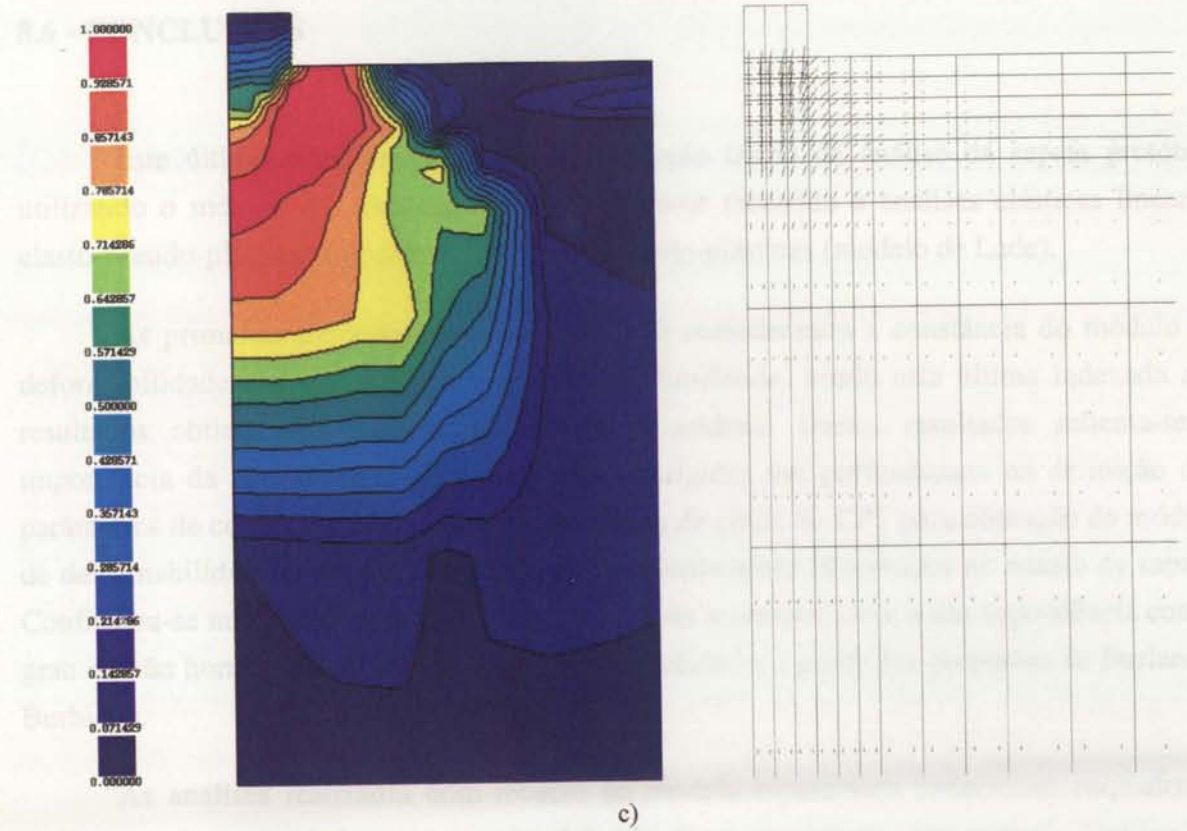


a)

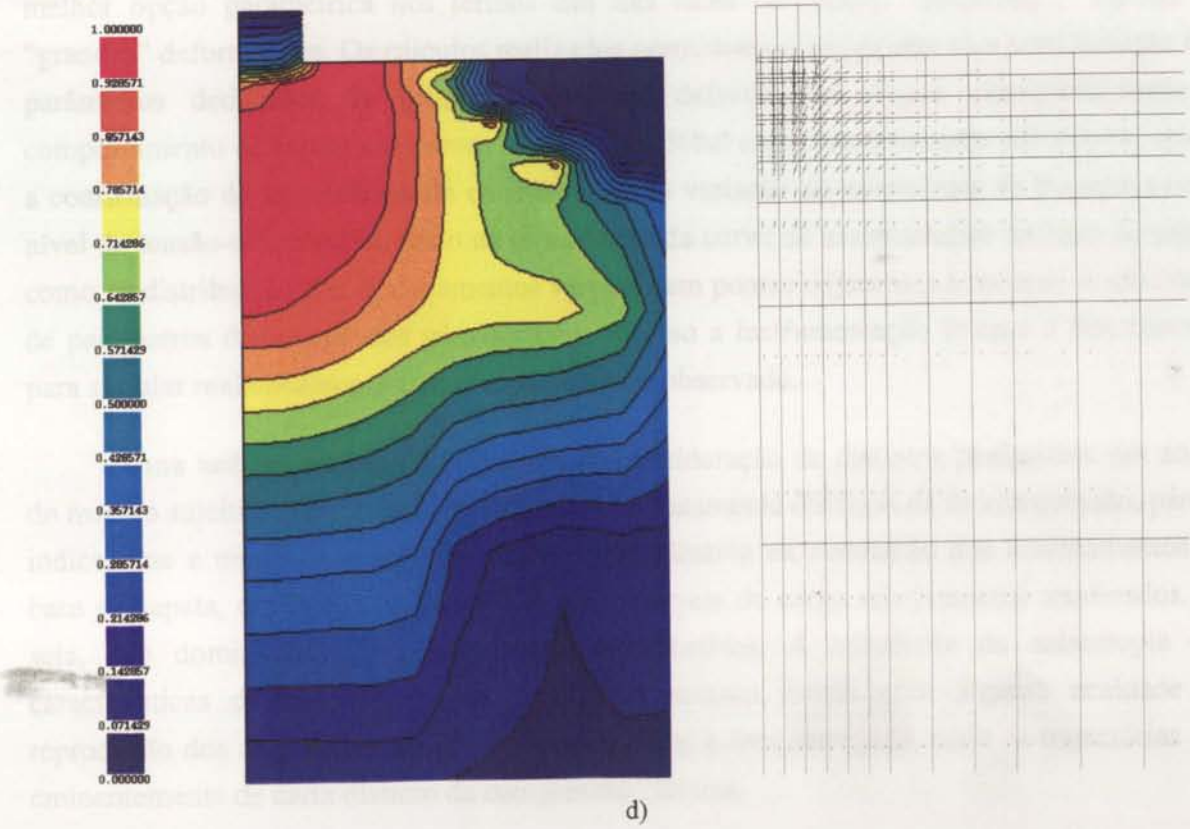


b)

Figura 8.53 - Níveis de tensão e tensões principais obtidos na simulação numérica com recurso ao modelo de Lade (cálculo L_5): a) q = 100 kPa; b) q = 200 kPa; c) q = 500 kPa; d) q = 950 kPa.



c)



d)

Figura 8.53 (Cont) - Níveis de tensão e tensões principais obtidos na simulação numérica com recurso ao modelo de Lade (cálculo L_5): a) q = 100 kPa; b) q = 200 kPa; c) q = 500 kPa; d) q = 950 kPa.

8.6 - CONCLUSÕES

Este último capítulo da presente dissertação tratou da análise da sapata protótipo utilizando o método dos elementos finitos, tendo-se recorrido a análises elásticas lineares, elasto-pseudo-plásticas (modelo hiperbólico) e elasto-plásticas (modelo de Lade).

As primeiras hipóteses de cálculo elástico consideraram a constância do módulo de deformabilidade e a sua variação linear em profundidade, sendo esta última indexada aos resultados obtidos dos ensaios de penetração estática. Destes resultados salienta-se a importância da consideração do crescimento da rigidez em profundidade na definição dos parâmetros de correlação que afectam a resistência de ponta do CPT para obtenção do módulo de deformabilidade conducente aos valores de assentamento observados no ensaio da sapata. Confirmou-se numericamente a posição do centro de assentamento e a sua dependência com o grau de não homogeneidade do maciço em profundidade, a partir das propostas de Burland e Burbidge.

As análises realizadas com recurso ao modelo hiperbólico permitiram enquadrar a melhor opção paramétrica nos termos das três fases de estado: "pequenas", "médias" e "grandes" deformações. Os cálculos realizados permitiram concluir que só a consideração dos parâmetros deduzidos da primeira gama de deformações retrata consistentemente o comportamento da sapata em termos da resposta global carga-assentamento. Obteve-se, ainda, a confirmação da importância da consideração da variação do coeficiente de Poisson com o nível de tensão-deformação, tanto na reprodução da curva de assentamento da base da sapata como na distribuição dos deslocamentos verticais em pontos adjacentes à mesma. A utilização de parâmetros deduzidos dos triaxiais com recurso a instrumentação interna é fundamental para simular realisticamente esse comportamento observado.

Uma análise sucinta da influência da consideração de distintos parâmetros em zonas do maciço sujeitas a trajectórias de tensões manifestamente distintas da de compressão, parece indicar que a mesma não tem importância significativa na simulação dos assentamentos da base da sapata, desde que se limite a análise a níveis de carga relativamente moderados, ou seja, não dominados por plastificações significativas. A influência da anisotropia das características de deformabilidade faz-se, no entanto, sentir com alguma acuidade na reprodução dos deslocamentos de pontos exteriores à área carregada, onde as trajectórias são eminentemente de cariz distinto da compressão clássica.

O modelo de Lade constitui uma ferramenta valiosa para simulação do comportamento do solo estudado, facto que se comprovou pela análise levada a efeito das duas séries de ensaios triaxiais mais significativos, uma primeira com recurso ao conjunto de ensaios em que

se utilizou exclusivamente instrumentação externa, e uma segunda com recurso a electro--inclinómetros. As parametrizações obtidas nos dois conjuntos são manifestamente diferentes, tanto na vertente elástica como nas plásticas colapsíveis e expansivas. No entanto, a simulação do conjunto de ensaios é muito boa quer na vertente distorcional quer na volumétrica.

A série de ensaios relativa à instrumentação interna permitiu, contudo, constatar que há uma clara distinção constitutiva, muito em especial em termos de desenvolvimento das deformações plásticas expansivas, do ensaio realizado sob tensões efectivas de consolidação mais baixas e próximas do estado de tensão em repouso do horizonte de onde foram recolhidas as amostras em relação aos correspondentes a tensões de consolidação superiores. Estes últimos ensaios são parametricamente normalizáveis mas não se enquadram com o primeiro, fruto do carácter evolutivo das propriedades mecânicas deste solo estruturado consonante com o desenvolvimento da plastificação colapsível associada à indução de tensões de consolidação isotrópicas mais elevadas. Acresce o facto de as superfícies que definem o limiar elasto-estrutural dos solos residuais se centrarem em torno do eixo ou linha K_0, o que significa que a indução de novas consolidações isotrópicas plastifica muito preliminarmente o solo.

Foi feita a simulação do primeiro ensaio com o conjunto de parâmetros dos restantes introduzindo superfícies alargadas de cedência, tanto em termos plásticos colapsíveis como expansivos, baseados numa análise criteriosa do desenvolvimento das curvas de trabalho plástico e expansivos *versus* os respectivos invariantes. Este critério de cedência e um segundo indexado ao grau de "sobreconsolidação virtual" obtido nos ensaios edométricos foram discutidos com algum pormenor.

A simulação do ensaio de carga da sapata a partir dos parâmetros assim definidos permitiu concluir que:

(i) a consideração dos resultados dos ensaios que utilizam instrumentação interna possibilita reproduzir realisticamente a curva carga-assentamento observada na sapata;

(ii) os parâmetros do modelo obtidos a partir de ensaios triaxiais consolidados em tensões efectivas isotrópicas superiores às de repouso, modelam bem a resposta plástica do solo mas subestimam a sua reserva elasto-estrutural; este facto é corroborado pela melhor reprodução da resposta da sapata a partir dos parâmetros individuais do ensaio com a tensão efectiva de consolidação mais próxima do estado de repouso;

(iii) a introdução de superfícies de cedência alargadas, baseadas em análises criteriosas dos ensaios laboratoriais, reproduz muito consistentemente a resposta da sapata,

confirmando a necessidade de, por um lado, conduzir os ensaios triaxiais sobre os solos envolvidos pelo carregamento das fundações directas em estados de tensão efectiva de consolidação próximos do estado de repouso, e, por outro lado, de caracterizar muito cuidadosamente os limiares de transição entre zonas estáveis (dominadas pela estrutura cimentada) e meta-estáveis (onde se desenvolve, de forma progressiva, a plastificação associada à quebra daquela matriz estrutural).

A análise comparada dos deslocamentos verticais observados dos pontos situados à superfície do terreno e os calculados pelos modelos de Lade permitiu concluir que, de uma forma geral, para níveis de carregamento mais baixos há uma clara subestimação dos valores observados, o que poderá ser sintoma de uma menos boa reprodução da distribuição das tensões e deformações associadas a partir do modelo citado.

No entanto, para os níveis mais elevados de tensão constata-se uma razoável simulação por parte deste modelo, superior ao que se havia obtido pelo modelo hiperbólico, o que é fruto do melhor desempenho do modelo elasto-plástico na reprodução do desenvolvimento das plastificações no interior do maciço.

ANEXO A.8

Descrição do modelo elasto-plástico de Lade. Fundamentos e formulação base

O modelo de Lade (1977;1979), cujos fundamentos foram inicialmente abordados em Lade e Duncan (1975), consiste num modelo elasto-plástico com endurecimento isotrópico, que faz uso de duas superfícies de plastificação (permitindo deformações plásticas para qualquer direcção de carregamento) e que considera, na sua formulação geral, curvatura da envolvente e comportamento pós-pico.

O modelo é aplicável a materiais não coesivos (Lade, 1977) e coesivos em condições gerais de tensão (tridimensionais), sendo neste último caso indispensável uma interpretação em termos de tensões efectivas (Lade, 1979, Lade e Musante, 1979). Uma das superfícies de plastificação é associada e a outra não associada.

Mais recentemente foi desenvolvido um modelo similar com uma única superfície de plastificação (Kim e Lade, 1988, e Lade e Kim, 1988) e endurecimento isotrópico, por meio da expansão da mesma com o aumento do trabalho plástico. Este modelo considera uma lei de fluxo não associada, com função potencial plástica axissimétrica no espaço das tensões principais.

No entanto, o primeiro modelo, mais complexo, é mais vantajoso, particularmente nas proximidades do eixo isotrópico (Lade e Pradel, 1989).

A parametrização necessária para este modelo exige resultados de um ensaio de compressão isotrópica e de dois (de preferência três) ensaios triaxiais de compressão clássica ou convencional, em condições drenadas (tensões efectivas), de que resultam quinze parâmetros.

O incremento total de deformações é decomposto em:

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon_e\} + \{d\varepsilon_{pc}\} + \{d\varepsilon_{pe}\} \tag{A.8.1}$$

sendo:

$\{d\varepsilon_e\}$ incremento de deformação elástica, determinado pela lei de Hooke;

$\{d\varepsilon_{pc}\}$ incremento de deformação plástica colapsível, calculado pela lei de fluxo associada (não controla a rotura) e devida ao endurecimento isotrópico;

$\{d\varepsilon_{pe}\}$ incremento de deformação plástica expansiva, calculada pela lei de fluxo não associada (distorcional e que controla a rotura).

Na Figura A.8.1a representa-se estas parcelas e na Figura A.8.1b as funções de plastificação e de potencial plástico usadas na determinação das deformações plásticas colapsíveis e expansivas, representadas, respectivamente, por uma superfície esférica com centro na origem do espaço das tensões principais (f_c) e cónica, com origem no mesmo plano das tensões principais (f_p). Na Figura A.8.1c apresenta-se ainda o processo de plastificação para um nível de tensões que passa de um estado A para B (não se identificam as deformações elásticas).

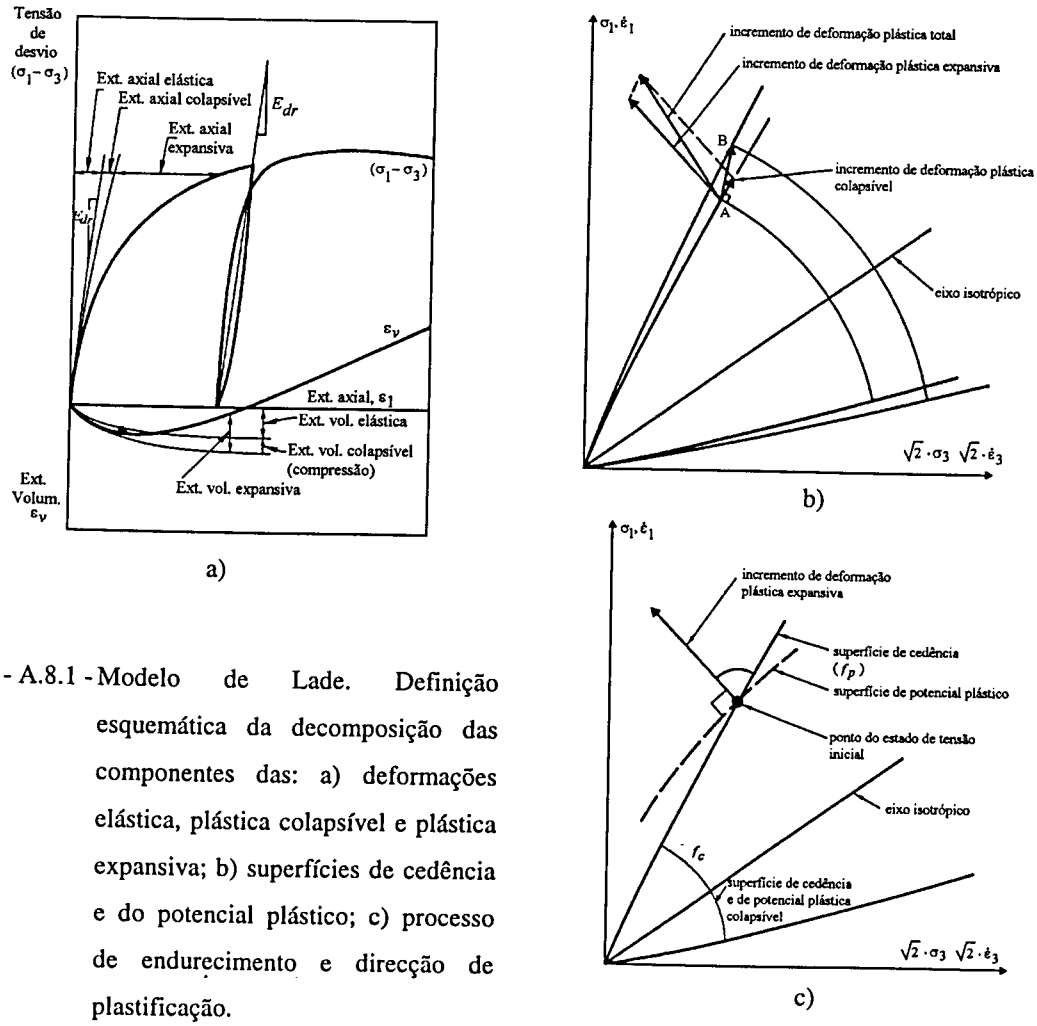


Figura - A.8.1 - Modelo de Lade. Definição esquemática da decomposição das componentes das: a) deformações elástica, plástica colapsível e plástica expansiva; b) superfícies de cedência e do potencial plástico; c) processo de endurecimento e direcção de plastificação.

Para a determinação daquelas parcelas do incremento total de deformação utiliza-se a formulação que se passa a descrever.

- ***Incremento de deformação elástica***:

A parcela de deformação elástica é calculada pela lei de Hooke a partir da dependência do módulo de deformabilidade elástico:

$$E_{el} = K_{el} \cdot p_a \left(\frac{\sigma'_3}{p_a} \right)^{n_{el}} \tag{A.8.2}$$

sendo:

E_{el} deduzido do ramo rectilíneo de recarga num ciclo intermédio de descarga--recarga no ensaio clássico de compressão triaxial drenado (Lade, 1988);

K_{el}, n_{el} coeficientes de dependência exponencial do módulo E_{el} com a tensão efectiva horizontal de confinamento no ensaio triaxial clássico;

p_a pressão atmosférica (=101,3 kPa).

A avaliação do coeficiente de Poisson elástico (ν_{el}) faz-se também no ramo de recarga de um ciclo intermédio de descarga e recarga (próximo do eixo isotrópico) por:

$$\nu_{el} = -\frac{d\varepsilon_r}{d\varepsilon_a} = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_a}\right) \tag{A.8.3}$$

com $\varepsilon_a, \varepsilon_r$ e ε_v, respectivamente as extensões axial, radial e volumétrica medidas, em ensaio triaxial, preferencialmente com a precisão inerente à instrumentação interna (ver Anexo A.6.2).

- ***Incremento de deformação plástica colapsível***

A parcela de deformação plástica colapsível é definida a partir de uma superfície de plastificação esférica (Figura A.8.1b), uma lei de fluxo associada ($f_c = q_c$) e uma lei de endurecimento. Através de um ensaio de consolidação isotrópica, pode-se exprimir por:

$$f_c = g_c = I_1^2 + 2I_2 \tag{A.8.4}$$

com os invariantes de tensões principais definidos por

$$I_1 = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 \tag{A.8.5}$$

$$I_3 = -\left(\sigma'_1\sigma'_2 + \sigma'_2 \cdot \sigma'_3 + \sigma'_1 \cdot \sigma'_3\right) \tag{A.8.6}$$

A derivação da expressão (A.8.4) resulta na lei de fluxo:

$$\Delta\varepsilon_{pc_{ij}} = \Delta\lambda_c \cdot \frac{\delta f_c}{\delta\sigma_{ij}} \tag{A.8.7}$$

sendo $\Delta\lambda_c$ uma constante que determina o incremento de deformação plástica, definida pela lei de endurecimento isotrópico. Estes incrementos são calculados pela relação, determinada experimentalmente, entre o trabalho plástico total que produz as deformações plásticas, W_c, e o grau de endurecimento, por:

$$W_c = F_c(f_c) \tag{A.8.8}$$

que para um ensaio isotrópico se simplifica para:

$$W_c = \int \sigma'_3 \cdot d\varepsilon_{v_{pc}} \tag{A.8.9}$$

sendo:

σ'_3 - tensão efectiva isotrópica ($= \sigma'_c = \sigma'_1$);

$d\varepsilon_{v_{pc}}$ - incremento de deformação volumétrica plástica colapsível e que será igual a

$$d\varepsilon_{v_{pc}} = d\varepsilon_{v_t} - d\varepsilon_{v_e} \tag{A.8.10}$$

com

$d\varepsilon_{v_t}$ - incremento de deformação volumétrica total (isotrópica);

$d\varepsilon_{v_e}$ - o correspondente elástico e que pode ser deduzido de ciclos intermédios de descarga-recarga ou a partir dos parâmetros elásticos antes definidos:

$$d\varepsilon_{v_e} = \frac{3\cdot(1-2\nu)}{(1-n_{el})\cdot K_{el}} \cdot \left[\frac{d\sigma'_3}{p_a}\right]^{(1-n_{el})} \tag{A.8.11}$$

A relação entre W_c e f_c é, nos materiais normalizados, razoavelmente definida por uma linha geométrica linear do tipo:

$$W_c = c \cdot p_a \cdot \left(\frac{f_c}{p_a}\right)^{\rho} \tag{A.8.12}$$

sendo c e ρ os parâmetros colapsíveis do material.

O incremento do trabalho plástico colapsível pode ser então avaliado por:

$$dW_c = c\cdot\rho\cdot p_a \left[\frac{p_a}{f_c}\right]^{1-\rho} d\left[\frac{f_c}{p_a}\right] \tag{A.8.13}$$

- ***Incrementos de deformações plásticas expansivas***:

A superfície de rotura é agora função dos primeiro e terceiro invariantes de tensões:

$$f_p = \left[\frac{I_1^3}{I_3} - 27\right] \cdot \left[\frac{I_1}{p_a}\right]^m \tag{A.8.14}$$

sendo:

$$I_3 = \sigma_1' - \sigma_2' - \sigma_3' \tag{A.8.15}$$

Na rotura, a função de cedência é caracterizada por um valor constante igual a:

$$f_p = \eta_1 \tag{A.8.16}$$

definindo-se, assim, os parâmetros de rotura, m e η_1, que podem ser determinados representando $\log\left(I_1^3 / I_3 - 27\right)$ *versus* $\log(p_0 / I_1)$ para os pontos de rotura dos ensaios triaxiais de compressão clássica.

Para envolventes rectilíneas o valor de m aproxima-se de zero. Para valores superiores de m a curvatura da envolvente acentua-se sendo sempre côncava em relação ao eixo isotrópico.

A superfície de cedência ou de plastificação expansiva é considerada com a mesma forma geral da superfície de rotura, alargando com o carregamento monótono crescente (f_p crescente), simetricamente ao eixo isotrópico, e mantendo-se imóvel quando em descarga ou carga constante. É por isso, um endurecimento do tipo isotrópico.

Este modelo é, como foi referido, não associado, pelo que a função potencial plástica é distinta da lei de fluxo. Sendo assim, aquela função assume a forma:

$$g_f = I_1^3 - \left[27 + \eta_2 \cdot \left(\frac{p_a}{I_1}\right)^m\right] \cdot I_3 \tag{A.8.17}$$

sendo η_2 uma constante para determinados valores de f_p e σ_3'. A função potencial plástica representa as várias superfícies que são ortogonais aos incrementos da deformação plástica expansiva (ver Figura A.8.1c). Embora cónicas e axissimétricas em relação ao eixo isotrópico, fazem ângulos ao centro maiores, sendo mais curvilíneas, intersectando as superfícies de cedência e tornando-se paralelas ao eixo isotrópico mais rapidamente.

A relação entre as tensões e deformações é, então, a seguinte:

$$\Delta\varepsilon_{pe_{ij}} = \Delta\lambda_p \cdot \frac{\delta g_p}{\delta\sigma_{ij}} \tag{A.8.18}$$

pelo que a derivação em relação à tensão normal, permite associar tensões de desvio às deformações normais, enquanto que a derivação em relação às tensões de desvio, permite associar tensões normais às deformações distorcionais.

Dois parâmetros estão assim envolvidos na relação tensão-deformação: $\Delta\lambda_p$ determina a grandeza da deformação plástica expansiva (endurecimento) e η_2 a sua direcção.

A determinação de η_2 é feita a partir das direcções das deformações plásticas expansivas (deformações totais deduzidas das elásticas e das plásticas colapsíveis - expressões (A.8.2) e (A.8.11)) no plano triaxial podendo ser avaliado por um "coeficiente de Poisson" plástico expansivo (Lade, 1972):

$$\nu_{pe} = -\frac{\Delta\varepsilon_{3_{pe}}}{\Delta\varepsilon_{1_{pe}}} = -\frac{\Delta\varepsilon_{r_{pe}}}{\Delta\varepsilon_{a_{pe}}} \tag{A.8.19}$$

sendo: $\Delta\varepsilon_{a_{pe}}$ e $\Delta\varepsilon_{r_{pe}}$ - incremento de extensão axial plástica expansiva (ensaio triaxial) e de extensão radial plástica expansiva, respectivamente.

Derivando a equação (A.8.17) em relação às tensões normais e substituindo nas expressões de $\Delta\varepsilon_{1_{pe}}$ e $\Delta\varepsilon_{3_{pe}}$, obtém-se o parâmetro η_2:

$$\eta_2 = \frac{3\cdot\left(1-\nu_{pe}\right)\cdot I_1^2 - 27\cdot\sigma_3'\cdot\left(\sigma_1' + \nu_{pe}\cdot\sigma_3'\right)}{\left(\frac{p_a}{I_1}\right)^m \cdot \left[\sigma_3'\cdot\left(\sigma_1' + \nu_{pe}\cdot\sigma_3'\right) - \frac{m\cdot\left(1-\nu_{pe}\right)\cdot I_1^2}{f_p\cdot\left(p_a / I_1\right)^m + 27}\right]} \tag{A.8.20}$$

Considerando que η_2 calculado de ensaios triaxiais de compressão clássica, para qualquer nível de tensões, corresponde aos valor correcto a ser utilizado como grandeza relativa dos incrementos de deformação plásticas expansivas no mesmo nível de tensões e em qualquer combinação das três tensões principais, permite-se definí-lo a partir desses mesmos ensaios. Esse valor depende, assim, de f_p e do estado de tensão efectiva de confinamento por uma expressão do tipo:

$$\eta_2 = S\cdot f_p + T \tag{A.8.21}$$

com

$$T = t_1 + t_2\sqrt{\sigma_3' / p_a} \tag{A.8.22}$$

$$S = s_1 + s_2 \cdot \sqrt{\sigma'_3 / p_a} \tag{A.8.23}$$

sendo S e T os valores da inclinação e ordenada na origem da lei de variação (rectas de η_2 *versus* f_p) para cada ensaio e que, por sua vez, variam quadraticamente com a tensão efectiva de confinamento, σ'_3. Valores de η_2 negativos correspondem a compressões plásticas e positivos a expansões. O facto dos valores de S serem menores do que um, reflecte o carácter não-associado do modelo.

Quanto aos incrementos de deformações, devidos a incrementos de tensões (endurecimento), os seus valores podem ser calculados experimentalmente a partir da relação entre o trabalho plástico expansivo e o nível de tensões. É considerada uma lei isotrópica de endurecimento o que implica que a superfície de cedência expande ou contrai uniformemente, sendo independente da trajectória de tensões. Assim, existe uma única lei entre o trabalho plástico (expansivo) e o grau de endurecimento expressa por:

$$W_p = F_p\left(f_p\right) \tag{A.8.24}$$

sendo F_p uma função positiva.

Num ensaio triaxial clássico o trabalho plástico (W_p) é definido por:

$$W_p = \int \{\sigma\}^T \left\{d\varepsilon_{vpe}\right\} \equiv \Sigma\left[\sigma'_1 \cdot \Delta\varepsilon_{ape} + 2 \cdot \sigma'_3 \cdot \Delta\varepsilon_{rpe}\right] \tag{A.8.25}$$

que representado (adimensionalizando-o a partir de W_p / p_a) em função de f_p, para cada tensão de consolidação, permite definir a sua dependência com estas duas variáveis. Os valores de pico destas relações corresponderão à rotura ($f_p = \eta_1$), e o trabalho plástico acumulado para a atingir depende da tensão de confinamento (σ'_3). Este valor de pico permite distinguir as parcelas da relação entre W_p e f_p, em que F_p é crescente (endurecimento positivo) e decrescente (endurecimento negativo ou "amolecimento").

Os incrementos do trabalho plástico podem ser determinados por expressões que aproximem as curvas de f_p *versus* W_p / p_a do tipo exponencial, como sugerido por Lade:

$$f_p = a \cdot e^{-b \cdot W_p} \cdot \left(\frac{W_p}{p_a}\right)^{1/q_{end}}, \qquad \text{com} \quad q_{end} > 0 \tag{A.8.26}$$

sendo a, b e q_{end} constantes para cada tensão de confinamento (σ'_3).

A única limitação daquela expressão reside no decréscimo assimptótico até zero de f_p, o que implicaria valores de resistências residuais nulas no solo. No entanto, para grandezas correntes de deformações aquela lei representa razoavelmente o comportamento pós-pico.

Os valores de q_{end}, a e b podem ser calculados a partir de dois pontos singulares daquela lei exponencial. Lade (1977) sugere utilizar $W_{p,60\%}$, $f_{p,60\%}$, valores (correspondentes) a 60% de f_p de rotura, e $W_{P,Pico} \equiv W_{P,f}$ de rotura (correspondente a m e η_1), sendo definidos por:

$$q_{end} = \frac{\log\left(\frac{W_{p,Pico}}{W_{p,60\%}}\right) - \left(1 - \frac{W_{p,60\%}}{W_{p,Pico}}\right) \cdot \log(e)}{\log\left(\frac{\eta_1}{f_{p,60\%}}\right)} \tag{A.8.27}$$

$$a = \eta_1 \cdot \left(\frac{e \cdot p_a}{W_{p,Pico}}\right)^{1/q} \tag{A.8.28}$$

$$b = \frac{1}{q \cdot \frac{1}{W_{p,Pico}}} \tag{A.8.29}$$

com "e" a base do logaritmo natural e $W_{P,Pico} \equiv W_{P,f}$.

A dependência do trabalho plástico de pico com a tensão de confinamento é bilogarítmica e expressa-se por:

$$W_{p,f} = P.p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3'}{p_a}\right)^L \tag{A.8.30}$$

enquanto q_{end} depende daquela tensão por uma relação directa:

$$q_{end} = \alpha + \beta \cdot \left(\frac{\sigma_3'}{p_a}\right) \tag{A.8.31}$$

P, L, α e β constituem, assim, os restantes parâmetros do modelo de Lade (de um total de 15 parâmetros).

O incremento do trabalho plástico expansivo vem geralmente definido por:

$$dW_p = \frac{df_p}{f_p} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{q_{end} \cdot W_p} - b\right)} \tag{A.8.32}$$

Considerações finais

Com o trabalho que agora se conclui procurou-se dar um contributo para o conhecimento do comportamento mecânico dos solos residuais do granito, característicos de largas manchas regionais do Norte de Portugal.

Foram abordadas as exigências específicas da caracterização dos solos residuais, nomeadamente a necessidade de integrar índices químicos e mineralógicos, e mais genericamente geológicos, nos métodos convencionais de identificação e classificação.

O estado natural dos maciços constituídos por solos residuais só pode ser completamente caracterizado por um conjunto de índices que definem, para além da sua compacidade e estado de tensão efectiva em repouso, as condições de fábrica e estrutura (macroscópica e microscópica) relicares, já que estas últimas são determinantes no seu comportamento mecânico. A metaestabilidade destes solos deve ser avaliada à luz dos seus processos de alteração e consequente evolução química, mineralógica e física.

O estudo da aplicabilidade dos critérios correntes de dimensionamento de fundações directas sobre maciços de solos residuais, conduziu a um vasto estudo experimental que teve como base os terrenos do novo Hospital de Matosinhos, onde ocorrem níveis superficiais de um solo residual jovem (saprólito, W_5) do granito do Porto com possança e características mecânicas susceptíveis de viabilizar, em estruturas correntes, o uso de fundações directas. Aí se realizou um ensaio de carga de uma sapata de 1,20m de diâmetro, acompanhado de um profundo e diversificado trabalho de caracterização geológica e geotécnica que incluiu ensaios *in situ* de carga em placa, de penetração dinâmica (SPT, DPL e DPSH) e estática (CPT), pressiométricos (Ménard, PMT, e autoperfurador, SBPT), "*cross-hole*" (CH) e com o dilatómetro de Marchetti (DMT) e ensaios de laboratório de caracterização química, mineralógica e física, de consolidação, de corte directo, de corte simples e em câmara triaxial (convencional e de trajectórias de tensão impostas). As amostras para os ensaios de

caracterização em laboratório foram na sua maioria obtidas a partir de blocos retirados de poços e valas.

As análises macroestruturais permitiram concluir que o horizonte de alteração definido não exibia significativa heterogeneidade estrutural nem anisotropia inerente. As análises microestruturais revelaram uma matriz floculada, relativamente aberta e com pontes de cimentação do tipo argiloso, pontes essas que embora frágeis têm substanciais implicações no comportamento mecânico do solo. A identificação mineralógica e química permitiu definir o carácter evolutivo dos elementos constituintes da rocha na génese destes solos residuais, sendo de salientar a transitoriedade dos feldspatos sódicos e minerais correspondentes. Na identificação das características físicas salientou-se a sensibilidade destes solos aos procedimentos de preparação dos ensaios respectivos. Na sua classificação para propósitos de engenharia foi salientada a vantagem da consideração de novos parâmetros mais ajustados a estes solos.

O ensaio de carga da sapata, que envolveu cuidadosos critérios de carregamento e de tempos de estabilização das deformações, bem como instrumentação complementar de deslocamentos verticais da superfície exterior à base da carga e deslocamentos horizontais em tubos inclinométricos adjacentes ao eixo da sapata, permitiu avaliar muito pormenorizadamente o comportamento deformacional do maciço e a respectiva capacidade de carga última. A realização de ensaios de carga em placas de menores dimensões (0,30 m e 0,60 m) permitiu obter os parâmetros de resistência do solo em análise e a resposta carga-assentamento passível de interpretação adimensional. A integração dos resultados obtidos pelos ensaios *in situ* nos obtidos destes ensaios de carga permitiram sugerir novas leis de correlacionamento entre os parâmetros deduzidos daqueles ensaios, adaptando as disponíveis na bibliografia, desenvolvidas originalmente para solos sedimentares.

Das classificações tipológicas semi-empíricas aplicadas ao solo em estudo e que se baseiam em resultados de ensaios *in situ*, uma se destacou como objectivamente enquadrável com este solo, recorrendo aos valores normalizados dos resultados do CPT (Robertson, 1990). Por seu lado, as classificações baseadas no ensaio PMT demonstraram ser claramente desajustadas a este tipo de solo. Curiosamente, as classificações com base nos resultados do ensaio com o DMT apresentam alguma consistência com a realidade granulométrica do mesmo, embora tenham um teor muito empírico. A razão entre $q_c(CPT)$ e N_{SPT} é, neste solo, superior às dos solos sedimentares granulometricamente semelhantes, facto a que não são estranhas as suas características de fábrica e estrutura cimentada.

A determinação do coeficiente de impulso em repouso a partir do SBPT permitiu confirmar indicações de trabalhos anteriores sobre solos residuais da região do Porto de que os valores de K_0 são relativamente baixos ($\cong$0,36-0,38). As propostas testadas que se servem de

resultados de ensaios como o PMT, o DMT, ou mesmo, o CPT, revelaram-se, por sua vez, desajustadas ao tipo de solo analisado, tendo para o ensaio DMT sido apresentada correlação alternativa. A determinação em laboratório daquele coeficiente viria a confirmar os valores relativamente baixos obtidos pelos ensaios com o SBPT.

A dedução dos parâmetros de resistência a partir dos ensaios *in situ*, considerando as metodologias semi-empíricas desenvolvidas para solos sedimentares granulometricamente correspondentes, são conservativas no que se refere ao ensaio SPT, muito em especial por desprezarem a componente coesiva, de todo não negligenciável devido à presença das cimentações relicares. Já o ângulo de atrito deduzido dos resultados do CPT é mais realista, sendo o seu valor absoluto aparentemente sobrestimado por integrar implicitamente a mesma componente coesiva. Por outro lado, a utilização dos ensaios pressiométricos para avaliação das características resistentes está longe de ser consistente, tendo-se constatado que os vários critérios de interpretação dos resultados do PMT são manifestamente inadequados ao tipo de solo estudado. Já no que respeita ao SBPT, os valores deduzidos pela teoria de Hughes *et al.* (1977) são mais consistentes com os observados, embora subestimados, o que é fruto, muito provavelmente, da trajectória de tensões dominante (de extensão) e de alguma fracturação associada à expansão cilíndrica. Quanto à avaliação da resistência a partir do ensaio DMT, constatou-se que as propostas semi-empíricas disponíveis são claramente inadaptáveis a este solo residual.

A definição das propriedades de deformabilidade do maciço a partir dos ensaios *in situ*, tendo como base o comportamento dos ensaios de carga e valores de referência como o módulo de distorção máximo, G_0 (deduzido dos ensaios "*cross-hole*"), ou por via dos ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas, permitiu enquadrar os parâmetros que foram determinados pelos ensaios descritos. A consideração da influência dos níveis de tensão-deformação nos valores do módulo de deformabilidade regeu sempre as análises interparamétricas realizadas. As razões entre G_0 e os valores dos parâmetros deduzidos de ensaios *in situ* são, em geral, superiores às observadas em maciços sedimentares, mesmo sobreconsolidados. As propostas correntes, por isso, de avaliação da componente elástica dos solos residuais a partir de ensaios com o SPT ou CPT são fortemente conservativas, sendo as que mais se aproximam dos valores observados as relativas a solos sedimentares sobreconsolidados.

Foram sugeridas novas correlações para as condições do material estudado. As correlações estabelecidas entre os parâmetros dos ensaios de penetração e os módulos de deformabilidade retroanalisados dos ensaios de carga, em particular do ensaio da sapata protótipo, permitiram concluir que as constantes a utilizar para condições de serviço correntes correspondem a valores superiores às propostas para solos sedimentares granulometricamente

semelhantes. As análises de sensibilidade realizadas com base em várias hipóteses de cálculo disponíveis na bibliografia e resultantes da generalização da Teoria da Elasticidade, confirmaram a grande importância de considerar a não linearidade da rigidez com o nível de tensão tendo-se sugerido propostas paramétricas para a sua consideração na avaliação do assentamento de fundações directas.

No que se refere à utilização dos módulos de deformabilidade deduzidos de ensaios como o PMT para previsão dos assentamentos de sapata protótipo, as análises conduzidas permitiram constatar que o valor do factor reológico de Ménard a afectar o módulo de primeira carga que melhor se ajusta aos resultados disponíveis, é o correspondente aos materiais siltosos. Se, no entanto, se optar pelo módulo pressiométrico de descarga-recarga este deve ser utilizado sem correcção. Já os módulos de descarga-recarga obtidos dos ensaios com o SBPT reproduzem muito consistentemente as respostas em descarga-recarga do ensaio da sapata protótipo e são muito convergentes com os módulos de recarga (pseudo-elásticos) deduzidos dos ensaios triaxiais com instrumentação interna. As análises realizadas com base nos parâmetros deduzidos dos ensaios com o DMT permitiram sugerir novas propostas de correlacionamento com os restantes parâmetros e, muito particularmente, sugerir novos coeficientes de cálculo mais adaptados à previsão dos assentamentos de sapatas quando se admite como base de cálculo as propostas mais recentes de Schmertmann e Leonards e Frost.

O correlacionamento dos módulos de deformabilidade deduzidos de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas para distintos níveis de tensão-deformação com os parâmetros dos ensaios de penetração permitiu enquadrar as propostas correntes à luz daquela não-linearidade da rigidez. Da comparação entre o módulo de deformabilidade retroanalisado dos ensaios de carga pela formulação geral da Teoria da Elasticidade e os deduzidos de ensaios triaxiais, conclui-se que só a consideração dos módulos de deformabilidade tangentes iniciais com instrumentação interna poderá representar o comportamento da sapata nos níveis de segurança mais correntes.

Do intenso estudo laboratorial que foi realizado sobre amostras indeformadas e remoldadas representativas do horizonte, salienta-se, à partida, o interesse dos resultados obtidos de ensaios de consolidação unidimensional, por permitirem caracterizar as zonas típicas de comportamento deste solo residual que se distinguem pela evolução da cedência estrutural e que se designam por estável, meta-estável e granular. A definição de uma tensão limiar elástica (ou de préconsolidação virtual) que separa, em termos práticos, as duas primeiras zonas, permite enquadrar o comportamento deformacional conforme o nível de solicitação induzida. Os parâmetros de deformabilidade e os de consolidação foram deduzidos à luz desta realidade multifásica. A deformabilidade diferida no tempo foi objecto de uma atenção especial, particularmente no que se refere à consolidação secundária. Para além do

crescimento do potencial de fluência com a tensão aplicada, sobretudo quando se evolui para as zonas meta-estáveis, foi constatada uma inflexão de comportamento diferido no tempo, reflectindo uma taxa de fluência substancialmente mais elevada a partir de três meses de carga constante. Este facto corrobora tendências similares de solos arenosos naturais e foi analisado à luz das formulações disponíveis que consideram este efeito na previsão dos assentamentos de fundações directas, tendo-se proposto um novo factor correctivo particularizado ao caso em análise da sapata protótipo, onde se procedeu a um ensaio limitado de fluência.

Do conjunto de ensaios de corte directo realizados, salienta-se a diferença dos valores da resistência de pico, conforme tenham sido determinados numa caixa modificada (especialmente desenvolvida na FEUP) ou na caixa clássica, sendo só os primeiros comparáveis com os obtidos dos ensaios triaxiais. Por seu turno, os resultados dos ensaios de corte simples são, por limitação da instrumentação convencional, claramente discrepantes dos obtidos por outras vias.

No que concerne à definição dos estados crítico e residual, verifica-se que os valores do ângulo de atrito crítico, determinados em ensaios triaxiais segundo metodologia específica, têm muito boa consistência com a constituição mineralógica e granulométrica do solo em causa, enquanto que os valores do ângulo de atrito obtidos em ensaios de corte directo sobre amostras remoldadas e sujeitas a ciclos de carga e reverso são mais baixos do que ϕ'_{cv} e, por isso, tendencialmente residuais.

Foi realizado um número substancial de ensaios triaxiais sobre amostras indeformadas com distintas dimensões, condições de consolidação e trajectórias de tensões. Numa primeira abordagem verificou-se que só amostras com diâmetros mínimos de 70 mm podem ser consideradas representativas. Neste âmbito, foi dada ênfase muito especial à importância do tipo de instrumentação adoptada nos provetes ensaiados, tendo-se constatado que a utilização dos meios mais recentes como os electro-inclinómetros de grande precisão pivotados directamente às paredes dos provetes é determinante na reprodução das leis constitutivas destes solos. A interpretação dos resultados obtidos com estes novos meios permitiu definir com clareza o carácter evolutivo da deformabilidade do solo estudado, sendo evidente a existência de três zonas hiperbolicamente modeláveis e conceptualmente associáveis às definidas por Burland como de "pequenas", "médias" e "grandes" deformações. Estas zonas têm correspondência directa com as zonas antes definidas nos ensaios edométricos. A importância desta classificação - possível graças ao recurso aos electro-inclinómetros de grande precisão - permitiu definir parametricamente o solo estudado com vista à convergência dos resultados obtidos no ensaio de carga da sapata com os resultantes de análises numéricas com base em modelos pseudo-elasto-plásticos (do tipo hiperbólico) e elasto-plásticos (de Lade).

Refira-se, a título ilustrativo, que os parâmetros de dependência dos módulos de deformabilidade com a tensão efectiva de confinamento (à luz, por exemplo, da lei exponencial de Janbu) deduzidos por via de instrumentação interna são, nos termos do expoente n, ligeiramente mais baixos do que os obtidos por via externa (reflectindo maior constância da rigidez, muito particularmente para níveis mais baixos de tensão). No entanto, obtiveram-se razões entre os valores da constante K por via interna cerca de duas vezes superiores aos correspondentes obtidos por via externa. As análises das respostas constitutivas assim realizadas confirmaram o carácter mais estável das componentes pseudo-elástica (intrinsecamente estrutural) com a tensão efectiva de confinamento, o que viria a constatar-se ser determinante na integração das leis de dependência dos módulos de deformabilidade com aquela tensão na interpretação dos resultados do ensaio de carga e dos próprios resultados de ensaios *in situ*.

O desenvolvimento na FEUP de um sistema automático de controlo e aquisição de dados para ensaios triaxiais em câmara "stress-path" permitiu confrontar os comportamentos mecânicos deste solo sob diferentes trajectórias de tensões, nas vertentes de deformabilidade e de resistência. Constatou-se a grande rigidez do comportamento do solo até à linha isotrópica a partir da qual se faz sentir fortemente o efeito de Baushinger. Há aparentemente alguma perda de resistência para maiores valores da tensão de consolidação quando o solo é solicitado em trajectórias de extensão.

Em local próprio foram consideradas metodologias de previsão do comportamento de fundações directas tanto de cariz semi-empírico como de cariz numérico, com base nos modelos de comportamento já referidos, tendo-se sempre constatado que, só os resultados provindos de ensaios sobre amostras de boa qualidade e dimensão adequada e com recurso à instrumentação interna, permitiram reproduzir o comportamento dos ensaios de carga e, muito em especial, de sapata em dimensão real.

Na primeira vertente de análise referida foi integrada a informação recolhida nos ensaio *in situ* e de laboratório em termos de resistência e de deformabilidade, com o objectivo de redefinir preliminarmente algumas metodologias baseadas na Teoria da Elasticidade para o dimensionamento de sapatas fundadas em maciços de solos residuais. Foi dada ênfase particular às metodologias semi-empíricas baseadas em resultados dos ensaios SPT, CPT e de carga em placa, tendo-se testado algumas das propostas mais consagradas (Parry, Burland e Burbidge, Anagnastopoulos *et al.*, Schmertmann *et al.*, Robertson Ghionna *et al.* e Wahls e Gupta) e proposto algumas alterações de critério e opção paramétrica que melhor se enquadram no comportamento observado. Foi dado relevo especial aos factores de não linearidade da rigidez para a simulação dos assentamentos de fundações directas submetidas a distintas cargas de serviço. Dado que a formulação de Wahls-Gupta permite a utilização

directa e única dos resultados de ensaios triaxiais na previsão de assentamento de sapatas, foi apresentada uma adaptação ao método para esse fim. A aplicação aos resultados do ensaio da sapata confirma a adaptabilidade desta metodologia ao caso em apreço, desde que a modelação se faça com recurso aos resultados obtidos dos ensaios triaxiais por via da instrumentação interna das deformações.

No último capítulo deste trabalho apresentaram-se alguns resultados das análises numéricas realizadas para simulação do comportamento da sapata, utilizando o método dos elementos finitos. Foram admitidas hipóteses de comportamento elástico linear, hiperbólico e elasto-plástico (modelo de Lade).

As primeiras salientaram a importância da consideração do crescimento da rigidez em profundidade na definição das constantes de proporcionalidade com os parâmetros dos ensaios de penetração, como o CPT, e confirmaram numericamente a posição do centro de assentamento e a sua dependência com o grau de não homogeneidade do maciço em profundidade, a partir das propostas de Burland e Burbidge.

A utilização do modelo hiperbólico exigiu uma cuidadosa selecção do melhor conjunto paramétrico, muito especialmente no que se refere às fases de estado, tendo-se concluído que os parâmetros deduzidos da zona das pequenas deformações, identificáveis em ensaios triaxiais que recorrem a meios de instrumentação interna das deformações, reproduzem consistentemente o comportamento da sapata desde as mais baixas cargas aplicadas. Demonstrou-se a importância da consideração da variação do coeficiente de Poisson com o nível de tensão-deformação na reprodução da curva global de carga-assentamento da sapata. O estudo salientou, contudo, algumas limitações do modelo, particularmente no que respeita à sua incapacidade de reproduzir comportamentos volumétricos de dilatância positiva, bem como a consideração da influência da anisotropia, factores esses que condicionam não tanto a reprodução dos assentamentos da própria sapata mas sobretudo a dos pontos exteriores à área carregada.

As análise numéricas baseadas no modelo de Lade demonstraram um muito bom desempenho na simulação dos ensaios triaxiais que lhe estão subjacentes, tanto na vertente distorcional como na volumétrica. Foram considerados dois conjuntos de parâmetros relativos a séries de ensaios com instrumentação externa e interna das deformações, tendo-se, mais uma vez, constatado que apenas os parâmetros deduzidos por via da instrumentação interna representam o comportamento do solo solicitado pela sapata experimental.

Perante os resultados não normalizáveis entre ensaios realizados sob amostras sujeitas a estados de tensão efectiva de confinamento interiores e exteriores ao limiar elasto-estrutural, discutiram-se critérios de interpretação paramétrica mais apropriados à sensibilidade deste

solo nomeadamente no que respeita à introdução de superfícies alargadas de cedência, tanto em termos plásticos colapsíveis com expansivos, baseados numa análise criteriosa dos respostas dos ensaios laboratoriais realizados. A simulação do ensaio da sapata a partir dos parâmetros assim definidos permitiu concluir que a introdução destas superfícies de cedência alargadas reproduz muito consistentemente a resposta obtida experimentalmente, confirmando a necessidade de, por um lado, conduzir os ensaios triaxiais sobre os solos envolvidos pelo carregamento das fundações directas em estados de tensão efectiva de consolidação próximos do estado de repouso e, por outro lado, de caracterizar muito cuidadosamente os limiares de transição entre zonas estáveis (dominadas pela estrutura cimentada) e meta-estáveis (onde se desenvolve, de forma progressiva, a plastificação associada à quebra daquela matriz estrutural).

A análise comparada dos deslocamentos verticais da superfície observados e calculados pelo modelo de Lade permitiu concluir que, de uma forma geral, para níveis de carregamento mais baixos há uma clara subestimação dos valores observados. No entanto, para níveis mais elevados de carregamento constata-se uma razoável simulação por parte deste modelo, melhor do que a obtida pelo modelo hiperbólico, o que é naturalmente fruto do seu melhor desempenho na reprodução do desenvolvimento das plastificações no interior do maciço.

Sobre o prosseguimento dos estudos que se descreveram na presente dissertação deve-se salientar, desde logo, a necessidade de alargar o âmbito destas análises experimentais a outros horizontes de alteração do granito do Porto e mesmo a outras formações de rochas que dominam vastas zonas da região Norte de Portugal, em prol de uma maior generalidade dos critérios de interpretação das propriedades geotécnicas dos solos residuais.

As correlações entre parâmetros geotécnicos disponíveis na bibliografia da especialidade que foram agora testadas e as adaptações que foram sugeridas à luz dos resultados obtidos, exigem o alargamento destes estudos a um universo bem mais vasto de maciços residuais. Salienta-se a importância de seleccionar campos experimentais onde se realize, ou tenha realizado, o maior número possível de ensaios de caracterização geotécnica, particularmente ensaios *in situ* como alguns que aqui se descreveram e ensaios de laboratório sobre amostras representativas dos horizontes envolvidos por aqueles, e onde seja possível acompanhar com observação cuidadosa e criteriosa o comportamento deformacional de fundações directas para eles dimensionadas.

Algumas questões específicas, mas nem por isso de menor importância na caracterização e modelação destes solos, merecem atenção especial no futuro próximo, muitas das quais foram já referidas ao longo deste texto. Assim, deve continuar a merecer atenção especial a problemática da representatividade das amostras (em número e dimensão das

mesmas) a utilizar em ensaios laboratoriais e a selecção dos meios de amostragem mais apropriados aos solos residuais.

A importância da consideração de critérios de identificação geológica como potenciadores das classificações dos solos residuais, o interesse da integração das análises das fábrica e das macroestrutura e microestrutura, a generalização de correlações entre as propriedades mecânicas e os índices de decomposição de carácter químico e mineralógico, impõem que nos estudos que se perspectivam se incentive a sistemática integração dos critérios de análise da geologia de engenharia na classificação destes maciços.

Uma via de investigação que se considera essencial prosseguir, passará pela selecção dos métodos mais adequados para a identificação física dos solos residuais e, muito particularmente, pelo alargamento das classificações de solos a grupos mais adequados à tipologia dos residuais, procurando adaptá-las às condições dos maciços regionais.

A potenciação do estudo de correlacionamento entre parâmetros deduzidos de ensaios *in situ* agora iniciado, exigirá uma sistemática recolha de informação de campanhas de prospecção que se vêm realizando sobre solos regionais deste tipo e pelo seu complemento, sempre que possível, com as metodologias mais diversificadas de ensaio, como as que agora foram utilizadas e que o Laboratório de Geotecnia da FEUP e os laboratórios com que se mantém estreita colaboração dispõem.

Os bons resultados obtidos nos ensaios de laboratório sobre amostras indeformadas, particularmente o bom desempenho dos ensaios triaxiais com os novos meios de controlo de trajectórias e de instrumentação das tensões e deformações (que se pretende continuar a potenciar com novas tecnologias que vão sendo desenvolvidas na FEUP e nas instituições com que se vem colaborando) na modelação dos parâmetros constitutivos que serviram de base às análises do comportamento da sapata protótipo, potenciam o interesse em intensificar campanhas de recolha criteriosa de amostras de boa qualidade para realização de ensaios deste tipo e que são base indissociável para a parametrização constitutiva destes solos.

Um vector que se considera fundamental consiste na futura realização de ensaios de carga em placas a escalas consideradas significativas bem como, sempre que possível, planear e conduzir observações de sapatas reais bem instrumentadas. Nesta vertente deve salientar-se o excepcional interesse em avaliar a resposta deformacional diferida no tempo dessas fundações, que, pelos resultados dos estudos preliminares agora realizados, podem assumir grande relevância no comportamento das estruturas dimensionadas para fundações directas sobre solos residuais, baseadas em critérios deduzidos de modelos desenvolvidos a partir de ensaios de carga de curta duração.

Será muito importante aprofundar algumas ideias agora formadas sobre as vantagens e limitações da utilização dos modelos hiperbólico e elasto-plásticos para a simulação numérica pelo método dos elementos finitos do comportamento de fundações directas. Deverá ser objecto desses desenvolvimentos a definição de quais devem ser as melhores condições de ensaio e quais as mais adequadas opções de parametrização das leis constitutivas que suportam aqueles modelos. Das questões que ficaram pendentes no que respeita ao modelo de Lade e que provou melhor representar o comportamento mecânico do maciço solicitado como foi descrito, dever-se-á ter em atenção especial no futuro a necessidade de incluir neste modelo a parcela coesiva de resistência, de todo não negligenciável em solos residuais. Para além disso, há necessidade de melhor definir a influência da resposta de zonas do maciço solicitadas sob trajectórias de tensões distintas das de compressão. Acrescendo, ainda, que estes solos se caracterizam por superfícies de cedência do tipo volumétrico centradas na linha K_0 e que a própria resposta elástica tem uma carácter evolutivo com o nível de tensão aplicada, afigura-se promissor estudar novos modelos constitutivos adaptados ao comportamento dos solos residuais, conceptualmente análogos ao de Lade, mas que procurem integrar superfícies de endurecimento do tipo anisotrópico, parâmetros elásticos variáveis com o nível de tensão efectiva média e, eventualmente, parâmetros plásticos expansivos distintos em trajectórias de compressão e extensão.

Enfim, no dealbar deste trabalho, o autor considera que o bom conhecimento do comportamento dos solos residuais exige, no futuro próximo, um esforço concertado entre a investigação experimental e a modelação matemática com leis constitutivas adaptadas às particularidades destes materiais, tendo em vista uma maior generalização de critérios de caracterização mecânica e de dimensionamento de fundações directas sobre os mesmos. Sente, no entanto, que ainda falta, muito provavelmente, redefinir conceitos indiciais sobre o comportamento destes solos, abrindo, quiçá, caminho a uma nova "mecânica dos solos residuais".

Porto, 2 de Setembro de 1996

António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

Referências bibliográficas

AJAYI, L.A.; BALOGUN, L.A. (1988). **"Penetration testing in tropical lateritic and residual soils - nigerian experience"**. 'Penetration Testing - 1988', Proc. ISOPT-1, Orlando, Vol. 1, pp. 315-328. Ed. De Ruiter. A.A.Balkema, Rotterdam.

ALARCON-GUZMAN, A.; LEONARDS, G.A.; CHAMEAU, J.L. (1988). **"Undrained monotonic and cyclic strength of sands"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 114, GT10, pp. 1087--1109. ASCE, New York.

ALMEIDA E SOUSA, J. (1996). **"Comportamento de Túneis em Solo"**. Dissertação a apresentar à Universidade de Coimbra para obtenção de grau de Doutor em Engenharia Civil (em fase de conclusão).

ALPAN, I. (1974)."**The settlement of a rigid disc on an inhomogeneous elastic half--space"**. Tijdschrift der Ofedhare Werken Van Belgie, nº 4.

AMAR, S.; BAGUELIN, F.; CANÉPA, Y.; FRANK, R. (1994a). **"Étude experimentale du tassement des fondations superficielles"**. Proc. XIII ICSMFE, New Dehli, India, Vol. 2, pp. 623-626. A.A.Balkema, Rotterdam.

AMAR, S.; BAGUELIN, F.; CANÉPA, Y.; FRANK, R. (1994b). **"Experimental study of the settlement of shallow foundations"**. 'Vertical and Horizontal Deformations on Foundations and Embankments', Geot. Spec. Pub., Nº 40, Vol. 2, pp. 1602-1610. ASCE, New York.

ANAGNASTOPOULOS, A.G.; PAPADOPOULOUS, B.P.; KAWADAS, M.J. (1991). **"Direct estimation of settlements on sand, based on SPT results"**. 'Deformation of Soils and Displacements of Structures', Proc. X ECSMFE, Firenze, Italy, Vol. 1, pp. 293-296. A.A. Balkema, Rotterdam.

ANON (1970). "**The logging of rock cores for engineering purposes**". Quarterly J. Eng. Geology, N° 3, pp. 1-24.

ANON (1972). "**The preparation of maps and plans in terms of engineering geology**". Quarterly J. Eng. Geology, N° 5, pp. 295-382.

APAGEO (1986). "**Ensemble Pressiométrique**". Catálogo da firma APAGEO sobre o equipamento pressiométrico.

ÁRABE, (1992). "**Ensaios Pressiométricos e Cone Eléctrico - Campo Experimental 02 - - PUC/Rio**". Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Geotecnia, Rio de Janeiro.

ASTM D1194-72 (1989). "**Standard test method for bearing capacity of soil for static load and special footing**". 1989 Standards Annual Book, Vol. 04.08, pp. 192-194. ASTM, Philadelphia.

ASTM D2487-85 (1989). "**Classification of soils for engineering purposes**". 1989 Standards Annual Book. Vol. 04.08, pp.288-297. ASTM, Philadelphia.

ASTM D3080-72/79 (1989). "**Direct shear test of soils under consolidated drained conditions**". 1989 Standards Annual Book, Vol. 04-08, pp. 376-378. ASTM, Philadelphia.

ASTM D4220-83 (1989). "**Preserving and transporting soil samplers**". 1989 Standards Annual Book, Vol. 04.08, pp. 547-553. ASTM, Philadelphia.

ASTM D4719 (1989). "**Standard test method for pressuremeter testing in soils**". 1989 Standards Annual Book, Vol. 04.08 pp.874-881. ASTM, Philadelphia.

ASTM D4767-88 (1989). "**Consolidated-undrained triaxial compression test on cohesive soils**". 1989 Standards Annual Book, Vol. 04.08, pp. 911-920. ASTM, Philadelphia.

ASTM Sub-Committee D18.02.10 (1986). "**Suggested method for performing the Flat Dilatometer Test**". ASTM, Philadelphia.

ATKINSON, J.H. (1993). "**The Mechanics of Soils and Foundations**". McGraw-Hill Int. Series in Civil Engineering. London.

ATKINSON, J.H.; EVANS, J.S. (1985). "**The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus**". "Discussion on JARDINE *et al.* (1984)". Géotechnique, Vol. 35, N° 3, pp. 378- -382.

ATKINSON, J.H.; LAU, W.H.W. (1991). "**Measurement of soil strength in simple shear tests**". Canadian Geot. J., 28, pp. 255-262.

ATKINSON, J.H.; SALLFORS, G. (1991). "**Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and in situ tests**". SOA Report, Proc. X ECSMFE., Firenze, Vol. III, pp. 915-956. A.A.Balkema, Rotterdam.

AZAYI, L.A. (1988). "**Penetration testing in tropical lateritic residual soils - nigerian experience**". 'Penetration Testing - 1988', Proc. ISOPT-1, Orlando, Vol I, pp. 315-328. Ed. De Ruiter. A.A.Balkema, Rotterdam.

BAGUELIN, F.; JÉZÉQUEL, J.F.; SHIELDS, D.H. (1978). "**The Pressuremeter and Foundation Engineering**". Trans Tech Publications, 1st ed. Clausthal, Germany.

BALDI, G.; BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.N.; JAMIOLKOWSKI, M.; MARCHETTI, S.; PASQUALINI, E. (1986). "**Flat dilatometer tests in calibration chambers**". 'Use of In situ Tests on Geotechnical Engineering', Speciality Conf., Blacksburg, Va; pp. 431-446. ASCE, New York.

BALDI, G.; BELLOTI, R.; GHIONNA, V.N.; JAMIOLKOWSKI, M.; PASQUALINI, E. (1986). "**Interpretation of CPT's and CPTU's. II Part: Drained penetration on sands**". Proc. IV International Geotechnical Seminar on Field Instrumentation of Soil and In Situ Measurements, pp. 143-156. Nayang Technical Institute, Singapore.

BALDI, G.; BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.N.; JAMIOLKOWSKI, M. (1988). "**Stiffness of sands from CPT, SPT and DMT - a critical review**". 'Penetration Testing in the U.K.', Proc. Geot. Conf., Inst. of Civil Engineers, Birmingham, July, pp. 299-305. Thomas Telford, London.

BALDI, G.; HIGHT, D.W.; THOMAS, G.E. (1988). "**A revaluation of conventional triaxial tests methods**". 'Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock', STP 977, pp. 217-262. Ed. Donaghe, Chanay e Silver. ASTM, Philadelphia.

BALDI, G.; BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.N.; JAMIOLKOWSKI, M.; LO PRESTI, D.C.F. (1989). "**Modulus of sands from CPT's and DMTs**". Proc. XIII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 165-170. A.A. Balkema, Rotterdam.

BALDI, G.; BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.N.; JAMIOLKOWSKI, M. (1991). Discussion on "**Settlement of shallow foundations on granular soils**", by Leonards e Frost, 1988 (Vol. 114, N° 7). J. Geot. Eng. Div., Vol. 117, GT1, pp. 172-179. ASCE, New York.

BALIGH, M.M. (1975). **"Theory of deep site static cone penetration resistance"**. Research. Report R75-56, N° 517, Dep. of Civil Engineering. MIT, Cambridge, Massachussets.

BALIGH, M.M. (1976). **"Cavity expansion in sand with curved envelopes"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 102, GT11, pp. 1131-1146. ASCE, New York.

BALIGH, M.M. (1985). **"Strain path method"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 111, GT9, pp. 1108--1136. ASCE, New York.

BALLA, A. (1962). **"Bearing capacity of foundations"**. J. Soil Mech. Found. Div., Vol. 88, SM5. ASCE, New York.

BARKSDALE, R.D.; INTRAPRASAT, J.F. CRISP Jr.,R.L. (1975). **"Settlement of footings on a saprolite soil"**. Proc. V Pan American Conference on SMFE, Argentina, Vol. III, pp. 125-134.

BARKSDALE, R.D.; BACHUS, R.C.; CALMAN, M.B. (1982). **"Settlements of a tower in a residual soil"**. Speciality Conference on Engineering. and Construction in Tropical and Residual Soils, Jan., Honolulu, Hawaii, pp. 647-664. ASCE, New York.

BARKSDALE, R.D.; CHARLES T.F.; LAWRENCE, J.D. (1986). **"Residual soil settlement from pressuremeter modulus"**. 'In-situ Tests in Geotechnical Engineering', Geot. Spec. Pub. N° 6, pp. 447-461. ASCE, New York.

BARROS, J.M.C. (1992a). **"Parâmetros dinâmicos de alguns solos brasileiros determinados em ensaios de coluna ressonante"**. VI CBGE; XI COBRA MSEF, Salvador, Vol. II, pp. 475-484 e Vol. III, pp. 160-164. Assoc. Brasileira de Mecânica dos Solos, Brasilia.

BARROS, J.M.C. (1992b). **"Propriedades Dinâmicas dos Solos"**. Feira da Dinâmica na Construção Civil, São Paulo.

BAYNES, F.J.; DEARMAN, W.R. (1978a). **"The relationship between the microfabric and the engineering properties of weathered granite"**. Bulletin of the Int. Assoc. Eng. Geol., N° 18, pp. 191-197.

BAYNES, F.J.; DEARMAN, W.R. (1978b). **"The micrographic of a chemical weathered granite"**. Bulletin of the Int. Assoc. Eng. Geol., N° 18, pp. 199-204.

BEEN, K.; JEFFERIES, M.G. (1985). **"A state parameter for sands"**. Géotechnique 35, N° 2, pp. 99-112.

BEEN, K.; CROOKS, J.H.A.; BECKER, D.E.; JEFFERIES, M.G. (1986). **"The cone penetration test in sands: part I. State parameter interpretation"**. Géotechnique, Vol.36, Nº 2, pp.239-249.

BEEN, K.; JEFFERIES, M.G.; CROOKS, J.H.A.; ROTTENBERG, L. (1987). **"The cone penetration test in sands: part II. General inference of state"**. Géotechnique, Vol. 37, Nº 3, pp.285-299.

BEEN, K.; JEFFERIES, M.G.; HACHEY, J. (1991). **"The critical state of sands"**. Géotechnique, Vol. 41, Nº 3, pp. 365-381.

BEGONHA, A. (1988). **"Alteração das Rochas Graníticas do Norte e Centro de Portugal. Uma Contribuição"**. Dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Geologia.

BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.N.; JAMIOLKOWSKI, M.; ROBERTSON, P.K. (1989). **"Design parameters of cohesionless soils from in situ tests"**. Transportation Research Board Conference, Washington.

BELLOTTI, R.; FRETTI, C.; JAMIOLKOWSKI, M.; TANIZAWA, F. (1994). **"Flat dilatometer tests in Toyoura sand"**. Proc. XIII ICSMFE, New Dehli, Vol. IV, pp. 1799--1782. A.A.Balkema, Rotterdam.

BERARDI, R.; LANCELLOTTA, R. (1991). **"Stiffness of granular soils from field performance"**. Géotechnique, Vol. 41, Nº 1, pp. 149-157 (Technical Note).

BERARDI, R.; JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELLOTTA, R. (1991). **"Settlement on shallow foundations in sands. Selection of stiffness on the basis of penetration resistance"**. 'Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. Geot. Spec. Pub. Nº 27, Vol. I, pp. 185-200. ASCE, New York.

BILÉ SERRA, J.P.; CALDEIRA, L.M. (1995). **"O uso do equipamento de corte simples na caracterização mecânica dos solos"**. Actas do 5º Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, Abril, Vol. 1, pp. 335-351. FCTUC, Coimbra.

BISHOP, A.W. (1967). **"Progressive failure with special reference to the mechanism causing it"**. Proc. Geot. Conf., Vol. 2, pp. 142-150. Oslo.

BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. (1962). **"The measurement of Soil Properties in the Triaxial Test"**. 2nd Ed.. Eduard Arnolds Publishers, London.

BISHOP, A.W.; WESLEY, L.D. (1975). **"A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing"**. Géotechnique, Vol. 25, N° 4, pp. 657-670.

BJERRUM, L.; EGGESTAD, A. (1963). **"Interpretation of loading test on sand"**. Proc. I ECSMFE, Wiesbaden Vol. 1, pp. 199-203.

BLACK, K.D.; LEE, K.L. (1973). **"Saturating laboratory samples by back pressure"**. J. Soil Mech. Found. Div., Vol. 95, SM4, pp. 75-93. ASCE, New York.

BLIGHT, G.E. (1989). **"Design assessment of saprolites and laterites"**. General Report, Discussion Session 6, Invited Lecture. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2477--2484. A.A.Balkema, Rotterdam.

BOGOSSIAN, F.; MUXFELDT, A.S.; DUTRA, A.M. (1989). **"Some results of flat dilatometer tests in brazilian soils"**. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. I, pp. 187-190. A.A. Balkema, Rotterdam.

BOLTON, M.D. (1986). **"The strength and dilatancy of sands"**. Géotechnique, Vol. 36, N° 1, pp. 65-78.

BOWLES, J. (1988). **"Foundation Analysis and Design"**. 4th Edition, McGraw-Hill Inst. Ed., Civil Engineering Series, Singapore.

BRAGA, M. (1988). **"Arenas e Depósitos Associados da Bacia de Drenagem do Rio Cávado (Portugal). Contribuição para o Estudo da Arenização"**. Dissertação apresentada à Universidade do Minho para obtenção do grau de Doutor em Geologia.

BRAGA, M.; PAQUET, H. (1986). **"Gibsit as a biotite weathering product in a granite saprolite from the Cávado river basin, Northwest Portugal"**. Proc. Int. Meeting on 'Geochemistry of the Earth Surface and Processes of Mineral Formation'. Granada.

BRAND, E.W. (1982). **"Analysis and design in residual soils"**. Proc. Conf. on Engineering and Construction in Tropical Soils. Honolulu, Jan., pp. 89-143.

BRAND, E.W. (1985). **"Geotechnical engineering in tropical residual soils"**. Proc. First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Feb., Vol. 3, pp. 23-91, Brasilia.

BRANDT, J.R.T. (1978). **"Utilização de um Novo Pressiómetro para Determinação do Comportamento Elástico de Solos Residuais Gnaissicos Jovens e de Estratos do Terciário Paulista"**. Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ para obtenção do grau de Metre em Engenharia Civil-Geotecnia. Rio de Janeiro.

BRESSANI, L.A.; VAUGHAN, P.R. (1989). **"Damage to soil structure during triaxial tests"**. Proc. XII ICSMFE, Vol. 1, pp.17-20. A.A.Balkema, Rotterdam.

BRIAUD, J.L. (1992). **"The pressuremeter"**. A.A. Balkema, Rotterdam.

BRIAUD, J.L.; SHIELDS, D.H. (1981). **"Pressuremeter tests at shallow depth"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 107, GT8. ASCE, New York.

BRINCH-HANSEN, J. (1970). **"A revised and extended formula for bearing capacity"**. Bulletin n° 28, pp. 5-11, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Denmark.

BROMS, B.B.; FLODIN, N. (1988). **"History of soil penetration testing"**. 'Penetration Testing - 1988', Proc. ISOPT-1, Orlando, Vol. 1, pp.157-220. Ed. De Ruiter. A.A.Balkema, Rotterdam.

BROWN, P.T.; BURLAND, J.B. (1980). **"Determination of Soil Properties from Field Observations of Settlement"**. Research Report n° R-361, School of Civil Engineering, University of Sydney.

BS 1377: Parts 1,2,3,4 (1990). **"Methods of testing soils for civil engineering purposes"**. British Standards Institution, London.

BS 5930 (1981). **"Code of Practice for Site Investigation"**. British Standards Institution, London.

BURLAND, J.B. (1989). **"Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture: 'Small is beautiful'. The stiffness of soils at small strains"**. Canadian Geot. J., Vol. 26, pp. 499-516.

BURLAND, J.B.; BUTLER, F.G.B.; DUNICAN, P. (1966). **"The behaviour and design of large diameter bored piles in stiff clay"**. Proc. Symposium on Large Bored Piles, pp. 51-71. Institution of Civil Engineers, London.

BURLAND, J.B.; BURBIDGE, M.C. (1985). **"Settlement of foundations on sand and gravel"**. Proc. Institution of Civil Engineers, Part 1, 78, pp. 1325-1381, London.

BURLAND, J.B.; GEORGIANNOU, V.N. (1991). **"Small strain stiffness under generalised stress changes"**. Proc. X ECSMFE, Firenze, 1991, Vol. I, pp. 41-44. A.A. Balkema, Rotterdam.

BURMISTER, D.M. (1963). **"Prototype load-bearing tests for foundations of structures and pavements"**. 'Field Testing of Soils', Special Technical Publication N° 322, pp. 98-119. ASTM, Philadelphia.

BUTTERFIELD, R.; TICOF, J. (1970). **"The use of physical models in design. Discussion"**. Proc. VII ECSMFE, Brighton, Vol. 4, pp. 259-261.

BUTTON. S.J. (1953). **"The bearing capacity of footings on two-layer cohesive subsoil"**. Proc. III ICSMFE, Vol. 1, pp. 332-335.

CALDEIRA, L.M. (1994). **"Comportamento Dinâmico de Barragens de Aterro. Métodos de Avaliação"**. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil (Estruturas).

CAMPANELLA, R.G.; ROBERTSON, P.K. (1991). **"Use and interpretation of a research dilatometer"**. Canadian Geot. J., N° 28, pp. 113-126.

CARDOSO, A.S. (1986). **"Ensaios triaxiais dos solos residuais da cidade do Porto"**. Geotecnia, n° 47, pp. 103-124. SPG, Lisboa.

CARDOSO, A.S. (1987). **"A Técnica das Pregagens em Solos Aplicados em Escavações. Métodos de Análise e Dimensionamento"**. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil - - Estruturas.

CARRIER, W.D., III; CHRISTIAN, J.T. (1973). **"Rigid circular plate resting on a non--homogeneous elastic half-space"**. Géotechnique, Vol. 23, N° 1, pp. 67-84.

CASAGRANDE, A.; CARRILLO, N. (1944). **"Shear failure of anisotropic soils"**. 'Contributions to soil mechanics: 1941-1953', pp. 122-135, Boston Society of Civil Engineers.

CASSAN, M. (1978). **"Les Essais In Situ en Mécanique des Sols"**. Tome 1: Realization et Interpretation". Editions Eyrolles, Paris.

CASSAN, M.; GUERDU, S.A.; LOCCI, J.M. (1991). **"Méthode numérique pour l'étude de l'interaction sol-radier"**. 'Deformations of Soils and Displacements of Structures', Proc. X ECSMFE, Firenze, Vol. III, pp. 363-366. A.A. Balkema, Rotterdam.

CASTRO, G. (1969). **"Liquefaction of Sands"**. Ph.D. Thesis, Division of Civil Engineering and Applied Physics, Harvard University.

CASTRO, G. (1988). **"Penetrómetros. Penetrómetro estático tipo holandês (CPT). Penetrómetros dinâmicos (SPT e PDL ou DPL)"**. Informação Técnica, Geotecnia, ITG11, LNEC, Lisboa.

CHANG, M.F. (1988). "**In-situ testing of residual soils in Singapore**". 'Geomechanics in Tropical Soils'. Proc. Sec. Int. Conf., Singapore, Vol. 1, pp. 97-108. A.A.Balkema, Rotterdam.

CHAPUIS, R.P.; SILVESTRI, V.; SCULIÉ, M. (1988). "**Theoretical bearing capacity of clay under shallow footings: verifying whether it is realistic**". Canadian Geot. J., 25, pp. 62-75.

CHEUNG, L.K.; GREENWAY, D.R.; MASSEY, J.B. (1988). "**Direct shear testing of a completely decomposed granite**". 'Geomechanics in Tropical Soils', Proc. Sec. Int. Conf., Singapore, Vol. 1, pp. 109-118. A.A.Balkema, Rotterdam.

CHRISTIAN, J.T.; CARRIER III, W.D. (1978). "**Janbu, Bjerrum and Kjaernshi's chart reinterpreted**". Canadian Geot. J., 15, pp. 123-128.

CHU, J.; LO, S.-C. R. (1993). "**On the measurement of critical state parameters of dense granular soils**". Geotechnical Testing Journal, Vol. 16, N° 1, pp. 27-35. ASTM, Philadelphia.

CLARKE, B.G.; SMITH, A. (1993). "**Self-boring pressuremeter tests in weak rocks**". The Engineering Geology of Weak Rocks. Ed. Cripps *et al.* A.A. Balkema, Rotterdam.

CLAYTON, C.R.I. (1986). "**Sample disturbance and BS 5930**". Eng. Geology Special Publication n° 2, pp. 33-41., British Geological Society, London.

CLAYTON, C.R.I.; HIGHT, D.W.; HOPPER, R.J. (1992). "**Progressive destructuring of Bothkennar clay: implications for sampling and reconsolidation procedures**". Géotechnique, Vol. 42, N° 2, pp. 219-239.

COLLINS, R. (1985a). "**Towards characterisation of tropical soil microstructure**". Proc. First Int. Conf. on Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Vol. 1, pp. 85-96, Brasilia.

COLLINS, R. (1985b). "Discussion", Proc. First Int. Conf. on Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Vol. 3, pp. 207-209. Brasilia.

CONSTRUÇÕES TÉCNICAS, SA (1990a). "**Reconhecimento geológico-geotécnico do terreno destinado a uma urbanização, na Senhora da Hora - Matosinhos**". Relatório n°AAQ/1981/90-1/2/13996 de 22 de Março, para a Direcção Geral das Instalações e Equipamentos de Saúde.

CONSTRUÇÕES TÉCNICAS, SA (1990b). "**Reconhecimento geotécnico complementar para o Hospital de Matosinhos**". Relatório n°AAQ/2461/90-1/2/13740 de 9 de Abril, para a Direcção Geral das Instalações e Equipamentos de Saúde.

COOK, J.R.; NEWILL, D. (1988). **"The field description and identification of tropical residual soils"**. 'Geomechanics in Tropical Soils', Proc.Sec. Int. Conf., Vol. 1, pp. 3-10, Singapore. A.A. Balkema, Rotterdam.

CORREIA, A.G. (1987). **"Contribuição para o Estudo da Deformabilidade de Solos sob Acção de Cargas Cíclicas"**. Dissertação apresentada ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Investigador Auxiliar. NGR/DVC, LNEC, Lisboa.

COSTA-FILHO, L.M. (1980). **"A Laboratory Investigation of the Small Strain Behaviour of London Clay"**. Ph.D. Thesis, University of London.

COSTA, J.C.; TEIXEIRA, C. (1967). **"Nota explicativa da folha 9-C - Porto"**. 'Carta Geológica de Portugal' na escala 1/50000. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

COSTA, W.L. (1980). **"Revisão e Análise Crítica Comparativa Entre os Diversos Métodos de Determinação da Capacidade de Suporte"**. Dissertaçao apresentada ao Deparatmento de Engenharia Civil da PUC/RJ para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Geotecnia, Rio de Janeiro.

COSTA-FILHO, L.M.; VARGAS Jr., E.A. (1985). **"Hydraulic properties"**. 'Mechanical and Hydraulic Properties of Topical Lateritic and Saprolitic Soils'. Progress Report of the ISSMFE Technical Committee (1985), pp.67-84. Assoc. Brasileira de Mecânica dos Solos, Brasília.

COSTA-FILHO, L.M.; DOBEREINER, L.; De CAMPOS, T.M.P.; VARGAS JR, E. (1989). **"Fabric and engineering properties of saprolites and laterites"**. General report. Discussion Session 6. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2463-2476. A.A.Balkema, Rotterdam.

COSTA-FILHO, L.M.; De CAMPOS, T.M.P de (1991). **"Anisotropy of a gneissic residual soil"**. Proc. IX Pan American Conference on SMFE, Viña del Mar, Chile, 1991, Vol. 1, pp. 51-61. Sociedad Chilena de Geotecnia, Santiago de Chile.

D'APPOLONIA, D.J.; D'APPOLONIA, E.E.; BRISETTE, R.F. (1968). **"Settlement of spread footings on sand"**. J. Soil Mech. Found. Div., Vol. 94, SM3, pp. 735-760. ASCE, New York.

DAVIDSON R.R.; PEREZ J.Y. (1980). **"Pressuremeter Research: 190 Project"**. Research Report, Feb. Woodward - Clyde Consultants.

DAVIS, E.H.; POULOS, H.G. (1968). **"The use of elastic theory for settlement prediction under three-dimensional conditions"**. Géotechnique, Vol. 18, N° 1, pp. 67-91.

DAVIS, E.H.; BOOKER, J.R. (1973).**"The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays"**. Géotechnique, Vol. 23, N° 4, pp. 551-563.

De BEER, E.E. (1963). **"The scale effect in the transportation of the results of deep sand tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations"**. Géotechnique, Vol. 11, N° 1, pp. 39-75.

De BEER, E.E. (1965a). **"Bearing capacity and settlement of shallow foundations on sand"**. Symposium on Bearing Capacity of Settlement of Foundations, pp. 15-33. Duke University.

De BEER, E.E. (1965b). **"The scale effect on the phenomenon of progressive rupture in cohesionless soils"**. Proc. VI ICSMFE, Vol. II, pp. 13-17. Montreal, Canadá.

De BEER, E.E. (1970). **"Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand"**. Géotechnique, Vol. 20, N° 4, pp. 387-411.

De CAMPOS, M.T.P. (1980). **"Ensaios de Laboratório e Provas de Cargas Superficiais Instrumentadas no Solo Residual Gnaissico Jovem do Campo Experimental da PUC-RJ, Gávea, RJ"**. Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Geotecnia. Rio de Janeiro.

De CAMPOS, T.M.P. (1989). **"Considerações sobre o comportamento de engenharia de solos saprolíticos de gnaisse"**. Proc. II Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil, pp. 147-165. Porto Alegre, CPCE/UFR65.

De MELLO, V.F.B. (1971). **"The standard penetration test"**. State of-the-art Report, Sessão I, Proc. Fourth Pan-American Conference on SMFE, Puerto Rico, Vol. 1, pp. 1-86. ASCE, New York.

DE MELLO, V.F.B. (1972). **"Thoughts on soil engineering applicable to residual soils"**. Proc. Third Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Hong Kong.

DEARMAN, W.R. (1974). **"Weathering classification in the characterisation of rock for engineering purposes in British practice"**. Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., N° 9, pp. 33-42.

DEARMAN, W.R. (1976). **"Weathering classification in the characterisation of rock: a revision"**. Bull. Int. Assoc. Eng. Geol., N° 13, pp. 123-127.

DÉCOURT, L. (1989). **"The standard penetration test"**. State-of-the-Art Report. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2405-2416. A.A. Balkema, Rotterdam.

DÉCOURT, L. (1992a). "**Solos da Cidade de S. Paulo**". Cap. IX, pp. 217-228, Ed. A.Negro, A.Ferreira, U.Alonso, P.Luz. Assoc. Brasileira de Mecânica dos Solos, Nuc. S. Paulo.

DÉCOURT, L. (1992b). "**SPT in non classical material**". 'Applicability of Classical Soil Mechanics Principles in Structured Soils', Proc. US/Brazil Geotechnical Workshop, Belo Horizonte, Nov., pp. 67-100. Ed. Lima, Nieto, Viotti, Buena. Univ. Fed. Viçosa, Mato Grosso.

DIB, P.S. (1985). "**Compressibility characteristics of tropical soils making up the foundation of the Tucurui dam in Amazonia, Brasil**". Proc. First Int. Conf. on Geomechanics of Tropical and Lateritic Soils, Vol. 2, pp. 131-142. Brasilia.

DOHERTY, W.; WILSON, E.; TAYLOR, R. (1969). "**Stress analysis of axissymetric solids utilising higher-order quadrilateral finite elements**". Report N.S.E.S.M., 69-3, Structural Eng. Labor. Univ. California, Berkeley, California.

DUNCAN, J.M. (1994). "**The role of advanced constitutive relations in practical applications**". Proc. XIII ICSMFE, New Dehli, India, Vol. 5, pp. 31-48. A.A. Balkema, Rotterdam.

DUNCAN, J.M.; DUNLOP, P. (1969). "**Behaviour of soils in the single shear test**". Proc. VII ICSMFE, México City, Vol. 1, pp. 101-109.

DUNCAN, J.M.; CHANG, C.H. (1970). "**Non linear analysis of stress and strain in soils**". J. Soil Mech. Found. Div., Vol. 96, SM5, pp. 1630-1653. ASCE, New York.

DURGUNOGLU, H.T.; MITCHELL, J.K. (1973). "**Static penetration resistance of soils**". Rep. Space Sciences Laboratory, University of California, Berkeley, California.

DURGUNOGLU, H.T.; MITCHELL, J.K. (1975). "**Static penetration resistance of soils: II - Evaluation of theory and implications for practice. In situ measurement of soil properties**". Speciality Conf. on 'In-Situ Measurement of Soil Properties', Raleigh, Vol. 1, pp. 172-189. ASCE, New York.

EGGESTAD, A.A. (1963). "**Deformation measurements below a model footing on the surface of dry sand**". Proc. I ECSMFE, Vol. 1, pp. 233, Wiesbaden, Germany.

EUROCÓDIGO 7 (1994). **"Projecto Geotécnico. Parte 1: Regras Gerais".** Pré-norma europeia, ENV 1997-1: 1995 PT. Comissão Europeia de Normalizações, Bruxelas.

FOLQUE, J. (1988). "**Modernas tendências nas técnicas de ensaio em Mecânica dos Solos**". Informação Técnica - ICT, Geotecnia ITG15. LNEC, Lisboa.

FONTOURA, S.A.B.; LITTLE, A.L.; COLLINS, K. (1985). **"Shear strength of undisturbed tropical lateritic soils"**. 'Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils'. Technical Committee, ISSMFE. Progress Report (1982-1985), pp. 47-65. Assoc. Brasileira de Mecânica dos Solos, Brasilia.

FRANK, R. (1991). **"Quelques développements récents sur le comportement des fondations superficielles"**.'Deformations of Soils and Displacement of Structures'. Proc. X ECSMFE, Firenze, Vol. III, pp. 1003-1030. A.A.Balkema, Rotterdam.

FREITAS, F.J.T.; CHOUZAL, M.F.C.; CARVALHO, F.M.M.C.V., SAMPAIO, J.F.C.; RIBEIRO, M.B.P. (1991). **"Automatização de sistema de ensaio triaxial de solos"**. ENDIEL-91, GAIC-DEMEGI, FEUP, Porto.

FURTADO, A. (1981). **"Novos dados sobre a presença de gibsite em solos derivados de granitos no Noroeste de Portugal"**. Garcia da Orta, Serviços Geológicos de Portugal, Vol. 5, Lisboa, 1973.

G.C.O. (1990). **"Guide to Site Investigation (Geoguide 2)"**. 2nd Edition, Geotechnical Control Office, Hong Kong.

GAN, K.C.; BRIAUD, J.L. (1987). **"Use of the Stepped Blade in Foundation Design and Comparison with the Pressuremeter"**. Research Report 7032, Iowa State University and the Federal Highway Administration. Civil Eng. Dep., Texas University, Austin.

GARGA, V.K. (1988). **"Effect of sample size on shear strength of basaltic residual soils"**. Can. Geotech. J., Vol. 25, pp. 478-486.

GEORGIANNOU, V.N.; RAMPELLO; SILVESTRI, F. (1991). **"Static and dynamic measurements of undrained stiffness on natural overconsolidated clays"**. 'Deformation of Soils and Displacements of Structures'. Proc. X ECSMFE., Firenze, Vol. 1, pp. 91-95. A.A.Balkema, Rotterdam.

GERMAINE, J.T.; LADD, C.C. (1988). **"Triaxial testing of saturated cohesive soils" State-of-the-art Report"**. 'Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock', STP 977, pp. 421-459. Ed. Donaghe, Chanay e Silver. ASTM, Philadelphia.

GHIONNA, V.N *et al* (1981). **"Evaluation of self-boring pressuremeter"**. Proc. Int. Symposium on In Situ Testing, Paris, 1983, Vol. 2, pp. 294-301.

GHIONNA, V.N.; MANASSERO, M.; PEISINO, V. (1991). **"Settlement of large shallow foundations on partially cemented gravely sand deposit using PLT data"**. 'Deformation of

Soils and Displacements of Structures'. Proc. X ECSMFE, Firenze, Vol. 1, pp. 417- 422. A.A. Balkema, Rotterdam.

GIBSON, R.E. (1967). "**Some results concerning displacements and stresses in a non--homogeneous elastic half-space**". Géotechnique, Vol. 17, pp. 58-67.

GIBSON, R.E.; ANDERSON, W.F. (1961). "**In-situ measurement of soil properties with pressuremeter**". Civil Engineering Publications Works Revue, 56, pp. 615-618.

GIDIGASU, M.D. (1975). "**Laterite Soil Engineering**". Elsevier, Amsterdam.

GIROUD, J.P. (1972). "**Tables pour le Calcul des Fondations**", Serie Mécanique des Sols, Ed. Dunod. Paris.

GUEDES DE MELO, E. (1982). "**Ensaio de carga em placa**". 'Caracterização de Maciços Terrosos para Ensaios "In Situ"', Seminário 276, Lisboa, pp. 65-93. LNEC, Lisboa.

HABERFIELD, C.M.; JOHNSTON, I.W. (1993). "**Factors influencing the interpretation of pressuremeter tests in soft rock**". on 'Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft Rocks'. Proc. of Int. Symposium, Athens, September, Vol. 1, pp. 525-531. A.A.Balkema, Rotterdam.

HANSEN, J.B. (1970). "**A revised and extended formula for bearing capacity**". Bulletin N° 28, pp. 5-11. The Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.

HARDIN, B.O.; DRNEVICH, V.P. (1970). "**Shear modulus and damping in soils: I-measurement and parameter effects; II-design equation and curves**". Technical Reports UK 27-70-CE-2 e 3. College of Engineering, University of Kentucky, Lexinton, Kentucky.

HARDIN, B.O.; BLANDFORD, G.E. (1989). "**Elasticity of particulate materials**". J. Geot. Eng. Div., Vol. 115, GT6, pp. 788-805. ASCE, New York.

HEAD, K.H. (1980; 1982; 1985). - "**Manual of Soil Laboratory Testing**". Vol. I - 'Soil Classification and Compaction Tests'; Vol. II - 'Permeability Shear Strength and Compressibility Tests'; Vol. III - 'Effective Stress Tests'. Pentech Press LT., London, Plymouth; John Wiley & Sons Ltd., Chichester, Sussex.

HENCHER, S.; MANTIN, R. (1982). "**The description and classification of weathered rocks in Hong Kong for engineering purposes**". Proc. Seventh Southeast Asian Geotechnical Conference, Hong Kong, Vol. 1, pp. 125-142. (Discussion, Vol. 2, pp. 167-168).

HETTLER, A.; GUDEHUS, G. (1988). "**Influence of the foundation width on the bearing capacity factor**". Soils and Foundations, Vol. 28, N° 4, pp. 81-92.

HOULSBY, G.T.; WROTH, C.P. (1989). **"The influence of soil stiffness and lateral stress on the results of "in situ" soil tests"**. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 227--232. A.A. Balkema, Rotterdam.

HRYCIW, R. (1990). **"Small-strain shear modulus of soils by dilatometers"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 116, GT11, pp. 1700-1716. ASCE, New York.

HUGHES, J.M.O.; WROTH, C.P.; WINDLE, D. (1977). **"Pressuremeter tests in sands"**. Géotechnique, Vol. 27, N° 4, pp. 455-477.

IMAI, T.; TONOUCHI, K. (1982). **"Correlation of N value with S-wave velocity"**. Proc. 2nd European Symposium on Penetration Testing, pp. 67-72. Amsterdam.

IRFAN, T. Y. (1988). **"Fabric variability and index testing of a granitic saprolitic"**. 'Geomechanics in Tropical Soils', Proc. Sec. Int. Conf., Singapore, Vol. 1, pp. 25-35. A.A.Balkema, Rotterdam.

IRFAN, T.Y.; WOODS, N.W. (1988). **"The influence of relict discontinuities on slope stability in saprolitic soils"**. 'Geomechanics of Tropical Soils'. Proc. Sec. Int. Conf., Singapore, Vol. 1, pp. 267-276. A.A. Balkema, Rotterdam.

ISHIHARA, K.; TATSUOKA, F.; YASUDE, S. (1978). **"Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses"**. Soils and Foundations, 15, N° 1, pp. 29-44.

ISSMFE Technical Committee in Penetration Testing, SPT working party (1988). **"Standard penetration test (SPT): International reference test procedure"**. 'Penetration Testing-1988', Proc. ISOPT-1, Orlando, Vol. I, pp. 3-26. Ed. De Ruiter. A.A. Balkema, Rotterdam.

ISSMFE - TC 16 (1989). **"Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16 with Reference Test Procedures, CPT - SPT - DP - WST"**. Swedish Geotechnical Society. S.Geot. Inst., Information 7. Stockholm.

JAKY, J. (1944). **"The coefficient of earth pressure at rest"**. Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, pp. 355-358.

JAMIOLKOWSKI, M.; GHIONNA, V.N. LANCELLOTA, R., PASQUALINI, E. (1988). **"New correlations of penetration tests for design practice"**. 'Penetration Testing - 1988'. Proc. ISOPT-1, Orlando, Vol. I, pp. 263-296. Ed. De Ruiter. A.A.Balkema, Rotterdam.

JAMIOLKOWSKI, M.; ROBERTSON, P.K. (1988). **"Future trends for penetration-testing"**. Closing Address. 'Penetration Testing in United Kingdom' Geotechnical Conference pp.321-342 British Institution of Civil Engineers. Thomas Telford, London.

JAMIOLKOWSKI, M.; LEROUEIL, S.; LO PRESTI, D.C.F. (1991). "**Design parameters from theory to practice**". Theme Lecture, Geo-Coast'91, Yokohama JSSMFE, Tokyo.

JANBU, N. (1967). "**Settlement Calculations Based on the Tangent Modulus Concept**". Bulletin N° 2, Soil Mechanics. NTH, Trondheim.

JANBU, N.; BJERRUM, L.; KJAERNSLI, B. (1956). "**Veiledning ved losning av fundamentering sopp gaver**". Norwegian Geotechnical Institute Publication 16, pp. 30-32. NGI, Oslo.

JANBU, N.; SENESSET, K. (1974). "**Effective stress interpretation of in situ static penetration tests**". Proc. First European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-1 Stockholm, Vol. 2.2, pp. 181-195.

JARDINE (1992). "**Non linear stiffness parameters from undrained pressuremeter tests**" Canadian Geot. J., 29, pp. 436-447.

JARDINE, R.J.; SYMES, M.J.; BURLAND, J.B. (1984). "**The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus**". Géotechnique, Vol. 34, N° 3, pp. 323-340.

JARDINE, R.J.; POTTS, D.M.; FOURIE, A.B.; BURLAND, J.B. (1986). "**Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction**". Géotechnique, Vol. 36, N° 3, pp. 377-396.

JARDINE, R.J.; POTTS, D.M.; ST. JOHN, H.D.; HIGHT, D.W. (1991). "**Some practical applications of a non-linear ground model**". Proc. X ECSMFE, Firenze, Vol. I, pp. 223--228. A.A. Balkema, Rotterdam.

JARDINE, R.J.; FOURIE, A.; MASWOSWE, J.;BURLAND, J.B. (1991) "**Field and laboratory measurements of soil stiffness**". 'Deformation of Soils and Displacements of Structures'. Proc. X ECSMFE, Firenze, Vol. 1, pp. 511-514. A.A. Balkema, Rotterdam.

JAYAWARDENA, V. de S. (1993). "**Use of H_2O (+) for classification of residual soils**". 'Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks'. Proc. Int. Symposium. Athens, September, Vol. 1, pp. 164-171. A.A. Balkema, Rotterdam.

JEWELL, R.A. (1989). "**Direct shear tests on sand**". Géotechnique, Vol. 39, N° 2, pp. 309--322.

JEWELL, R.A.; WROTH, C.P. (1987). "**Direct shear tests on reinforced sand**". Géotechnique 37, N° 1, 53-68.

JONES, G.A.; RUST, E. (1989) "**Foundations on residual soil using pressuremeter moduli**". Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Agosto, Vol. 1. pp. 519-524. A.A. Balkema, Rotterdam.

KAHLE, J.G. (1983). "**Predicting Settlement in Piedmont Residual Soil with the Pressuremeter Test**". Transportation Research Board Meeting. Washington.

KALTEZIOTIS, N.A.; MENZIES, B.K.; TARZI, A.I. (1984). "**A bearing capacity correction for strain-softening saturated clays**". Ground Engineering, 17 (5), pp. 30-31.

KÉRISEL, J. (1967). "**Scaling laws in soil mechanics**". Proc. Third Pan-American Conference on SMFE, Caracas, Venezuela, Vol. III, pp. 69-92.

KJELLMAN, W. (1951). "**Testing in shear strength of clays in Sweden**". Géotechnique, Vol. 2, N° 3, pp. 225-235.

KONDNER, R. (1963). "**Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils**". J. Soil Mech. Found. Div., SM1, pp. 115-143. ASCE, New York.

KONDNER, R.L.; ZELASKO, J.S. (1963). "**A hyperbolic stress-strain formulation for sands**". Proc. Sec. Pan American Conference on SMFE, Vol. 1, pp. 289-324, Brasil.

KONSTANTINIDIS, B.; SCHNEIDER, J.P.; VAN REISSEN, G. (1986). "**Structural Settlement of Shallow Foundations on Cohesionless Soils: Design and Performance**". Geot. Spec. Pub., N° 5. ASCE, New York.

KULHAWY, F.H.; DUNCAN; J.M.; SEED, H.B. (1969). "**Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Embankments during Construction**". Geotechnical Engineering Report, NTE-69-4, University of California. Berkeley, California.

LACASSE, S. (1994). "**Reliability and probabilistic methods**". General Report, Proc. XIII ICSMFE, New Dehli, Vol. 5, pp. 225-227. A.A. Balkema, Rotterdam.

LACASSE, S.; LUNE, T. (1988). "**Calibration of dilatometer correlations**". 'Penetration Testing - 1988', Proc. ISOPT-1, Orlando, Vol. 1, pp. 537-548. Ed. De Ruiter. A.A. Balkema, Rotterdam.

LACERDA, W.; SANDRONI, S.S.; COLLINS, K.; DIAS, R.D.; PRUSZA, Z.V. (1985). "**Compressibility properties of lateritic and saprolitic soils**" . 'Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils', Progress Report (1982-1985), pp. 85--113. ICSMFE Technical Committee. Assoc. Brasileira de Mecânica dos Solos, Brasília.

LADD, C.C.; FOOTT, R.; ISHIHARA, K.; SCHLOSSER, F.; POULOS, H.G. (1977). **"Stress-deformation and strength characteristics"**. State-of-the-art Report, Session I. Proc. IX ICSMFE, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.

LADE, P.V. (1977). **"Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces"**. International Journal of Solids and Structures, Vol. 13, pp. 1019-1035.

LADE, P.V. (1979). **"Stress-strain theory for normally consolidated clay"**. Proc. Third Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, Vol. 4, pp. 1325-1337. A.A. Balkema, Rotterdam.

LADE, P.V. (1988). **"Model and parameters for the elastic behaviour of soils"**. 'Numerical Methods in Geomechanics'. Proc. NUMOG II, pp. 359-364. Ed. Swboda. A.A. Balkema, Rotterdam.

LADE, P.V.; DUNCAN, J.M. (1975). **"Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil"**, J. Geot. Eng. Div., Vol. 101, GT10, pp. 1037-1053. ASCE, New York.

LADE, P.V.; DUNCAN, J.M. (1976). **"Stress-path behaviour of cohesionless soil"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 102, GT1, pp. 51-68. ASCE, New York.

LADE, P.V.; MUSANTE, H.N. (1977). **"Failure conditions in sand and remoulded clay"**. Proc. IX ICSMFE, Tokyo, Vol. 1, pp. 181-186.

LADE, P.V; NELSON, R.B. (1984). **"Incrementalization procedure for elasto-plastic constitutive model with multiple simultaneous yield surface"**. Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 8, pp. 311-323.

LADE, P.V.; NELSON, R.B.; ITO, Y.M. (1987). **"Non associated flow on stability of granular materials"**. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 113, pp. 1032-1318. ASCE, New York.

LADE, P.V.; KIM, M.K. (1988a). **"Single hardehing constitutive model for frictional materials. II - Yield criterion and plastic work contours"**. Computers and Geotechnics, Vol. 6, pp. 13-24.

LADE, P.V.; KIM, M.K. (1988b). - **"Single hardening constitutive model for frictional materials III - Comparisons with experimental data"**. Computers and Geotechnics, Vol. 6, pp. 31-47.

LADE, P.V.; PRADEL, D. (1989). **"Comparison of single and double hardening constitutive model for frictional materials"**. 'Numerical Models in Geomechanics', Proc. Int. Symp. NUMOG III, Niagara Falls, pp. 147-154. A.A. Balkema, Rotterdam.

LADE, P.V.; OVERTON, D.D. (1989). **"Cementation effects in frictional materials"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 115, GT10, pp. 1373-1387. ASCE, New York.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1979). **"Soil Mechanics, SI Version"**. John Wiley & Sons, New York.

LAW, K.T. (1981). **"A servo-system for controlled stress path tests"**. 'Laboratory Shear Strength of Soil', STP 740, pp. 164-179, Ed. Yong e Townsend. ASTM, Philadelphia.

LEBLANC, J. (1982). **"Ménard pressuremeter testing"**. Proc. Symposium on the Pressuremeter and its Marine Applications. Ed. Technip, Paris.

LEE, S.G.; FREITAS, M.H. (1988). **"Quantitative definition of highly weathered granite using the slake durability test"**. Géotechnique, Vol. 38, N° 4, pp. 635-640.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. (1990). **"The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks"**. Géotechnique 40, n° 3, pp. 467-438.

LITTLE, A.L. (1969). **"The engineering classification of residual tropical soils"**. Proc. VII ICSMFE, Mexico City, Vol. 1, pp. 1-10.

LITTLE, A.L. (1970). **"Definition, formation and classification"**. General Report, Speciality Session on Eng. Prop. of Lateritic Soils, Proc. VII ICSMFE, Vol. 2, pp. 1-11.

LNEC - NP (1986). **"Estudos geotécnicos relativos à Nova Ponte Ferroviária sobre o rio Douro. Caracterização dos terrenos do túnel da Serra do Pilar (obra 5) - 1° Relatório"**. Nota Técnica - Proc° 54/1/8434. LNEC, Lisboa.

LUMB, P. (1962). **"The properties of decomposed granite"**. Géotechnique, Vol. 12, pp. 226-243.

LUTENEGGER, A.J. (1988). **"Current status of the Marchetti dilatometer test"**. 'Penetration Testing : 1988', Proc. ISOPT-1, Orlando, Vol. 1, pp. 137-155. Ed. De Ruiter. A.A. Balkema, Rotterdam.

LUTENEGGER, A.J. (1992). **"Application and limitations of in situ tests in structural soils"**. 'Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils'. Proc.

US/Brazil Geot. Workshop, Belo Horizonte, pp. 105-136. Ed. Lima, Nieto Viotti. Bueno. Univ. Fed. Viçosa, M.G., Brasil.

LUTENEGGER, A.J.; KABIR, M.G. (1988). **"Dilatometer 'C' reading to help determine stratigraphy"**. 'Penetration Testing - 1988', Proc. ISOPT-1, Orlando, Vol. 1, pp. 549-554. Ed. De Ruiter. A.A. Balkema, Rotterdam.

MACCARINI, M. (1980). **"Ensaios Triaxiais e de Cizalhamento Directo no Solo Residual Gnaissico Jovem de Campo Experimental da PUC/RJ, Gávea"**. Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Geotecnia. Rio de Janeiro.

MACIEL, I.C.Q. (1991). **"Aspectos Microestruturais e Propriedades Geomecânicas de um Perfil de Solo Residual de Gneisse Facoidal"**. Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil - - Geotecnia. Rio de Janeiro.

MAIR, R.J.; WOOD, D.M. (1987). **"Pressuremeter Testing - Methods and Interpretation"**. CIRIA Ground Engineering Report: In-Situ Testing. Butterworths, London.

MARANHA DAS NEVES (1982). **"Técnicas pressiométricas. Pressiómetros autoperfuradores"**. 'Caracterização de Maciços Terrosos para Ensaios "In Situ"'. Seminário 276, pp. 125-189. LNEC, Lisboa.

MARCHETTI, S. (1975). **"A new in-situ test for the measurement of horizontal soil deformability"**. 'In-Situ Measurement of Soils Properties', Speciality Conference, Raleigh, Vol. II, pp. 255-259. ASCE, New York.

MARCHETTI, S. (1980). **"In-situ tests by flat dilatometer"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 106, GT3, pp. 299-321. ASCE, New York.

MARCHETTI, S. (1985). **"On the field determination of K_0 in sand"**. Report and discusions on the sessions. Session N° 2A. Porc. XI ICSMFE, San Francisco, Vol. 5, pp. 2667-2672. A.A.Balkema, Rotterdam.

MARINHO, F.A.M. (1986). **"Características de Deformabilidade do Solo Residual do Campo Experimental II da PUC/RJ Obtidas a Partir de Ensaios Triaxiais Axissimétricos"**. Dissertação apresentada no Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Geotecnia. Rio de Janeiro.

MARSLAND, A.; RANDOLPH, M.F. (1977). "**Comparisons of the results from pressuremeter tests and large in situ plate tests in London clay**", Géotechnique, Vol. 27, N° 2, pp. 217-243.

MARTIN, R.E. (1977). "**Estimating foundation settlement in residual soils**". J. Geot. Eng. Div., 103, GT3, pp. 197-212. ASCE, New York.

MARTIN, R.E. (1987). "**Settlement of residual soils**". Proc. Session on Foundation and Excavations in Decomposed Rock of the Piedmont Province. Geot. Eng. Div. ASCE, New York.

MARTIN, R.E.; HENCHER, S.R. (1986). "**Principles for description and classification of weathered rock for engineering purposes**". Engineering Geology Special Publication, N° 2, pp. 299-308. British Geological Society, London.

MASSEY, J.B.; IRFAN, T.Y.; CIPULLO, A. (1989). "**The characterisation of granitic saprolitic soils**". Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 533-542. A.A. Balkema, Rotterdam.

MATOS FERNANDES, M. (1983), "**Estruturas Flexíveis para Suporte de Terras. Novos Métodos de Dimensionamento**". Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil - Estruturas.

MATOS FERNANDES, M. (1995). "**Mecânica dos Solos**". Volume II. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

MAYNE, P.W. (1987). "**Determining preconsolidation stress and penetration pore pressures from DMT contact pressures**". Geotechnical Testing Journal, Vol. 10, pp. 146--150. ASTM, Philadelphia.

MAYNE, P.W. (1988). "**Determining OCR in clays from laboratory strength**". J. Geot. Eng. Div., Vol. 114, GT1, pp. 76-92. ASCE, New York.

MAYNE, P.W.; KULHAWY, F.K. (1982). "**K_0 - OCR relationship in soils**". J. Geot. Eng. Div., Vol. 108, GT6, pp. 851-872. ASCE, New York.

MÉNARD, L.; ROUSSEAU, J. (1962). "**L'évaluation des tassements**". Tendances Nouvelles. Sols Soils 1, pp. 13-30. Paris.

MERRITT, B.K.; DAVIDSON, R.R.; BAKER, G.L. (1979). "**Ménards pressuremeter experience in Beaumont**". Texas Section Meeting, Austin. ASCE, New York.

MESRI, G. (1973). "**Coefficient of secondary compression**". J. Soil Mech. Found. Div., Vol. 99, SM1, pp. 123-137. ASCE, New York.

MEYERHOF, G.G. (1963). "**Some recent research on the bearing capacity of foundations**". Canadian Geot. J., Vol. 1, N° 1, pp. 16-26.

MEYERHOF, G.G. (1965). "**Shallow foundations**". J. Soil Mech. Found. Div., Vol. 91, SM2, pp. 21-31. ASCE, New York.

MILOVIC. D. (1992). "**Stresses and Displacements for Shallow Foundations**". Development in Geotechnical Engineering 70. Elsevier, Amsterdam.

MINEIRO, A.J.C. (1994). "**Avaliação do potencial de liquefação sísmica de solos. O risco de insucesso com métodos 'acreditados'. Os ensinamentos com a barragem de Al Wahda, em Marrocos**". Conferência Especial, 2° Encontro sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Soc. Portuguesa de Estruturas. FEUP, Porto.

MOURA ESTEVES, J. (1982). "**Reconhecimentos geofísicos**". 'Caracterização de Maciços Terrosos para Ensaios "In Situ"', Seminário 276, pp. 1-29. LNEC, Lisboa.

MUIR WOOD (1990). "**Strain dependent soil moduli and pressuremeter tests**". Géotechnique, Vol. 40, N° 31, pp. 509-512.

NAYLOR, D.J. (1975). "**Numerical models for clay core dams**" 'Criteria and Assumptions for Numerical Analysis of Dams'. pp. 430-514. Ed. Naylor e Zienkiewicz, Swansea.

NEIVA, J.; CASTRO, T. (1980) "**O granito de S. Gens e o jazigo de caulino da Senhora da Hora (Porto)**". Separata de Memórias e Notícias, N° 28, Museu Mineralógico e Geológico do Centro de Estudos Geológicos, Coimbra.

NELSON, J.; BARON, M.L. (1971). "**Applications of variable moduli to soil behaviour**". International Journal of Solids and Structures, N° 7, pp 399-417.

NIXON, I.K. (1988). "**Introduction to papers 10-13**". 'Penetration testing in U.K.' Proc. Geot. Conf. of Inst. of Civil Engineers, Birmingham, pp 105-111. Thomas Telford, London.

NOVAIS FERREIRA, H. (1985). "**Characterisation, identification and classification of tropical laterite and saprolitic soils for geotechnical purposes**". Proc. First Int. Conf. on Tropical Saprolitic and Lateritic Soils, Brasilia. Relatório n° 76/85, NGR, LNEC, Lisboa.

NOVAIS FERREIRA, H.; VIANA DA FONSECA, A. (1988). **"Engineering properties of a saprolitic soil from granite"**. 'Geomechanics in Tropical Soils'. Proceedings of Second International Conference, Singapore, Vol. 1, pp. 181-188. A.A. Balkema, Rotterdam.

NOVAIS FERREIRA, H.; MENDONÇA NUNES, M. (1990). **"Possibilidade de Controlar a Compactação de Aterros pelo Penetrómetro Dinâmico Ligeiro"**. Informação Técnica, Vias de Comunicação, ITVC5, LNEC.

NUYENS, J. (1992). **"Le Pressiomètre et le Calcul des Fondations"**, Ed. Groupement Belge de Mécanique de Sols; 'Seminário sobre Ensaios "In Situ"', Maio de 1992. LNEC, Lisboa.

OCHI, K.; TSUBOUCHI, T.; TATSUOKA, F. (1993). **"Stiffness of sedimentary soft rock from in situ and laboratory tests and from field behaviour"**. 'Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks', Int. Symposium, Athens, Vol. 1, pp. 707-714. Ed. Anagnastopoulos *et al.*. A.A. Balkema, Rotterdam.

OHSAKI, Y.; IWASAKI, R. (1973). **"On dynamic shear moduli and Poisson ratios of soil deposits"**. Soils and Foundations, 13 (4), pp. 61-73.

OHTA, Y.; GOTO, N. (1978). **"Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes"**. Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6.

OLIVEIRA, P.A.S. (1990). **"Análise e Interpretação dos Ensaios Pressiométricos Realizados em Solo Residual do Gnaisse e em Depósitos Sedimentares Granulares da Cidade do Rio de Janeiro"**. Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil-Geotecnia. Rio de Janeiro.

OLIVEIRA, R.; GOMES, C.; NORONHA, F.; BORGES, L. (1995). **"Características geológicas da cidade do Porto (Carta Geotécnica do Porto)"**. Actas do 5° Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, Vol. 1, pp. 119-132. SPG, Lisboa.

PACHECO E SILVA, F. (1970). **"Uma nova construção gráfica para determinação da pressão de pré-adensamento de uma amostra de solo"**. Proc. IV COBRA MSFE, Vol. 1, pp. 225-232, Rio de Janeiro.

PALMER, A.C. (1972). **"Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay; a simple interpretation of the pressuremeter test"**. Géotechnique, Vol. 22, N° 3, pp. 451--457.

PAPADOPOULOS, B.P. (1992). **"Settlements of shallow foundations on cohesionless soils"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 118, GT3, pp. 377-393. ASCE, New York.

PARRY, R.H.G. (1978). **"Estimating foundation settlements in sand from plate bearing tests"**. Géotechnique, Vol.28, N° 1, pp. 107-118.

PECK, R.B.; BAZARAA, A.R.S. (1969). **Discussion of "Settlement of spread footings on sand"**, by D'Appolonia *et al.* (May 1968, JSMFD, ASCE) - J. Soil Mech. Found. Div., N° 95, SM3, pp. 905-909. ASCE, New York.

PECK, R.; HANSON, W.E.; THORNBURN, T.H. (1974). **"Foundation Engineering"**. 2nd Edition, John Wiley & Sons, Inc, New York.

PEREIRA, E. (1992). **"Carta Geológica de Portugal. Folha 1"**. D.G.G.M.. Serviços Geológicos de Portugal, Lisboa.

POTTS, D.M.; DONNIAS, G.T.; VANGHAN, P.R. (1987). **"Finite-element analysis of the direct-shear box test"**. Géotechnique 37, N° 1, 11-23.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. (1974). **"Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics"**. John Wiley & Sons, New York.

POULOS, S.J.; CASTRO, G.; FRANCE, J.W. (1988). **"Liquefaction evaluation procedure"**. Closure to discussion, J. Geot. Eng. Div., 114, GT2, pp. 251-259. ASCE, New York.

PRUSZA, Z.; De FRIES, K.; SCHMIDT, R. (1983). **"The compressibility of undisturbed and compacted residual soils at Guri"** Proc. 7th Pan American Conference on SMFE, Vancouver, Vol. 1, pp. 183-199.

PUPPALA, A.J.; ACAR, Y.B.; SENNESET, K. (1993). **"Cone penetration in cemented sands: bearing capacity interpretation"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 119, N° 12, pp. 1990-2001. ASCE, New York.

PURUSHOTHAMARAJ, P.; RAMIAH, B.K.; RAO, K.N.V. (1974). **"Bearing capacity of strip footings in two layered cohesive - friction soils"**. Canadian Geot. J., Vol. 11, N° 1, pp. 32-45.

ROBERTSON, P.K. (1989). **"Soil classification using the cone penetration test"**. Canadian Geot. J., Vol. 27, pp. 151-158.

ROBERTSON, P.K. (1991). **"Estimation of foundation settlements in sand from CPT"**. 'Vertical and Horizontal Deformation of Foundations and Embankments', Geot. Special Pub. N° 27, Vol. II, pp. 764-778. ASCE, New York.

ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G. (1983). **"Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand"**. "Part II: Clay". Canadian Geot. J., Vol. 20, N° 4, pp. 718-745.

ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G. (1988). **"Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTU data"**. Report N° FAWA-PA-87-014-84-24. Vol. II, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

ROCHA FILHO, P. (1985). **"Determination of K_0 in residual soil"**. Comunicação apresentada na Sessão 5 - "Excavation in Tropical, Lateritic and Saprolitic Soils". 'Tropical's', Brasilia.

ROCHA FILHO, P. (1986). **"Discussion on 'Settlement of foundations on soil and gravel'"** Burland e Burbidge, 1985. Proc. of Institution of Civil Engineers, 79, pp. 1633-1635.

ROCHA FILHO, P. (1989). **"Aspectos geotécnicos de solos saprolíticos de gnaisse visando fundações"**. Proc. II Colóquio de Solos Tropicais e Subtropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil, pp. 173-200. Porto Alegre, RS, Brasil.

ROCHA FILHO, P. (1991). **"Ensaios 'in situ' em solo residual"**. SEFE II, Anais do 2° Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, Novembro, São Paulo, Vol 2, pp. 147-165.

ROCHA FILHO, P.; ROMANEL, C. (1983). **"Residual soil elastic properties from in-situ tests"**. Symp. Internacional 'Essais en Place', Paris, Vol. 2, pp. 119-123.

ROCHA FILHO, P.; ROMANEL, C. (1984). **"O recalque de fundações superficiais rígidas sobre meios elásticos linearmente não-homogéneos"**. 'Solos e Rochas', Vol. 7, pp. 31-49. Assoc. Brasileira de Mecânica dos Solos, Brasília.

ROCHA FILHO, P.; ANTUNES, F.S.; FALCÃO, M.F.G. (1985). **"Qualitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of an young gneisseic residual soil"**. Tropical'85 - First Int. Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasília, Vol. 1, pp. 281-294.

ROCHA FILHO, P.; ROMANEL, C.; BROWN, P.T. (1987). **"Interpretation of surface settlement outside loaded area"**. Proc. 8th Pan-American Conference on SMFE, Cartagena, Vol. II, pp. 347-355.

ROCHA FILHO, P.; QUEIROZ DE CARVALHO. J.B. (1988). **"Building foundation in tropical lateritic and saprolitic soils"**. 'Geomechanics in Tropical Soils', Proc. Sec. Int. Conf., Singapore, Dezembro. A.A. Balkema, Rotterdam.

ROMANEL, C. (1981). **"Estudo sobre Recalque de Fundações Superficiais em Solos Linearmente Não-Homogéneos pela Teoria da Elasticidade Linear"**. Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil - Geotecnia. Rio de Janeiro.

ROSCOE, K.H. (1953). **"An apparatus for the application of simple shear to soil samples"**. Proc. III ICSMFE, Zurich, Vol. 1, pp. 186-191.

ROSCOE, K.H.; BURLAND, J.B. (1968). **"On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay"**. 'Engineering Plasticity". Ed. J.Heyman e F.A. Leckie. Cambridge University Press, Cambridge.

ROWE, P.W. (1962). **"The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact"**. Proc. Royal Society, 269 (Series A), pp. 500-527. London.

ROWE, P.W. (1969). **"The relation between the shear strength of sands in triaxial compression, plane strain and direct shear"**, Géotechnique, Vol. 19, N° 1, pp. 75-86.

ROWE, R.K. (1982). **"The determination of rock mass modulus variation with depth for weathered or jointed rock"**. Canadian Geot. J., Vol. 19, N° 1, pp. 29-43.

SANDRONI, S.S. (1985). **"Sampling and testing of residual soils in Brazil"**. 'Sampling and testing of Residual Soils. A Revue of International Practice'. Ed. Brand & Phillipson, Tech. Com. Samp. Test. of Residual Soil, ISSMFE, pp. 31-50. Scorpion Press, Hong Kong.

SANTOS, L. (1995). **"Estudo de um Perfil de Alteração do Granito do Porto"**. Dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Geologia de Engenharia.

SCHMERTMANN, J.H. (1970). **"Static cone to compute static settlement over sand"**. J. Soil Mech. Found. Div., Vol. 96, SM3, pp. 1011-1043. ASCE, New York.

SCHMERTMANN, J.H. (1975). **"Measurement of in situ shear strength"**. State of the art Report, Session II, Proc. Speciality Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, June, Vol. II, pp. 57-138. ASCE, New York.

SCHMERTMANN, J.H. (1983). **"Revised procedure for calculating K_0 and OCR from DMTs with I_D > 1,2 and which incorporates the penetration force measurement to permit calculating the plane-strain friction angle"**. 'DMT-Digest # 1', GPE Inc., Gainesville, pp. 16-18.

SCHMERTMANN, J.H. (1988). **"A method for determining the friction angle in sands from the Marchetti Dilatometer test"**. Proc. ESOPT-II, Amsterdam.

SCHMERTMANN, J.H. (1992). **"The mechanical ageing of soils"**. (The Twenty-Fifth Karl Terzaghi Lecture). 'Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils'. Proc. US/Brazil Workshop, pp. 297-337. Ed. Lima, Nieto, Viotti e Bueno, Universidade Federal de Viçosa, M.G.

SCHMERTMANN, J.H.; HARTMAN, J.P.; BROWN, P.R. (1978). **"Improved strain influence factor diagram"**. Technical Note, J. Geot. Eng. Div., Vol. 104, GT8, pp. 1131--1135. ASCE, New York.

SCHOFIELD, A.N.; WROTH, C.P. (1968). **"Critical State Soil Mechanics"**. McGraw-Hill, London.

SEED, H.B.; IDRISS, I.M.; ARANGO, I. (1983). **"Evaluation of liquefaction potential using field performance data"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 109, GT3, pp. 458-481. ASCE, New York.

SEED, H.B.; WONG, R.T.; IDRISS, I.M., TOKIMATSU, K. (1984). **"Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils"**. Earthquake Engineering Research Centre, report N° VCB/EERC - 84/14, University of California, Berkeley.

SEED, H.B.; TOKIMATSU, K.; HARDER, L.F.; CHUNG, R.M. (1985). **"Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 111, GT12, pp. 1425-1445. ASCE, New York.

SEED, H.B.; WONG, R.T.; IDRISS, I.M., TOKIMATSU, K. (1986). **"Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils"**. Earthquake Engineering Research Centre, report N° VCB/EERC - 84/14, University of California, Berkeley e J. Geot. Eng. Div., Vol. 112, GT11, pp. 1016-1032. ASCE, New York.

SHIBUYA, S.; TATSUOKA, F.; ABE, F.; KIM, Y-S.; PARK, C-S.; MUKABI, J.N. (1991). **"A new look at stress-strain relations of soils and soft rocks"**. Proc. Asian Reg. Conf. SMFE, Bangkok, Vol. I, pp. 63-66.

SHIBUYA, S.; TATSUOKA, F.; TEACHAVORASINSKUN, S.; KONG, X.J.; ABE, F.; KIM, Y-S.; PARK, C-S. (1992). "**Elastic deformation properties of geomaterials**". Soils and Foundations, Vol. 32, N° 3, pp. 26-46.

SHIELDS D.H.; BAWER, G.E. (1975). "**Determination of the modulus of deformation of a sensitive clay using laboratory and in situ test**". Speciality Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, North Carolina University. ASCE, New York.

SIDDIQUEE, M.S.A.; TATSUOKA, F.; HOQUE, E.; TSUBOUCHI, T.; YOSHIDA, O.; YAMAMOTO, S.; TANAKA, T. (1994). "**FEM simulation of footing settlement for stiff geomaterials**". IS-Hokkaido'94. Ed. JSSMFE (Sappuro94).

SKEMPTON, A.W. (1951). "**The bearing capacity of clays**". Proc. Building Research Congress, Division I, pp. 180. The Institution of Civil Engineers, London.

SKEMPTON, A.W. (1986). "**Standard penetration testing procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation**". Géotechnique, Vol. 36, N° 3, pp. 425-443.

SKEMPTON, A.W.; YASSIN, A.A.; GIBSON, R.E. (1953). "**Théorie de la force portante des pieux**". Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, N° 63-64, pp. 285-290.

SMITH, D.M.A. (1985). "**A material characterisation study of lateritised pallid zone soils, near Wesley, Western Australia**". Proc. XI ICSMFE, San Francisco, Vol. 2, pp. 663-667. A.A. Balkema, Rotterdam.

SOPECATE (1987). "**Novo Hospital de Matosinhos. Prospecção Geotécnica**". Relatório Geotécnico n° S - 3596 de 25 de Setembro encomendado pela Direcção-Geral das Instalações e Equipamento de Saúde, Direcção Regional do Norte.

SOUSA COUTINHO, A.G.F. (1985). "**Teoria e Prática do Pressiómetro Autoperfurador**". Dissertação apresentada à Universidade Nova de Lisboa para obtenção do grau de Mestre em Geotecnia. Relatório 277/85-NF-DG, LNEC, Lisboa.

SOUSA COUTINHO, A.F.G. (1990). "**National Soviet Standard - GOST 20276-85. Soils. Field Methods for determining deformation characteristics**". Tradução IPC Informação Técnica, Geotecnia, ITG19. LNEC. Lisboa.

SOWERS, G.F. (1985). **"Residual soils in the United States"**. 'Sampling and Testing of Residual Soils. A Review of International Practice'. Ed. Brand and Phillipson, Techn. Conf. Samp. Test. Res. Soils, ISSMFE. pp. 183-191. Scorpion Press, Hong Kong.

SPRINT RA216 - Task Group 2; 3 (1993; 94). **"Quality Assurance Geotechnical Testing. Strength Tests (2). Compressibility Tests (3)"**. Workshop sobre 'Garantia de Qualidade nos Ensaios Geotécnicos', LNEC, 27 Julho, 1994.

STROUD, M.A. (1988). **"The standard penetration test - its application and interpretation"**. Penetration Testing in U.K., Proc of the Geot. Conf. Inst. of Civil Engineers, Birmingham, July, 1988, pp.24-49. Thomas Telford. London.

SYKURA, D.W.; KOESTER, J.P. (1988). **"Correlations between dynamic shear resistance and standard penetration resistance in soils"**. Earthquake Engineering and Soil Dynamic. II-Rec.Advances in Ground-Motion Evaluation, G-SP; N° 20, pp. 389-404. ASCE, New York.

TATSUOKA, F.; PRADHAM, T.B.S., HORII, N (1988). **"Discussion on direct shear tests on reinforced sand"**. Géotechnique, Vol. 38, N° 1, 148-153.

TATSUOKA, F.; TANI, K.; OKAHARA, M.; MORIMOTO, T.; TATSUTA, M.; TAKAGI, S.; MORI, H. (1989). **"Discussion on Hettler and Gudehus (1988)"**. Soils and Foundations, Vol. 30, N° 4, pp. 146-154.

TATSUOKA, F.; OKAHARA, M.; TANOKA, T.; TANI, K.; MORIMOTO, T.; SIDDIQUEE, M.S.A. (1991). **"Progressive failure and particle size effect in bearing capacity of a footing on sand"**. 'Vertical and Horizontal Deformations of Foundations Embankments'. Geot. Spec. Pub. N° 27, Vol. II, pp. 789-802. ASCE, New York.

TATSUOKA, F.; SHIBUYA, S. (1992). **"Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests"**. Keynote lecture for Session N° 1, 9th Asian Regional Conference on SMFE., Bangkok, Vol. 2, pp. 101-170. A.A. Balkema, Rotterdam (Report of the Institute of Industrial Science - The University of Tokyo, Vol. 37, N° 1, Serial n° 235).

TATSUOKA, F.; KOHATA, Y.; MIZUMOTO, K.; KIM, Y-S.; OCHI, K.; SHI, D. (1993). **"Measuring small strain stiffness of soft rocks"**. 'Geotechnical Engineering of Hard Soils - - Soft Rocks', Int. Symposium, Athens, 1991. Ed. Anagnastopoulus *et al.*, Vol. I, pp. 808-816. A.A Balkema, Rotterdam.

TATSUOKA, F.; SATO, T.; PARK, C.-S.; KIM, Y-S.; MUKABI, J.N.; KAHATE, Y. (1994). **"Measurement of elastic properties of geomaterials in laboratory compression tests"**. Geotechnical Testing Journal, Vol. 17, N° 1, pp. 80-94. ASTM, Philadelphia.

TAYLOR, D.W. (1948). "**Fundamental of Soil Mechanics**". John Wiley & Sons, New York.

TEIXEIRA DUARTE, P. (1986). "**Alguns casos de obras de fundações em granitos decompostos da região do Porto**". Painel sobre o Ensino e Exercício da Geotecnia na Engenharia. Ordem dos Engenheiros, Porto.

TEIXEIRA DUARTE, S.A. (1985). "**Obra nº 5 - Túnel sob a Serra do Pilar. Reconhecimento geotécnico**". Relatório nº 3224 para o Gabinete do Nó Ferroviário do Porto.

TERZAGHI, K. (1940). "**Theoretical Soil Mechanics**". New York, John Wiley & Sons.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. (1948). "**Soil Mechanics in Engineering Practice**". 1st Edition, John Wiley & Sons, New York.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. (1967). "**Soil Mechanics in Engineering Practice**". 2nd Edition, John Wiley & Sons, New York.

TOLL, D.G. (1993). "**A computer control system for stress path triaxial testing**". 'Developments in Civil and Construction Engineering Computing', pp. 107-113. Ed. B.H.V. Topping. Civil - Comp. Press. Edimburgh.

VAID, Y.P. (1985). "**Effect of consolidation history and stress path on hyperbolic stress-strain-relation**". Canadian Geot. J., Vol. 22, Nº 2, pp. 172-176.

VALSANGKAR, A.J.; MEYERHOF, G.G. (1979). "**Experimental study of punching coefficients and shape factor for two layered soils**". Canadian Geot. J., Vol. 16, nº 4, pp. 802-805.

VARGAS, M. (1971). "**Geotécnica dos solos residuais**". Revista Latino-Americana de Geotecnia, Nº 1, pp. 20-41.

VARGAS, M. (1992). "**Identification and classifications of tropical soils**". 'Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structural Soils', Proc. US/Brazil Workshop B.H. pp. 200-205. Ed.Lima, Nieto, Viotti, Bueno. Universidade Federal de Viçosa, M.G.

VAUGHAN, P.R. (1985). "**Mechanical and hydraulic properties, particularly as related to their structure and mineral components**". General Report. Proc. First Int. Conf. Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Brasilia, Feb. Vol. 3, pp. 231-336.

VAUGHAN, P.R. (1988). "**Characterising the mechanical properties of in-situ residual soils**". 'Geomechanics in Tropical Soil'. Proc. Sec. Int. Conf., Singapore, Keynote paper, Vol. 2, pp. 469-486. A.A. Balkema, Rotterdam.

VAUGHAN, P.R.; KWAN, C.W. (1984). "**Weathering, structure and in situ stress in residual soils**". Géotechnique, Vol. 34, N° 1, pp.43-59.

VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S.M. (1988). "**Indexing the engineering properties of residual soils**". Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol. 21, pp. 69-84.

VÉSIC, A.S. (1964). "**Model investigation of deep foundations and scaling laws**". Panel Discussion, Session II, Proc. North American Conference on Deep Foundations (Congresso sobre Cimientos Profundos), Cidade do México, Vol. II, pp. 53-68.

VÉSIC, A.S. (1965). "**Ultimate loads and settlements of deep foundations**". Proc. Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, pp. 63-68 Duke University.

VÉSIC, A.S. (1969). "**Effects of scale and compressibility on bearing capacity of surface foundations**". Proc. VII ICSMFE, Cidade do México, 1969, Vol. III, pp. 270-272.

VÉSIC, A.S. (1973). "**Analysis of ultimate loads of shallow foundations**". J. Soil Mech. Found. Div., Vol. 99, SM1, pp. 45-73. ASCE, New York.

VÉSIC, A.S. (1975). "**Bearing capacity of shallow foundations**". 'Foundation Engineering Handbook', pp. 121-147. Ed. Winterkorn e Fang, Van Nostrand Reinhold Comp. New York.

VIANA DA FONSECA, A. (1988). "**Caracterização Geotécnica de um Solo Residual do Granito da Região do Porto**". Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil. Relatório 130/88, NGR, LNEC, Lisboa.

VIANA DA FONSECA, A (1991). "**A influência das estruturas cimentadas na evolução dos parâmetros geotécnicos dos solos do tipo residual**". Actas do 4° Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 3, pp. 195-204. SPG, Lisboa.

VIANA DA FONSECA, A. (1995). "**Influência do sistema de medição das deformações em provetes de ensaio triaxial na avaliação da rigidez constitutiva de materiais granulares rijos**". Actas do 5° Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, 5-7 Abril, Vol. 1, pp. 353-374. FCTUC, Universidade de Coimbra.

VIANA DA FONSECA, A.; SAMPAIO, J.; RIBEIRO, B.; CHOUZAL, F. VASQUES, F.; FREITAS, F. (1991). "**Um sistema de controlo automático para ensaios triaxiais com trajectórias independentes de tensões (stress-path)**". Actas do 4° Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 3, pp. 161-170. SPG, Lisboa.

VIANA DA FONSECA, A. (1993). **"Correlating in situ parameters from different testing procedures in Oporto residual soil from granite"**. 'Geotechnical Engineering of Hard Soils--Soft Rocks'. Proc. Int. Symp., Vol. 1, pp. 841-848. Ed. Anagnastopoulos *et al.* A.A. Balkema, Rotterdam.

VIANA DA FONSECA, A.; MATOS FERNANDES, M.; CARDOSO, A.S., BARREIROS MARTINS, J. (1994). **"Portuguese experience on geotechnical characterisation of residual soils from granite"**. Proc. XIII ICSMFE, New Dehli, India, Janeiro, Vol. 1, pp. 377--380. A.A. Balkema, Rotterdam.

VUCETIC, M.; DOBRY, R. (1991). **"Effect of soil plasticity on cyclic response"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 117, GT1, pp. 89-107. ASCE, New York.

WAHLS, H.E. (1994). **"Tolerable deformations"**. 'Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments', Geot. Spec. Pub., N° 42, Vol. 2, pp. 1611-1628. ASCE, New York.

WAHLS, H.E.; GUPTA, M. (1994). **"Settlement of shallow foundations on sand"**. 'Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments', Geot. Spec. Pub. N° 40, Vol. 1, pp. 190-206. ASCE, New York.

WERNECK, M.L.G.; JARDIM, W.F.D.; ALMEIDA, M.S.S. (1979). **"Módulo de deformabilidade de um solo residual de gneiss determinado a partir de ensaios de carga em placa"**. 'Solos e Rochas', Vol. 2, n° 2, pp. 3-18. Revista da Assoc. Brasileira de Mecânica dos Solos, Brasília.

WESLEY, L.D. (1988). **"Engineering classification of residual soils"**. 'Geomechanics in Tropical Soils'. Proc. Sec. Int. Conf., Singapore, Vol. 1, pp. 77-84. A.A. Balkema, Rotterdam.

WESLEY, L.D. (1990). **"Influence of structure and composition on residual soils"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 116, GT4, pp. 589-603. ASCE, New York.

WESLEY, L.D. (1994). **"The use of consolidometer tests to estimate settlement in residual soils"**. Proc. XIII ICSMFE, New Dehli, India, Vol. 2, pp. 927-934. A.A. Balkema. Rotterdam.

WESTERGAARD, H.M. (1938). **"A problem of elasticity suggested by a problem of soil mechanics: soft material reinforced by numerous strong horizontal sheets"**. Contributions on the Mechanics of Solids, Steple Timoshenko 60th Anniversary Volume, MacMillan. New York.

WILMAR, J.L.; FUTRELL, G.E.; LANGFELDER, J. (1982). **"Settlement predictions in Piedmont residual soil"**. Proc. Speciality Conference on Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, Honolulu.

WINDLE, D.; WROTH, C.P. (1977). **"The use of a self boring pressuremeter to determine the undrained properties of clays"**. Ground Engineering, 10 (6), pp. 37-46.

WROTH, C.P. (1975). **"In situ measurement of initial stress and deformation characteristic"**. 'In Situ Measurement of the Soil Properties', Proc. Int. Conf., Vol. 1, pp. 181-230. Raleigh, North Carolina.

WROTH, C.P. (1979). **"Correlations of some engineering properties of soils"**. Proc. Sec. Int. Conf. on Behaviour of Off-Shore Structures, London, pp. 121-132.

WROTH, C.P. (1982). **"British experience with self-boring pressuremeter"**. Proc. Symp. on the Pressuremeter and its Marine Applications, Institut du Pétrole. Technic, Collection Colloques et Seminaires 37, pp. 134-164. Lab. des Ponts et Chaussées, Paris.

WROTH, C.P. (1984). **"The interpretation of in situ soil tests"**. Géotechnique 34, Nº 4, pp. 449-489.

WROTH, P. (1988). **"Penetration testing - a more rigorous approach to interpretation"**. 'Penetration Testing - 1988', Proc. ISOPT-1, Orlando, Vol. I, pp. 303-311. A.A. Balkema, Rotterdam.

WROTH, C.P., HUGHES, J.M.O. (1973). **"An instrument for the in-situ measurement of the properties of soft clays"**. Proc. VIII ICSMFE, Moscow, Vol. 1.2, pp. 487-494.

YU, P.; RICHART, Jr. F.E. (1984). **"Stress ratio effects on shear modulus of dry sand"**. J. Geot. Eng. Div., Vol. 110, GT3, pp. 331-345. ASCE, New York.

YUDHHIR (1982). **"Collapsing behaviour of residual soils"**. Proc. 7th Southeast Asian Geotechnical Engineering, Hong Kong, 22-26 November, pp. 915-930.

ZORNBERG, J.G. (1989). **"Análise por Elementos Finitos do Comportamento de escavações utilizando um Modelo Elasto-Plástico"**. Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC/RJ para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Geotecnia. Rio de Janeiro.

ABREVIATURAS:

- ASCE - American Society of Civil Engineering;
- Canadian Geot. J. - Canadian Geotechnical Journal;
- Conf. - Conference:
- ECSMFE - European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering;
- Geot. Spec. Pub. - Geotechnical Speciality Publication;
- ICSMFE - International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering;
- ISOPT - International Symposium on Penetration Testing;
- J. Geot. Eng. Div. - Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE;
- J. Soil Mech. Found. Div. - Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE;
- Proc. - Proceedings;
- SMFE - Soil Mechanics and Foundation Engineering;
- SPG - Sociedade Portuguesa de Geotecnia;
- Symp - Symposium;

FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO
BIBLIOTECA

0000002318