

Saturnino Diogo Lopes Chembeze

**ESTUDO EXPERIMENTAL DAS CARACTERÍSTICAS
MECÂNICAS DE SOLOS EVOLUTIVOS EM ATERROS DE
ESTRADAS DE BAIXO CUSTO E SUJEITAS A CICLOS DE
MOLHAGEM – SECAGEM**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da
Universidade do Porto para obtenção de Grau de Mestre em
Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

MMSEG

Porto, 2006

Não sei o que possa parecer aos olhos do mundo, mas aos meus pareço apenas ter sido como um menino brincando à beira-mar, divertindo-me com o facto de encontrar de vez em quando um seixo mais liso, ou uma concha mais bonita que o normal, enquanto o grande oceano da verdade permanece completamente por descobrir à minha frente.

Isaac Newton (1643 - 1727)

Às minhas filha e esposa, pelo amor e carinho

Índice Geral

Índice Geral	vii
Resumo	ix
Abstract	xi
Palavras-chave	xiii
Keywords	xiii
Agradecimentos	xv
Índice de texto	xvii
Índice de Figuras	xix
Índice de Quadros	xxix
Simbologia	xxxiii
1. INTRODUÇÃO	1
2. PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS – PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO	17
3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL	59
4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO	119
5. CONCLUSÕES	187
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	199

Resumo

A utilização de solos tropicais provenientes de câmaras de empréstimos para a execução de aterros de estradas, em particular, nas zonas mais sensíveis dos leitos de pavimento, é prática de relevante importância na construção de obras de engenharia rodoviária e ferroviária em Moçambique.

Sendo um país em vias de desenvolvimento, com infra-estruturas socio-económicas bastante degradadas, e acessos às zonas produtivas em más condições operacionais ou inexistentes, torna-se inevitável providenciar novas vias de comunicação, assim como reabilitar as vias existentes. Este esforço de melhoramento das vias rodoviárias, na situação actual em que o país se encontra, só é possível através de vias de baixo custo que sejam sustentáveis.

A estes solos evolutivos – na maioria dos casos associados à tipologia tropical regional de “areias vermelhas” – associam-se comportamentos pouco estudados, no que diz respeito às deformações quando são sujeitos a cargas de tráfego, assim como sobre a sua resposta mecânica diferenciada quando sujeitos a ciclos higrométricos (molhagem - secagem), ou seja, quando a sucção varia.

É com objectivo de bem caracterizar estes comportamentos e, muito particularmente, de estudar o seu comportamento em aterros de estradas, que estes solos evolutivos devem ser avaliados, para definir os seus limites de aceitabilidade para utilização em suportes de pavimentos. A necessidade de utilização de amostras representativas dos solos tipologicamente mais representativos das classes usadas em engenharia rodoviária no território moçambicano, justificou a selecção de alguns solos locais (da região Sul) para a realização do programa experimental, realizado no laboratório de Geotecnia da FEUP.

O programa experimental sobre estes solos compactados em distintos estados relativos aos valores padrões, envolve um estudo da resposta tensão-deformação no domínio das pequenas deformações (10^{-6} a 10^{-3}), de facto as envolvidas nos carregamentos rodoviários recorrendo, para esse fim, ao ensaio triaxial cíclico com instrumentação interna e de grande precisão, permitindo avaliar com bastante rigor essa rigidez associável aos módulos “elásticos” mas também aos módulos resilientes. Essa metodologia simula de forma muito aproximada o tipo de carregamento a que os leitos de pavimentos são sujeitos devido ao tráfego na fase de serviço. A dependência do estado higrométrico simulado por via de ciclos de molhagem e secagem será explicitamente estudada e quantificada, não só por medições dos níveis de sucção instalados nos provetes assim tratados e ensaiados, mas também pela realização de ensaios de caracterização mecânica (triaxiais) antes e depois destes ciclos.

Abstract

The application of tropical soils coming from **borrow areas** for road landfills, particularly for the most sensitive areas of the pavement bed is a practice of relevant importance in the engineering construction of roads and railways in Mozambique. Being a developing country with degrading socio-economic infrastructure, and with access to productive areas in bad or non-existing operational conditions, it becomes essential to provide new roads, as well as to rehabilitate the existing ones. The country's current efforts on road improvement can only be accomplished through low cost, but *sustainable* roads.

These progressive soils - in the majority of cases associated with the regional tropical type of “red sands” – have complex and least studied behavioural features, namely regarding deformations when subjected to traffic loads, as well as differentiated mechanical responses when they are subjected to hygrometric cycles (wetting – drying), or when suction varies.

With the objective of well characterizing these behaviours and particularly, to study its changing nature in road landfills, these progressive soils must be analysed in order to define their acceptability limits for their use in pavement supports. The need to use typologically representative samples of soils of the classes used in road engineering in the Mozambican territory, has justified the selection of some local soils (in the South region) for the experimental programme, carried out in the geotechnical laboratory of FEUP.

The experimental programme on these compacted soils in distinct relative states to the standard values, involved a study of the stress-strain response at small strains (10^{-6} to 10^{-3}), which are in fact those involved in road loads. For this purpose, the cyclic triaxial test with high accuracy internal instrumentation was used, which enabled to evaluate with rigor not only the stiffness associated with “elastic” modulus, but also resilient modulus. This methodology closely simulates the type of loading which the pavement beds are subjected to as a result of traffic loading during the working phase. The dependency of hygrometric state simulated through wetting and drying cycles will explicitly be studied and explained, not only by measurements of suctions levels installed in the treated and tested samples, but also by carrying out mechanical characterization (triaxial tests) before and after these cycles.

Plavras-chave

Estudo experimental

Solos evolutivos

Aterros de estradas

Módulo de Deformabilidade

Keywords

Experimental study

Progressive soils

Road landfills

Stiffness modulus

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação foi realizada na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, sob a orientação científica do Professor António Viana da Fonseca, e insere-se no âmbito de uma bolsa de estudos cedida pela reitoria da Universidade do Porto num programa de cooperação com a Universidade Eduardo Mondlane (Moçambique).

Gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos a todos que directa ou indirectamente colaboraram comigo na realização desta dissertação, e na impossibilidade de citar a todos, agradeço especialmente:

- o ao Professor António Viana da Fonseca por ter aceite e acreditado em mim, pela sugestão deste tema de investigação reconhecidamente difícil tendo em conta o cariz do mesmo, pelo interesse, orientação, disponibilidade que sempre demonstrou ao longo destes dois anos de trabalho, em particular nos momentos mais importantes, destacando e agradecendo os ensinamentos e o rigor da investigação que me transmitiu. Para além do âmbito deste trabalho, agradeço-lhe pela sua amizade, bem como de sua família pela convivência que proporcionaram a mim e minha família em Portugal;
- o ao Professor José Ferreira Gomes, ex - Vice-Reitor da Universidade do Porto pela amabilidade na concessão da bolsa que me foi atribuída. Este agradecimento estende-se a Dr.^a Elisabeth Ribeiro, pelo apoio dado na minha integração na Universidade e excelente relacionamento com a Reitoria;
- o ao Prof. António Silva Cardoso, pelo apoio prestado em todo processo da minha formação, e na qualidade de Vice-Reitor, pelas diligencias pessoais na obtenção de meios financeiros, tanto para a bolsa, como para a colheita e transporte das amostras de Moçambique para Portugal. E, pela sua disponibilidade;
- o à Universidade Eduardo Mondlane, particularmente ao Magnifico Reitor da UEM, Prof. Brazão Mazula, e ao Director da Faculdade de Engenharia, Dr. Gabriel Amós, pelo apoio e disponibilidade demonstrados durante a minha formação;
- o ao Director do curso de Mestrado, Professor Couto Marques pelo apoio e prontidão na resolução de todos problemas decorrentes do curso;

- o à todos os professores da Secção de Geotecnia da FEUP, pelos ensinamentos, apoio e amizade transmitidos;
- o à Administração Nacional de Estradas de Moçambique, pelo apoio na colheita e transporte das amostras de Moçambique para Portugal;
- o ao Laboratório de Geotecnia da FEUP, particularmente ao Sr. Pinto, um grande mestre, que muitos e valiosos conhecimentos me transmitiu, pela sua incansável disponibilidade, e uma amizade muito fraterna; à Cláudia, pela colaboração e simpatia demonstradas; ao Luís Miguel pela colaboração na realização dos ensaios e preparação dos provetes;
- o à Cristiana, pela amizade, simpatia e grande apoio prestado durante todo o processo experimental particularmente no estudo das ondas sísmicas e pela força transmitida;
- o aos meus colegas de curso e amigos, com particular destaque àqueles que comigo conviveram muito mais além da faculdade, nomeadamente o Jorge, Grazina e Gonçalo. Esta menção estende-se aos colegas da Residência do Campo Alegre onde convivi durante estes dois anos;
- o aos meus amigos Dimande, Álvaro, Sandra, Cheng e Carlos Costa, a todos meus amigos da Armando Rito, Lda, pela amizade e coragem que me transmitiram;
- o um agradecimento muito especial vai para o Eng.º Armando Rito que muito apoio, amizade e coragem me transmitiu. A sua amizade será preservada para sempre;
- o aos meus pais e irmãos, pela coragem e apoio que me demonstraram durante esta minha ausência do país, assim como pela sua cumplicidade com esta minha formação;
- o finalmente, queria deixar uma palavra de apreço muito especial à minha esposa e filha, Márcia (Nina) e Nikita, respectivamente, pelo amor e apoio incondicional que sempre me deram, pela coragem e paciência durante todo este período. O meu carinho por vocês é eterno, este trabalho também é vosso.

Índice de Texto

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Importância da Pesquisa	1
1.2	Organização da dissertação.....	6
1.3	Alguns Aspectos Geológicos do Sul de Moçambique.....	8
2	PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS – PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO	17
2.1	Sobre os desenvolvimentos mais recentes	17
2.2	O clima.....	22
2.3	Humidade de equilíbrio do leito	23
2.4	Sucção.....	26
2.5	Temperatura	27
2.6	Solos de Moçambique usados em Suporte de Pavimentação	28
2.7	Análise Estrutural de Pavimentos Rodoviários	29
2.7.1	Métodos Mecanicistas	38
2.7.2	Métodos Empíricos	38
2.8	Resistência ao Corte de Solos não Saturados	39
2.8.1	Considerações iniciais	39
2.8.2	A Sucção	41
2.8.2.1	Breve história sobre desenvolvimento deste conceito.....	41
2.8.2.2	Variáveis de Tensão para Solos não Saturados	41
2.8.2.3	Componentes da Sucção.....	43
2.8.3	A Curva de Sucção ou Retenção	44
2.8.3.1	Alguns aspectos relevantes para definição da curva característica de retenção...44	
2.8.3.2	Variação da Sucção de Entrada de Ar	47
2.9	Modelos Constitutivos para Solos não Saturados.....	50
2.9.1	Características Gerais dos Solos não Saturados	50
2.9.2	Comportamento Mecânico	50
2.9.2.1	O Modelo Quasi-Saturado.....	53
2.9.2.2	Teoria do Estado Perturbado (DSC).....	54

2.9.2.3	Modelo Barcelona (BBM).....	56
3	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL	59
3.1	Seleccção dos Solos Ensaaiados	59
3.2	Identificação das amostras e Índices Físicos	60
3.2.1	Estrada Nacional Nº 206	60
3.2.2	Estrada Nacional Nº 2	63
3.2.3	Caracterização das novas amostras resultantes das misturas dos solos	65
3.2.3.1	Amostras EN-206 e EN-MG	65
3.3	Ensaaios de Compactação	67
3.3.1	Princípios.....	67
3.3.2	Influência da compactação na estrutura dos solos	68
3.4	Ensaio CBR (Californian Bearing Ratio) – (LNEC E 198).....	71
3.5	Ensaio Edométrico – Compressibilidade.....	76
3.5.1	Descrição.....	76
3.5.2	Interpretação dos Resultados.....	77
3.6	Ensaaios Triaxiais.....	82
3.6.1	Procedimentos preparatórios: Calibração.....	83
3.6.2	Processo de Saturação, Consolidação e Corte dos Provetes	88
3.6.3	Sobre o processo de corte.....	93
3.6.4	Uso dos Bender/Extender Elements.....	98
3.6.5	Processo de Molhagem e Secagem dos Provetes.....	102
3.7	Ensaaios de Sucção.....	106
3.7.1	Aspectos Gerais.....	106
3.7.2	Factores que afectam a curva de retenção ou de sucção	107
3.7.3	Ensaaios realizados	109
3.7.3.1	Descrição do sistema utilizado.....	110
3.7.3.2	Funcionamento das Placas das Porosas Cerâmicas.....	111
3.7.3.3	Metodologia do ensaio	112
3.7.3.4	Resultados obtidos.....	116
4	RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO.....	119
4.1	Enquadramento do trabalho experimental	119
4.2	Sobre a Deformabilidade e leis de adimensionalização	122

4.3	Análise da dos resultados experimentais	129
4.4	Análise da amostra EN-206	129
4.4.1	Função de Índice de vazios $F(e)_1$	137
4.4.1.1	Análise de tendências – cálculo de K e n	141
4.4.2	Função de índice de vazios $F(e)_2$	145
4.4.3	Função de índice de vazios $F(e)_3$	150
4.5	Análise da amostra EN-MG	157
4.5.1	Função de índice de vazios $F(e)_1$	164
4.5.2	Função de índice de vazios $F(e)_2$	170
4.5.3	Função de índice de vazios $F(e)_3$	176
4.6	Sobre a deformabilidade determinada com recurso às ondas sísmicas	183
5	CONCLUSÕES	187
5.1	Sobre o Programa Experimental Desenvolvido	187
5.2	Desenvolvimentos Futuros	196
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	199

Índice de Figuras

1. INTRODUÇÃO

Figura 1.1: Uma das câmaras de empréstimo utilizada na construção da EN 206	4
Figura 1.2: Uma das câmaras de empréstimo utilizada na construção da EN-MG	4
Figura 1.3: Vista geral do mapa de estradas Moçambique	5
Figura 1.4: Pormenorização das localizações das estradas estudadas.....	6
Figura 1.5: Esboço geológico do Sul de Moçambique.....	9

2. PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS – PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO

Figura 2.1: Zonas típicas de teores e água numa “LVSR”. Fonte: LVSR-Guideline on Low-Volume Sealed Roads.....	25
Figura 2.2: Formas de comportamento da estrutura do pavimento sujeita ao tráfego e precipitação.....	26
Figura 2.3: Pressão da água (u_w) no perfil do terreno	27
Figura 2.4: Exemplo de estabilização in situ com cimento num troço de estrada	28
Figura 2.5 – a) Carga concentrada aplicada na superfície do terreno – Solução de Boussinesq	30
Figura 2.6: Extrapolação da correlação empírica da espessura (profundidade) necessária vs CBR, com apoio nas curvas teóricas de tensão de corte vs profundidade, segundo Boussinesq.....	31
Figura 2.7: Classificação Resiliente de Solos Granulares.....	33
Figura 2.8: Fluxograma básico para o dimensionamento pelo sistema da AASHTO (adaptado de Medina, 2005)	37
Figura 2.9: Ilustração dos Conceitos das Componentes da Sucção (Marinho, 1997).....	44
Figura 2.10: Associação entre os raios dos meniscos capilares com a pressão num solo não saturado (modificado por Pinto, 2000).....	46
Figura 2.11: Penetração da interface ar-água no solo em função do aumento de sucção (Fredlund e Rahardjo, 1993).....	47
Figura 2.12: Determinação da sucção de entrada e sucção residual (Fredlund e Xing, 1994)	48

Figura 2.13: Histerese da Curva Característica de Retenção (Hillel, 1971)	49
Figura 2.14: Variáveis de estado de tensão aplicadas a um elemento de solo não saturado. (Fredlund e Morgenstern, 1977).....	51
Figura 2.15: Critério de rotura de Mohr-Coulomb no espaço (τ , σ , s) modificado por Fredlund <i>et al.</i> (1978).....	54
Figura 2.16: Aplicação da teoria DSC no caso de solos estruturados.....	55
Figura 2.17: Superfície de escoamento do modelo Barcelona no espaço (p,q,s) (modificado por Alonso <i>et al.</i> , 1990).....	56

3. CARACTERIZACAO DOS MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL..... 59

Figura 3.1: Algumas das fases dos ensaios de identificação.....	60
Figura 3.2: Solos das diversas câmara de empréstimo EN-206	62
Figura 3.3: Curvas granulométricas das amostras CE-1, CE-3 e CE-4.....	62
Figura 3.4: Vista geral da câmara de empréstimo da estrada EN-2, com os pontos de recolha de amostras indicados	63
Figura 3.5: Solos dos diversos pontos da câmara de empréstimo EN-MG.....	64
Figura 3.6: Curvas granulométricas das amostras AM-1, AM-2 e AM-3.....	64
Figura 3.7: Curva granulométricas das misturas finais dos solos para os ensaios	66
Figura 3.8: Diagrama para classificação de solos para fins rodoviários (AASHTO, 1978)	66
Figura 3.9: Curva de Compactação típica	68
Figura 3.10: Efeito da Energia de Compactação nas Curvas de Compactação obtidas para um mesmo solo.....	68
Figura. 3.11: Algumas estruturas típicas de solos grossos e finos (adaptado de Lambe, 1969)	69
Figura 3.12: a) Influência da compactação na estrutura dos solos.....	70
Figura 3.13 a): Curva de compactação EN-206; b): Curva de compactação EN-MG	71
Figura 3.14: Provetes imersos em água antes da penetração	72
Figura 3.15: Prensa para determinação de CBR e respectivo processo de penetração em curso ...	72
Figura 3.16: Curva Pressão vs Penetração	73
Figura 3.17: Curvas de relações Peso Específico Seco vs Teor em água, e CBR vs Teor em água.....	74

Figura 3.18: a) Curva Força vs Penetração, amostra EN-206; b) Curva Força vs Penetração, amostra EN-MG	75
Figura 3.19: Dois provetes ensaiados no molde CBR para a estrada EN-206 podendo se ver as fissuras no solo	75
Figura 3.20: Edômetro para ensaios de consolidação (adaptado de Terzaghi, 1943)	76
Figura 3.21: a) Representação assentamento vs log do tempo; b) Representação assentamento vs raiz quadrada do tempo	78
Figura 3.22: Resultados do ensaio de consolidação em termos de índice de vazios vs tensão vertical. Escala semi-log	78
Figura 3.23: Diagrama de fases de um solo	79
Figura 3.24: Ensaio edométrico em curso para as duas amostras de solos estudadas	80
Figura 3.25: Resultados do ensaio de consolidação – índice de vazios vs tensão vertical, para a amostra EN-206.....	81
Figura 3.26: Resultados do ensaio de consolidação – índice de vazios vs tensão vertical, para a amostra EN-MG	81
Figura 3.27: Representação esquemática do ensaio triaxial clássico	82
Figura 3.28: Relação tensão-deformação típica de um ensaio de compressão triaxial	83
Figura 3.29: Calibração dos transdutores de deslocamento (LVDT's) com uso do micrómetro.....	84
Figura 3.30: Transdutores de bandas metálicas extensiométradas (Tatsuoka et al., 1993).....	85
Figura 3.31: Equipamento utilizado na calibração da célula de carga	86
Figura 3.32: Calibrador hidráulico dos transdutores de pressão (Druck Company).....	86
Figura 3.33: Procedimento de calibração do medidor automático de volume (Wykeham Farrance).....	87
Figura 3.34: a) Saturação, durante a aplicação do vácuo; b) Após aplicação do vácuo	91
Figura 3.35: Sistema esquemático de aplicação de vácuo no provete	91
Figura 3.36: Sequência do ensaio de um provete, para todas as tensões de consolidação e os ciclos de descarga-recarga	92
Figura 3.37: Análise dos ciclos para uma determinada consolidação, com aquisição de dados de instrumentação interna e externa.....	96
Figura 3.38: Análise de um ciclo de descarga-recarga.....	96
Figuras 3.39: Esquema de montagem do provete com toda instrumentação interna (LDTs), e externa (LVDTs)	97

Figura 3.40: Esquema de aplicação da carga e instrumentação interna (LDT's).....	98
Figura 3.41: Equipamento para a medição das ondas sísmicas com o respectivo esquema de ligação	99
Figura 3.42: Componentes do sistema de medição de ondas sísmicas	99
Figura 3.43: Processo de verificação da saturação dos provetes parafinados e medição do peso em água	101
Figura 3.44: Esquema do programa experimental para os ensaios triaxiais cíclicos	103
Figura 3.45: a) Provetes em câmaras triaxiais durante a molhagem b) Provete em fase de secagem	104
Figura 3.46: a) Vista do provete com fissuras durante a secagem; b) Outras vistas do provete fissurado; c) Fissuração do solo in situ em locais diferentes	105
Figura 3.47: Curvas típicas de sucção para alguns solos (Vanapalli, 1994)	106
Figura 3.48 – Curvas de retenção obtidas em ciclos de molhagem e secagem (Croney, 1952)	108
Figura 3.49: Esquema de montagem dos equipamentos e colocação dos provetes na panela	110
Figura 3.50: Secção transversal de um extractor de pressão (Soilmoisture Equipment Corp)	112
Figura 3.51: Esquema da compactação estática do solo directamente no anel, para obtenção da baridade desejada	112
Figura 3.52: a) e b) Provete compactado no respectivo anel (molde); c) Placa porosa; d) Aspecto dos provetes obtidos por compactação estática, já saturados e colocados no extractor.....	113
Figura 3.53: Esquema genérico do “set up” do sistema para o ensaio de sucção, com os dois extractores	113
Figura 3.54: Buretas ligadas ao tubo de fluxo de água	114
Figura 3.55: Exemplo de cálculo dos teores em água em função da sucção induzida.....	116
Figura 3.56: a) Curvas de sucção para a amostra EN-206; b) Curvas de sucção para a amostra EN-MG.....	117
Figura 3.57: Provetes ensaiados da amostra EN-MG, com clara diminuição de volume (retracção).....	117

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Figura 4.1: a) Gráficos dum ensaio triaxial no qual ocorreu instabilidade eléctrica do equipamento; b) Tentativa de filtragem dos resultados para se obter o gráfico correcto	120
Figura 4.2: Aspecto do provete após a retirada do molde e colocação em câmara triaxial “stress path”	121
Figura 4.3: Gráficos de tensões cíclicas vs extensões axiais e exemplo de análise de um ciclo de descarga-recarga.....	123
Figura 4.4: Exemplo típico de um dos ensaios da amostra EN-206, com as histereses bem definidas	127
Figura 4.5: Exemplo típico de um dos ensaios da amostra EN-MG, com as histereses extremas mal definidas	127
Figura 4.6: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provette EN-206 sem ciclos higrométricos e $w = w_{opt} - 2\%$	130
Figura 4.7: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provette EN-206 sem ciclos higrométricos e $w = w_{opt}$	130
Figura 4.8: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provette EN-206 sem ciclos higrométricos e $w = w_{opt} + 2\%$	131
Figura 4.9: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provette EN-206 com ciclos higrométricos e $w = w_{opt} - 2\%$	131
Figura 4.10: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provette EN-206 com ciclos higrométricos e $w = w_{opt}$	132
Figura 4.11: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provette EN-206 com ciclos higrométricos e $w = w_{opt} + 2\%$	132
Figura 4.12: Relação entre o módulo de deformabilidade não normalizado e a tensão vertical efectiva	135
Figura 4.13: Relação entre o módulos de deformabilidade médios não normalizados vs tensão vertical efectiva	137
Figura 4.14: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado a partir da tensão de consolidação ($F(e)_1$), e a tensão efectiva vertical	139
Figura 4.15: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado a partir da tensão de consolidação ($F(e)_1$), e a tensão efectiva vertical (valores ponderados)	140

Figura 4.16: Relação entre o módulo de deformabilidade e da tensão vertical efectiva.....	141
Figura 4.17: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K e n.....	142
Figura 4.18: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K.....	143
Figura 4.19: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado e a tensão vertical efectiva (F(e) ₂)	146
Figura 4.20: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado a partir da tensão de consolidação (F(e) ₁), e a tensão efectiva vertical (valores ponderados)	147
Figura 4.21: Relação entre o módulo de deformabilidade e da tensão vertical efectiva.....	148
Figura 4.22: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K e n.....	148
Figura 4.23: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K.....	149
Figura 4.24: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado e a tensão vertical efectiva (F(e) ₃)	152
Figura 4.25: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado a partir da tensão de consolidação (F(e) ₃), e a tensão efectiva vertical (valores ponderados)	153
Figura 4.26: Relação entre o módulo de deformabilidade e da tensão efectiva de consolidação ..	154
Figura 4.27: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de n	154
Figura 4.28: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K.....	155
Figura 4.29: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-MG sem ciclos higrométricos (w= wopt -2%)	158
Figura 4.30: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-MG sem ciclos higrométricos (w= wopt).....	158
Figura 4.31: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-MG sem ciclos higrométricos (w= wopt +2%)	159
Figura 4.32: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-MG com ciclos higrométricos (w= wopt -2%).....	159
Figura 4.33: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-MG com ciclos higrométricos (w= wopt).....	160
Figura 4.34: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-MG com ciclos higrométricos (w= wopt +2%)	160
Figura 4.35: Relação entre o módulo de deformabilidade não normalizado e a tensão vertical efectiva	163

Figura 4.36: Relação entre o módulos de deformabilidade médios não normalizados vs tensão vertical efectiva	164
Figura 4.37: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado a partir da tensão de consolidação ($F(e)_1$), e a tensão vertical efectiva	166
Figura 4.38: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado e a tensão vertical efectiva ($F(e)_1$)	167
Figura 4.39: Relação entre o módulo de deformabilidade e da tensão efectiva de consolidação ..	168
Figura 4.40: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K e n.....	168
Figura 4.41: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K.....	169
Figura 4.42: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado e a tensão vertical efectiva ($F(e)_2$)	172
Figura 4.43: Relação entre o módulos de deformabilidade médios não normalizados vs tensão vertical efectiva ($F(e)_2$).....	173
Figura 4.44: Relação entre o módulo de deformabilidade e da tensão efectiva de consolidação ..	174
Figura 4.45: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K e n.....	174
Figura 4.46: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K.....	175
Figura 4.47: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado e a tensão vertical efectiva ($F(e)_3$)	178
Figura 4.48: Relação entre o módulos de deformabilidade médios não normalizados vs tensão vertical efectiva	179
Figura 4.49: Relação entre o módulo de deformabilidade e da tensão vertical efectiva.....	180
Figura 4.50: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K e n.....	180
Figura 4.51: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K.....	181

5. CONCLUSÕES

Figura 5.1: Gráfico da evolução dos módulos de deformabilidade entre os ciclos higrométricos (EN-206).....	188
Figura 5.2: Gráfico da evolução dos módulos de deformabilidade entre os ciclos higrométricos (EN-206).....	190
Figura 5.3: Comparação das três funções de índice de vazios	193

Figura 5.4: Curvas de relações γ_d vs CBR para as duas amostras (para os ensaios CBR e Proctor).....	195
Figura 5.5: Aspecto da estrada EN-206 durante e após a construção	198
Figura 5.6: Câmaras de empréstimo distintas abandonadas depois de exploradas	198

Índice de Quadros

1. INTRODUÇÃO

Quadro 1.1: Sinopse do sincronismo dos períodos climáticos e eustáticos do Quaternário entre a Europa e a África Meridional	12
---	----

2. PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS – PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO

Quadro 2.1: Métodos de dimensionamento apropriados para uso na região da SADC	39
---	----

3. PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS – PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO

Quadro 3.1 – Características das amostras ensaiadas	61
Quadro 3.2 – Características das amostras ensaiadas	64
Quadro 3.3 – Características das novas amostras ensaiadas	65
Quadro 3.4: Resultados do Ensaio CBR para a amostra EN-206	74
Quadro 3.5: Resultados do Ensaio CBR para a amostra EN-MG	74
Quadro 3.6: Plano de aplicação de cargas para o ensaio edométrico (EN-206)	80
Quadro 3.7: Plano de aplicação de cargas para o ensaio edométrico (EN-MG)	81
Quadro 3.8: Parâmetros dos ensaios edométricos realizados.....	82
Quadro 3.9. Valores de B para solos típicos na ou próximo da saturação completa (Black e Lee, 1973).....	90
Quadro 3.10: Cálculo dos teores em água em função da sucção para a amostra EN-206	116
Quadro 3.11: Cálculo dos teores em água em função da sucção para a amostra EN-MG	116

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.1: Valores típicos de módulos de deformabilidade elásticos e coeficientes de Poisson para solos granulares	125
Quadro 4.2: Funções de Índice de vazios.....	126

Quadro 4.3: Ângulos de atrito ϕ' na rotura	133
Quadro 4.4: Valores de E não normalizados para todos os provetes desta amostra	134
Quadro 4.5: Módulos de deformabilidade não normalizados referentes as médias dos ciclos	136
Quadro 4.6: Valores de E normalizados para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_1)$	138
Quadro 4.7: Módulos de deformabilidade normalizados referentes as médias ponderadas dos ciclos	140
Quadro 4.8: Módulo de deformabilidade versus tensão vertical efectiva	141
Quadro 4.19: Valores de K.....	144
Quadro 4.10: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão efectiva de consolidação para $F(e)_1$	144
Quadro 4.11: Valores de E normalizados para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_2)$	145
Quadro 4.12: Módulos de deformabilidade normalizados referentes as médias ponderadas dos ciclos.....	147
Quadro 4.13: Módulo de deformabilidade versus tensão vertical efectiva	148
Quadro 4.14: Valores de K.....	150
Quadro 4.15: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão vertical efectiva.....	150
Quadro 4.16: Valores de E normalizados para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_3)$	151
Quadro 4.17: Módulos de deformabilidade normalizados referentes as médias ponderadas dos ciclos	153
Quadro 4.18: Módulo de deformabilidade versus tensão vertical efectiva	154
Quadro 4.19: Valores de K.....	156
Quadro 4.20: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão efectiva de consolidação	156
Quadro 4.21: ângulos de atrito ϕ' na rotura	161
Quadro 4.22: Valores de E não normalizados para todos os provetes desta amostra	162
Quadro 4.23: Módulos de deformabilidade não normalizados referentes ao ciclo intermédio (2º ciclo).....	164
Quadro 4.24: Valores de E normalizados para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_1)$	165
Quadro 4.25: Valores de E normalizados para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_1)$	167
Quadro 4.26: Módulo de deformabilidade versus tensão efectiva vertical efectiva	168
Quadro 4.27: Valores de K.....	170

Quadro 4.28: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão efectiva de consolidação	170
Quadro 4.29: Valores de E normalizados para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_2)$	171
Quadro 4.30: Valores de E normalizados para todos os provetes desta amostra $(F(e)_2)$	172
Quadro 4.31: Módulo de deformabilidade versus tensão vertical efectiva	174
Quadro 4.32: Valores de K.....	175
Quadro 4.33: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão vertical efectiva.....	176
Quadro 4.34: Valores de E normalizados para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_3)$	177
Quadro 4.35: Valores de E normalizados para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_3)$	179
Quadro 4.36: Módulo de deformabilidade versus tensão efectiva vertical efectiva	180
Quadro 4.37: Valores de K.....	181
Quadro 4.38: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão vertical efectiva.....	182
Quadro 4.39: Avaliação de E com base nos ensaios de ondas sísmicas e triaxiais para a amostra EN-206	184
Quadro 4.40: Avaliação de E com base nos ensaios de ondas sísmicas e triaxiais para a amostra EN-MG.....	185

5. CONCLUSÕES

Quadro 5.1: Módulos de Deformabilidade sem e com ciclos higrométricos, EN-206	188
Quadro 5.2: Módulos de Deformabilidade sem e com ciclos higrométricos, EN-MG.....	189
Quadro 5.3: Constantes de rigidez K para diferentes condições (EN-206)	191
Quadro 5.4: Constantes de rigidez K para diferentes condições (EN-MG).....	192
Quadro 5.5: Valores dos pesos volúmicos secos em função do CBR (ensaio CBR).....	194
Quadro 5.6: Valores dos pesos volúmicos secos em função do CBR (ensaio Proctor)	195

LISTA DE SÍMBOLOS

Alfabeto latino

a - parâmetro relacionado à sucção de entrada de ar na equação de Fredlund e Xing (1994).

a_w - área de água normalizada

A - actividade da argila

A_{dw} - área de água correspondente a um determinado grau de saturação

A_{tw} - área de água correspondente à saturação

B - parâmetro de pressões neutras de Skempton

c' - coesão efectiva

C_{ap} - coesão aparente

CBR - “Californian Bearing Ratio”

D - diâmetro

e - índice de vazios

E - módulo de deformabilidade

E_c - energia de compactação

E_t - módulo de deformabilidade tangente

E_n - módulo de deformabilidade normalizado

E_{TRX} - módulo de deformabilidade do ensaio triaxial

E_{BE} - módulo de deformabilidade do ensaio com “bender/extender elements”

$F(e)$ - função de índice de vazios

G_0 - módulo de distorção máximo

G_{max} - módulo de distorção máximo

h_0 - altura inicial

H - altura

i - índice genérico

IG - índice de grupo

IP - índice de plasticidade

k - constante genérica

k_0 - coeficiente de impulso em repouso

K – constante de rigidez

m - parâmetro relacionado à curva de retenção na equação de Fredlund e Xing (1994)

M_R – módulo resiliente

n - porosidade

- expoente genérico

- parâmetro relativo a forma da curva de retenção na equação de Fredlund e Xing (1994)

N – número de camadas de solo no ensaio Proctor

p - valor da máxima ordenada do círculo de Mohr, $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$

P – onda de compressão

q – tensão de desvio, $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$

r – raio do círculo

R – raio de curvatura do menisco

S - grau de saturação

t_f – tempo de rotura

t_{100} – tempo correspondente a 100% de consolidação

t_p – tempo de propagação da onda P

t_s – tempo de propagação da onda S

T_s – tensão superficial

u_a - pressão do ar nos poros

$u_s = (u_a - u_w)$ - sucção matricial

u_e - pressão neutra equivalente

$(u_a - u_w)_b$ - valor da sucção correspondente a entrada de ar

u_f - pressão neutra na rotura

u_w - pressão neutra, ou poro pressão

V_p – velocidade de propagação da onda P

V_s – velocidade de propagação da onda S

w - teor em água

w_{opt} - teor em água ótimo

w_L - limite de liquidez

w_p - limite de plasticidade

Alfabeto grego

ε - extensão; extensão de compressão; extensão de tracção

ε_a - extensão axial

ε_r - extensão radial

ε_v - extensão volumétrica

η - factor dependente das condições de drenagem

λ - parâmetro dependente das condições de drenagem

ρ_d - densidade seca

Δu_f - variação da pressão neutra na rotura

Δh - variação da altura

Δv - variação volumétrica

β^b - razão do incremento da resistência em função da sucção em termos de q versus p

β - valor do ângulo de atrito em termos de q versus p

χ - parâmetro função do grau de saturação

ε_f - deformação axial na rotura

ϕ' - ângulo de atrito interno efectivo

ϕ^b - ângulo que relaciona a razão do incremento da resistência em função da sucção

γ_d - peso específico seco

γ - peso específico húmido

κ - parâmetro de forma

θ_r - humidade volumétrica residual

θ_s - humidade volumétrica na saturação

θ_w - humidade volumétrica

σ' - tensão normal efectiva

σ'_v - tensão de consolidação

σ'_h - tensão efectiva horizontal

σ'_v - tensão vertical efectiva

σ - tensão normal total

σ_1 - tensão principal maior

σ_3 - tensão principal menor

σ_θ - tensão radial

τ - tensão de corte

ψ_b - sucção correspondente a entrada de ar

ψ_m - sucção matricial

Abreviaturas

AASHO - “American Association of State Highway Officials” (actual AASHTO - "American Association of State Highway and Transport Officials")

AASHTO - “American Association of State Highway and Transport Officials”

AMADEUS - “Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Structures”

ASTM - “American Society for Testing and Materials”

BS - “British Standard”

COST - “Co-Operation in Science and Technology”

COST 333 - “Development of New Bituminous Pavement Design Method”

COST 337 - “Unbound Granular Materials for Roads Pavements”

COURAGE - “Construction with Unbound Road Aggregates in Europe”

FEHRL - “Forum of European National Highway Research Laboratories”

FENLAP - “Finite Element Non Linear Analysis of Pavements”

FEUP – *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*

IST - Instituto Superior Técnico

LCPC - “Laboratoire Central des Ponts et Chaussées”

LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LVDT - “Linear Variable Displacement Transducer”

LDT - “Linear Variable Displacement Transducer”

NP - Norma Portuguesa

OECD - “Organisation for Economic Co-Operation and Development”

SERRP - “Strategic European Road Research Programme”

SETRA - “Services d' Études Techniques des Routes et Autoroutes”

SHELL - “Shell International Petroleum Company Limited”

TRRL - “Transport and Road Research Laboratory”

TRL - "Transport Research Laboratory"

UNBAR - “Unbound Aggregates in Roads”

TMH – “Technical Methods for Highways”

TRH – “Technical Recommendations for Highways”

SABS – “South African Bureau of Standards”

SABITA – “Southern African Bitumen and Tar Association”

CKS – “Standard Coordination Specification”

DIN “Deutsche Ingenieur Norme”

SIS – “Swedish Standard”.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Importância da Pesquisa

Os solos tropicais provenientes de câmaras de empréstimos para execução de aterros de várias obras e, particularmente, leitos de pavimento, são materiais de construção muito apetecíveis na prática corrente de construção de obras de engenharia rodovias e ferroviária em Moçambique dada a sua abundância e fácil aplicação. Estes solos, nem sempre bem caracterizados são utilizados, sem que as suas características mecânicas sejam completamente identificadas.

Pretende-se com o presente trabalho discutir a utilização destes solos tropicais, de carácter evolutivo, em aterros de pavimentos de estradas de baixo custo em território moçambicano, quando sujeitos a carregamentos de tráfego e expostos a condições higrométricas transientes (ciclos de molhagem-secagem) de cariz sazonal. Pretende-se determinar experimentalmente a resposta mecânica dos solos envolvidos, ou seja, os parâmetros de rigidez, em primeira mão, e de resistência, a partir do comportamento tensão-deformação desde os muito baixos níveis de deformações (10^{-6} a 10^{-3}), bem como a sua dependência com a variação da sucção, fenómeno bem relacionado com solos não saturados, típicos de grandes áreas dos países tropicais.

O interesse pelo estudo do comportamento mecânico de solos não saturados em todo o mundo tem conhecido um grande crescimento nos últimos anos. Como é do conhecimento geral, a maior parte da superfície do nosso planeta encontra-se em regiões áridas, onde vive cerca de 60% da população mundial, desenvolvendo aí as suas actividades socio-económicas. Nestas regiões, geralmente as evaporações excedem as precipitações anuais, facto que submete o solo a pressões na água intersticial negativas, dando origem a uma componente axial de resistência, a chamada coesão aparente. Estas variações na humidade do solo ocasionam alterações no seu comportamento mecânico, e ao mesmo tempo fazem com que geralmente o nível freático se encontre a alguma profundidade. Assim, no interior do solo, a água acima do nível freático apresenta-se sob pressão negativa, o que aumenta a força normal entre as partículas do solo. Estas forças de contacto entre as partículas actuam como um confinamento interno. Quando estas forças excedem a pressão de confinamento lateral, a superfície passa a apresentar fissuras (Fredlund e Rahardjo, 1993). Assim que ocorre precipitação, da chuva, a pressão da água nos poros aumenta

tendendo a apresentar valores positivos. Nestes ciclos de molhagem e secagem (higrométricos) os solos experimentam variações do seu estado de tensão, causando assim, variações volumétricas e alterações dos parâmetros de resistência. A ocorrência de variações no ciclo higrométrico desses solos, traduzidas pelas precipitações de chuvas fazem com que ocorra uma brusca redução da sucção do solo e consequentemente a redução de sua resistência ao corte, sendo uma das causas de diversos deslizamentos de taludes, colapsos de fundações, assentamentos de estruturas, perda de rigidez, etc. Por outro lado a secagem através de evaporação implica um aumento de sucção sob determinada gama de tensões.

Muitas estruturas de engenharia são construídas acima dos níveis freáticos, como por exemplo, aterros compactados em estradas, muros de contenção, fundações de edifícios, barragens entre outras obras de terra. Não são poucos os problemas já reportados em diversas partes do mundo em obras assentadas em solos não saturados. Isto faz com que a mecânica dos solos não saturados possa tornar-se numa ferramenta de capital importância em projectos de engenharia geotécnica.

Dado o impacto económico dos problemas geotécnicos que envolvem solos colapsíveis por causas atrás referidas, que são quase sempre, por natureza constituídas por materiais não saturados, muito usados em obras de construção civil, justifica cada vez mais o aprofundamento das investigações em torno desses solos. Um dos problemas mais importantes e visíveis que envolve solos não saturados nas províncias do Sul de Moçambique, e não só, refere-se à execução de obras de engenharia, nomeadamente aterros para leitos de pavimentos, aterros para fundações de edifícios, etc. Estas estruturas envolvem solos evolutivos e consequentemente colapsíveis. O comportamento evolutivo desses solos está associado aos sucessivos ciclos higrométricos e de carregamentos quer devidos ao tráfego, quer devido a outras cargas a que estão sujeitos.

A compreensão do comportamento mecânico dos solos evolutivos não saturados requer o desenvolvimento e a exploração de recursos experimentais específicos para o estudo desses materiais complementada pela elaboração de modelos constitutivos que reproduzam, de forma adequada, as observações experimentais, bem como a utilização de modelos constitutivos baseados em soluções numéricas ou analíticas.

Com base na utilização de duas variáveis de tensão, vários modelos constitutivos foram apresentados por diversos autores para a avaliação da compressibilidade e resistência da estrutura de solos não saturados. O mais simples consiste no modelo elástico incremental baseado na superfície de estado de índice de vazios (Matyas & Radhakrishna, 1968 e Fredlund, 1979),

combinado com um critério de rotura que consiste numa extensão do critério de Mohr-Coulomb (Fredlund et al., 1978).

Os desenvolvimentos mais recentes têm permitido pesquisas em torno dos conceitos de estados críticos para solos não saturados, sendo de destacar o trabalho de Alonso et al. (1990).

Lawton et al. (1991) e Pereira (1996) verificaram, para solos colapsíveis em ciclos higrométricos, que a relação entre as variáveis de tensão e as deformações é anisotrópica.

Embora os modelos constitutivos, tanto elásticos incrementais como de estados críticos, que foram citados, se proponham a reproduzir o comportamento de solos não saturados, não é claro até que ponto o comportamento anisotrópico observado para solos colapsíveis, em ciclos higrométricos, pode ser reproduzido por tais modelos. Deste modo, torna-se necessário, mesmo imprescindível, a investigação em relação aos tais aspectos dos modelos.

A avaliação da fiabilidade desses modelos em simulações numéricas a partir de resultados de ensaios laboratoriais pode representar um grande contributo no sentido de aferir a resposta desses modelos para situações onde são conhecidas as respostas correctas que as análises devem reproduzir. Seguindo esta base de análise, é possível determinar como esses modelos simulam o comportamento do solo e quais os seus atributos e limitações. Para além disso, com a implementação desses modelos em soluções numéricas, abre-se uma porta a futuras simulações de problemas de campo.

Os modelos de previsão da resistência dos solos não saturados devem permitir que os resultados sejam obtidos de forma rápida e fiável de modo a que rapidamente se possa recorrer a eles em obras. As curvas de sucção do solo têm sido utilizadas para se definir a partir delas algumas das propriedades de resistência e condutividade hidráulica dos solos utilizados nessas obras.

Este trabalho pretende abordar alguns aspectos relacionados com a deformabilidade e, consequentemente, com a resistência ao corte de solos evolutivos compactados usados para obras de aterros em leitos de pavimentos de estradas de baixo custo, muito usadas em Moçambique, quando sujeitos a cargas de tráfego e ciclos higrométricos já referidos, tendo em atenção que não há estudos dignos de registos sobre o assunto na literatura local.

A escolha dos solos a estudar foi feita oportunamente pela existência de dois locais distintos, sendo um deles onde se encontrava em reconstrução uma estrada, e outro onde a reconstrução já tinha sido concluída, assim como pela sugestão de alguns técnicos locais da área de estradas que consideraram estes solos interessantes pela actualidade dos problemas que possam ser levantados, bem como pela distinção dos dois tipos de materiais encontrados. A reabilitação destas obras

envolvia trabalhos que podem ser considerados como de base, pois praticamente as estradas eram construídas de raiz. Salienta-se que, ao longo dessas estradas existem várias câmaras de empréstimo, mas neste caso foram seleccionadas duas, as que ofereciam solos de melhores características para fins rodoviários). Foram então colectados solos de 2 câmaras de empréstimo usadas pelos empreiteiros na execução destas obras (Figuras 1.1 e 1.2).



Figura 1.1: Uma das câmaras de empréstimo utilizada na construção da EN 206.



Figura 1.2: Outra das câmaras de empréstimo, neste caso para a construção da EN-MG.

Nas Figuras 1.3 e 1.4, apresentam-se o mapa rodoviário de Moçambique, assim como a pormenorização da zona Sul, no qual se baseou o presente estudo.

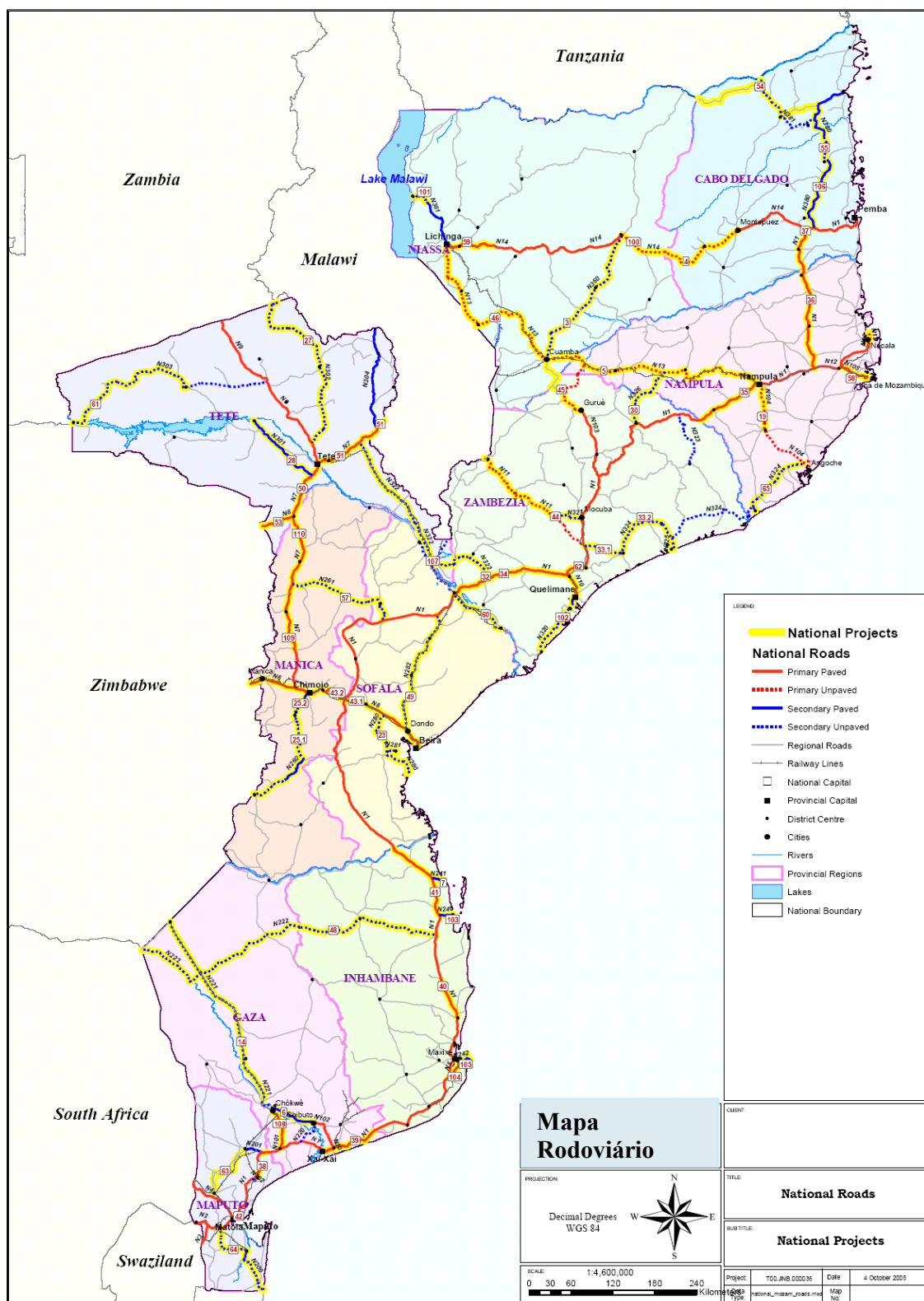


Figura 1.3: Vista geral do mapa de estradas de Moçambique

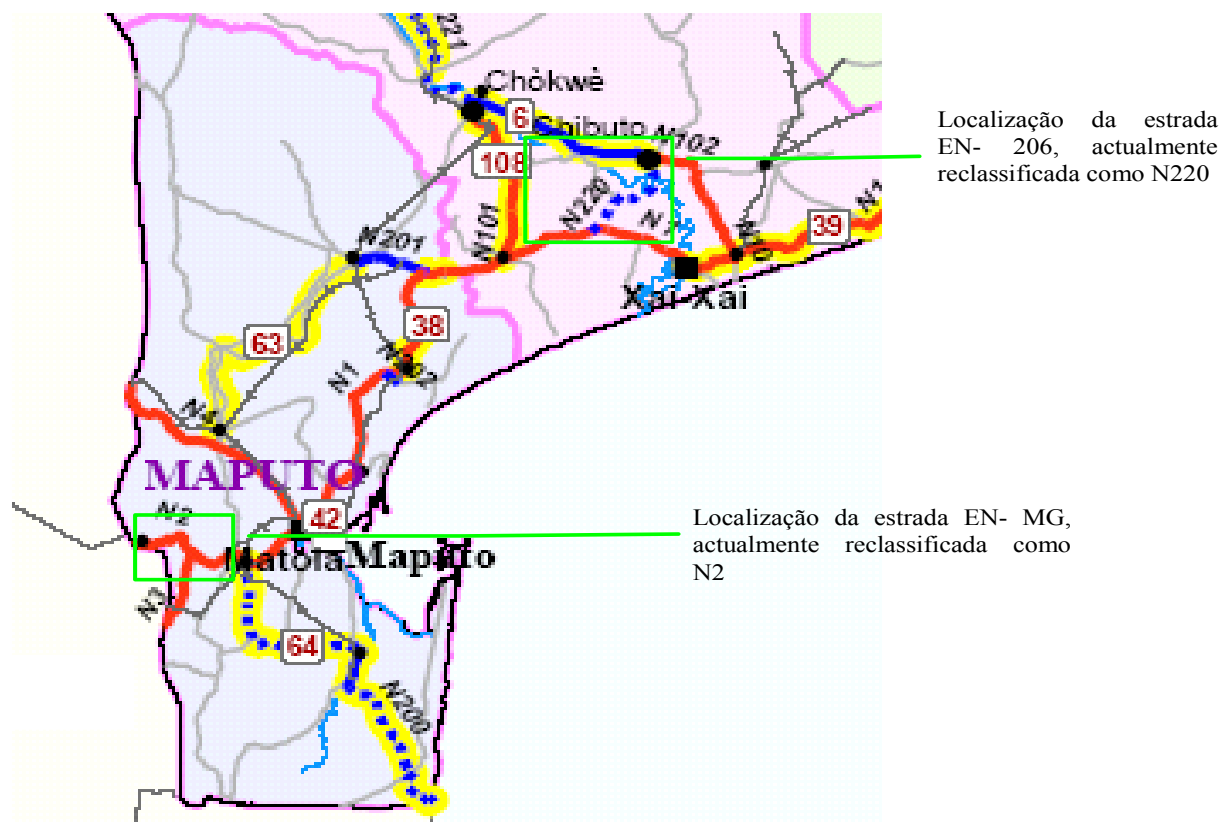


Figura 1.4: Pormenorização das localizações das estradas estudadas.

1.2 Organização da dissertação

Para o estudo desenvolvido com base no programa estabelecido na condução deste trabalho, a dissertação foi organizada da seguinte forma:

No Capítulo 1 é feita a introdução e apresentação da organização do trabalho, assim como da importância desta pesquisa, e os objectivos com ele pretendidos. Aborda ainda, de uma forma geral, alguns aspectos relevantes da geologia da região e dos processos de formação dos solos do Sul de Moçambique.

No Capítulo 2 fala-se de pavimentos rodoviários e do processo de dimensionamento, dando-se a devida importância ao conceito de resiliência dos materiais através de abordagens simplificadas de modo a estabelecer o paralelismo entre um estudo realizado com base em ensaios triaxiais cíclicos,

para a determinação de módulos de deformabilidade elásticos nos ciclos de descarga-recarga destes ensaios, e o ensaio triaxial de cargas cíclicas para a determinação do módulo resiliente. Aborda-se também o conceito da resistência ao corte de solos não saturados, no qual se pode encontrar um breve historial do desenvolvimento do estudo da sucção até aos nossos dias. São apresentadas algumas reflexões sobre as diferentes propostas para se estabelecer a equação das tensões efectivas em solos não saturados. Inclui-se ainda, a relação entre a curva característica e a resistência ao corte dos solos não saturados e os modelos constitutivos que servem de base para a previsão dessa resistência, propostos por alguns autores. Reflecte-se sobre a implicação do estudo do comportamento dos solos em condições não saturadas, ou seja, a influência da sucção instalada nos valores de rigidez a pequenas e médias deformações, em particular, em carregamentos cíclicos. Apresenta-se nesta reflexão uma abordagem para avaliação preliminar deste efeito da sucção, em conjunto com o estado conseguido pela compactação desejada e o estado decorrente de ciclos simplificados de molhagem e secagem (numa abordagem aos fenómenos que se verificam em climas tropicais). Faz-se ainda uma pequena referência sobre a estabilização com a inclusão de ligantes hidráulicos nos solos que é uma prática corrente nas estradas em Moçambique.

No Capítulo 3, são evidenciadas as características dos solos estudados e é descrito o programa experimental seguido. Para além dos resultados dos ensaios de identificação, são definidas, tendo como referencial a curva de compactação Proctor Pesado, as três condições de moldagem estudadas neste trabalho. Para tais condições de moldagem são indicados os tipos de ensaios realizados e os seus principais objectivos. Estão ainda presentes neste capítulo as sequências discrecionadas dos procedimentos e os resultados dos ensaios realizados passando pela moldagem e preparação das amostras e a forma como os provetes foram preparados para os diversos ensaios. Paralelamente ao programa experimental, são apresentados os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios experimentais, com seus respectivos princípios de funcionamento e procedimentos dos ensaios. São abordados os aspectos relevantes dos ensaios triaxiais cíclicos nas diferentes condições de moldagem, assim como das tensões consideradas para execução dos ciclos de descarga e recarga para avaliação do módulo de deformabilidade. É dada também particular atenção à medição da sucção dos solos nas diferentes condições de moldagem, descrevendo-se a metodologia simplificada adoptada para simulação de molhagem e secagem dos materiais compactados quando sujeitos a exposição climática.

Os resultados dos vários ensaios do programa experimental são apresentados no Capítulo 4. Esses mesmos resultados são representados graficamente e em quadros. Para cada caso são feitas as principais análises dos resultados de forma sucinta. Esses resultados servirão para um bom enquadramento e análise neste capítulo, onde é também feita a modelação dos mesmos para se poder estabelecer as leis físico-matemáticas que controlam o comportamento mecânico destes solos em função dos estados de tensão e higrométricos impostos. Esta modelação e análise serão implementadas através de leis de comportamento e processos de adimensionalização e normalização dos módulos de deformabilidade para uma possível comparação dos resultados alcançados com aqueles que são predefinidos em projecto rodoviário na vertente dos aterros.

A análise e a exploração dos resultados conseguidos do programa experimental serão discutidas no Capítulo 5. Ainda dentro da discussão dos resultados são analisados vários aspectos relacionados com o comportamento apresentado em função das diferentes condições de moldagem e dos ciclos higrométricos. São também avaliados os parâmetros e limites de aceitabilidade que se podem considerar aceitáveis ou não, em relação aos critérios de projecto estabelecidos para a execução de obras de leitos de pavimentos com materiais provenientes de manchas de empréstimos seleccionadas. Neste capítulo são ainda apresentadas as principais conclusões e algumas recomendações e (ou) sugestões para futuros estudos sobre esta matéria, que para Moçambique, tem particular interesse dada a sua localização na zona tropical, tendo em conta os vários problemas que muitas obras já experimentaram. Estes problemas de colapso e mau comportamento mecânico têm relação com as condições prevalentes em cada estação sazonal do ano, provavelmente por causas cujas explicações podem residir em comportamentos ligados a solos evolutivos sujeitos a ciclos higrométricos pouco ou nada estudados.

A tese finaliza com considerações finais e notas conclusivas, acrescentando ainda algumas pistas para trabalhos futuros.

1.3 Alguns Aspectos Geológicos do Sul de Moçambique

Para um bom estudo dos solos da zona Sul de Moçambique, concretamente na zona de interesse desta dissertação, é indispensável um conhecimento mínimo sobre as características e distribuição

geológica dos solos da região em que ela se insere, bem como do processo de desenvolvimento desses mesmos solos.

A maior parte da área das províncias de Maputo e Gaza, e bem assim da metade Sul de Moçambique, é de formação relativamente recente, do Quaternário, constituída, por exemplo por vastos fundos emersos de origem marinha, ou lacustre, por aluviões fluviais, por terrenos de origem eólica, e até por outros de formação orgânica e pantanosa. Todos estes terrenos de origens distintas são considerados apenas como quaternários na carta geológica, com pouca ou nenhuma discriminação, e por isso englobados em manchas de grandes extensões.

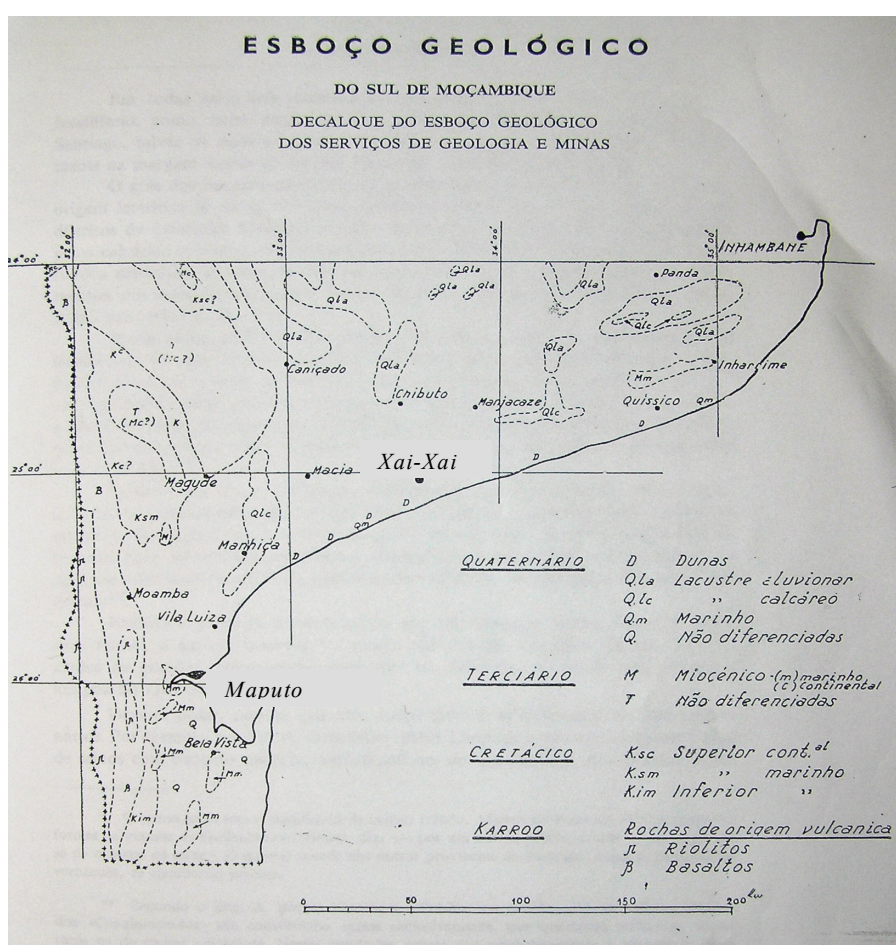


Figura 1.5: Esboço geológico do Sul de Moçambique.

O estudo do Quaternário tem especial importância para a boa compreensão da génese dos solos, não apenas quanto aos materiais de origem, mas também no que se refere a paleoclimatologia regional, pois sabe-se que o clima tem uma significativa influência na evolução dos solos, porém, para este efeito não só se deve ao clima actual, mas também aos anteriores mais recentes. Assim,

as laterites, de uma maneira geral são consequência de climas quentes e chuvosos, ao passo que certos calcários que aparecem nos subsolos de alguns terrenos são peculiares aos climas secos, temperados ou tropicais com a predominância da evaporação sobre a infiltração.

Das mais antigas formações geológicas para as mais modernas, temos as erupções vulcânicas do fim do Karroo, constituídas pelos pórfiros e riolitos dos Libombos, e pelos chamados basaltos de Moveene e Stormberg, que podem ser encontrados nas imediações da Moamba e em Machatuine.

Várias manchas de calcários do Cretácico e do Terciário aparecem em numerosos afloramentos, em geral são muito extensos e dispersos, a descoberto pela erosão geológica. Ainda destes períodos, há nestas regiões os chamados “Conglomerados do Alto Limpopo”, que constituem extensas cascalheiras de seixos, a cotas elevadas (mais ou menos entre 130 m e 300 m), encostadas em grande parte às formações eruptivas dos Libombos, e que se notam desde o norte do Incomati, passando pelo rio dos Elefantes até para além do rio Limpopo, e por consequência, num alinhamento sensivelmente perpendicular aos grandes cursos de água.

Estes seixos, alguns de grande tamanho, e que se encontram em geral nas encostas erosionadas são da mais vasta natureza, uns provenientes das rochas eruptivas dos Libombos, e outros, como os de quartzito parecem originários para além desta cordilheira, transportados por antigos cursos de água de volumosos caudais e de grande torrencialidade e de percursos diferentes dos actuais. Dados da “Geologia e Pré-história de Magude” dão conta que os calhaus rolados dos “Conglomerados” são constituídos quase exclusivamente por quartzitos vermelhos, sendo raros os de origem de rochas vulcânicas. Nestas circunstâncias, parece que originalmente o transporte desse material foi anterior às erupções dos Libombos, o que confirma a sua idade, visto a pouca predominância de riolitos, basaltos e material similar que, ao contrário abundam nas cascalheiras quaternárias.

Embora a primeira movimentação que este material sofreu fosse de natureza fluvial, é natural também ter estado sob a acção das águas do mar em períodos de grandes transgressões, sucedidas no Terciário, ou ainda nos primeiros tempos do Quaternário. Nota-se que nem todos estes conglomerados são pré-quaternários, pois existem em algumas zonas conglomerados de seixos com cimento calcário que são autenticamente do Quaternário, dos pluviais desta era, visto que contêm em vários horizontes abundantes instrumentos do Paleolítico Inferior. Os “Conglomerados do Alto Limpopo”, pelo que se observa a partir do cimo destas colinas, foram poupados à erosão, mostram ter sido cobertos por materiais de transporte menos grosseiros, como pequenos seixos, areão grosso, areia, ou ainda por terras areno-argilosas.

Terrenos mais ou menos idênticos a estes últimos, de natureza siliciosa ocupam vastas áreas do Incomati ao Save na carta geológica pertencente aos finais do Terciário, ou ainda aos princípios do Quaternário de deposição marinha ou continental.

No Terciário, pelo que se constata de alguns autores, houve nesta parte de África Meridional grandes transgressões marinhas, chegando o mar eocénico até ao sopé do Chimanimane (zona de grande altitude no continente), a que se seguiu, depois de várias alternativas, uma emersão desta parte do continente (D. G. Gouveia, 1955).

Por outro lado, sabe-se também que os mares do Plioceno, por consequência nas proximidades do Quaternário, deixaram sinais da sua passagem em vários pontos, como em Morrumbene a 24 m e em Homoine a 18 m. Vestígios do fim do Terciário, como se presume na Baía de Maputo, indicam nível idêntico ao actual.

Portanto, pertencem ao Quaternário vários terrenos que no seu conjunto constituem a maior parte da área em estudo, não havendo interesse em fazer uma distinção entre o Terciário e Quaternário.

O Quaternário é caracterizado como se sabe muito particularmente, pelas variações climáticas no que se refere a temperaturas e regime de chuvas; pelas flutuações do nível do mar, com as suas transgressões e regressões; e ainda pelo aparecimento do Homem sobre a Terra e seus próximos ascendentes. Conhecendo-se a forte ligação entre o Quaternário e a pedogenia, em grande parte pela forte acção que o clima exerce sobre eles, consegue-se com razoável taxa de sucesso o estudo rigoroso dos materiais aí existentes. A respeito da relação entre Quaternário e a pedogenia, é conveniente fazer-se um breve esclarecimento sobre a paleoclimatologia regional, pois há que distinguir nestas regiões de África, chuvas e temperaturas que marcaram os períodos pluviais e inter pluviais, e nos países frios os glaciares e inter glaciares.

Na África Meridional onde se inclui o Sul de Moçambique, assim como na África sub saariana, como não existem vestígios dos glaciares, ou só existem em áreas montanhosas muito limitadas, são os pluviais que marcam a cronologia. Assim, identificam-se quatro períodos pluviais e mais duas fases pluviosas nos tempos mais recentes, conhecidos geralmente pela terminologia da África central, hoje generalizada e oficializada para os territórios a Sul do Sahara, como:

- I- Pluvial: Kagerano, ou “Basal Older Gravels”, do início do Pleistoceno Inferior;
- II- Pluvial: Kamasiano, ou “Older Gravels”, nos princípios do Pleistoceno Médio;
- III- Pluvial: Kangerano, ou “Younger Gravels”, no Pleistoceno Médio;
- IV- Pluvial: Gambliano, ou “Youngest Gravels”, no início do Pleistoceno Superior;
- V- Pluvial: Makaliano, ou 1.^a fase pluviosa, do Epi-pleistoceno;

VI- Pluvial: Nakuriano, ou 2.^a fase pluviosa, do Epi-pleistoceno;

Quadro 1.1: Sinopse do sincronismo dos períodos climáticos e eustáticos do Quaternário entre a Europa e a África Meridional (D. G. Gouveia, 1955).

<i>EUROPA</i>		<i>ÁFRICA MERIDIONAL</i>	
<i>Glaciares</i>	<i>Movimentos eustáticos</i>	<i>Pluviais</i>	<i>Movimentos eustáticos</i>
		Nakuriano (fase pluviosa)	Emersão litoral
		Árido	V Transgressão (1,5-2,5 m)
		Makaliano (fase pluviosa)	Emersão do Matola
Post-glaciar	Flandriano (2 m)	IV Interpluvial	IV Transgressão (3-5 m)
Wurm	Regressão	IV Pluvial “Youngest Gravels” (Gambliano)	Emersão do Tembe
III Interglaciar	Terreniano II (15 m)	III Interpluvial	III Transgressão (6-9 m)
Riss	Regressão	III Pluvial “Younger Gravels” (Kangerano)	Emersão de Revez
II Interglaciar	Terreniano I (30 m)	II Interpluvial	II Transgressão (18-22 m)
Mindel	Regressão	II Pluvial “Older Gravels” (Kamasiano)	Emersão do Guijá
I Interglaciar	Siciliano (25-100 m)	I Interpluvial	I Transgressão
Gunz		I Pluvial “Basal Older Gravels” (Kagerano)	
	Calabrian (Vilankuifranquiano)		Final da Emersão do Mapai

Convém referir que os movimentos eustáticos estão relacionados com as variações do nível do mar originadas por causas não tectónicas. Nestas sucessivas flutuações climáticas ocorridas no Quaternário, admite-se hoje uma correlação bastante perfeita, generalizada por todo o globo, entre frio e pluviosidade por um lado, e calor e aridez por outro, embora alguns autores na Europa achem tal correlação nem sempre válida.

As diferentes oscilações climáticas, consequência de abundância ou escassez de chuvas e da diversidade de temperaturas, deram lugar a apreciáveis variações de floras, com mais ou menos eficácia no revestimento do solo, o que determina por sua vez, diferentes períodos de

movimentação de terras, por erosão e deposição que hoje se reconhecem quando se estudam os terrenos quaternários.

Das diversas oscilações climáticas ora referidas, entre as flutuações da pluviosidade e das temperaturas, resultou uma sucessão de numerosos paleoclimas, cuja influência, juntamente com outros factores, incluindo o tempo, na estruturação pedológica é bem conhecida. Este ponto tem interesse particular, pois pode explicar com mais segurança a génese de alguns solos, segundo a combinação das chuvas e das temperaturas.

De forma resumida, as principais formações geológicas da região Sul de Moçambique podem-se agrupar da seguinte maneira:

A – Formações eruptivas

- a) Formações basálticas: terrenos pouco declivosos pertencentes ao Karroo;
- b) Formações riolíticas: terrenos declivosos dos Grandes e Pequenos Libombos de igual época, mas posteriores;

B – Formações sedimentares do Cretácio Inferior ao fim do Terciário

- a) Bancadas calcárias, em vários locais do Maputo e outras zonas;
- b) Formações de grés silicioso, muitas vezes cobertas por variadas deposições, umas marinhas (Chaimite), outras fluviais (rio dos Elefantes), ou ainda eólicas (Magude);
- c) Formações de conglomerados, mais ou menos cimentados de seixos rolados, a cotas altas, diferentes dos terraços quaternários de origem fluvial.

C – Formações aluvio-fluviais, post-terciárias

- a) Terraços quaternários, formando cascalheiras muito acima das margens dos grandes rios;
- b) Várzeas antigas, avermelhadas, acima das cheias;
- c) Várzeas, ou terrenos de formação aluvial recente e actual, relativamente permeáveis;
- d) Lezírias, ou terrenos deltaicos, ou para-deltaicos, de formação recente e actual, de subsolo bastante impermeável.

D – Formações de origem coluvial

- a) Coluviões dos começos do Epi-pleistoceno, avermelhados;
- b) Coluviões e enxurros posteriores, de aspecto recente.

CAPÍTULO 1

E – Formações de origem eólica, post-terceárias

- a) Dunas antigas, já consolidadas, e mais ou menos aplanadas, em geral de areias vermelhas, avermelhadas ou amareladas, por vezes acinzentadas;
- b) Areias continentais do tipo Kalaari;
- c) Dunas não consolidadas, ou ainda em franca movimentação, recentes, formando grandes elevações de areias claras, junto à costa;

F – Formações de fins do Terciário e do Quaternário relacionados com a descida das águas marinhas, ou lacustres

- a) Terrenos de “mananga”, que mostram ser antigos fundos marinhos, mais ou menos siliciosos;
- b) Terrenos de “mananga”, antigos fundos marinhos mais ou menos argilosos.

G – Formações de origem pedogénica

- a) Laterites e paralaterites;
- b) Subsolos com calcários secundários, de qualquer natureza

Nas formações de origem pedogénica encontram-se agrupadas uma complexa série de processos físico-químicos e biológicos que governam a formação dos solos agrícolas. Essencialmente esses processos compreendem a lixiviação do horizonte superficial e concentração de partículas coloidais no horizonte profundo, para além da impregnação com húmus do horizonte superficial. Os solos cuja sua formação se deve a evolução pedogénica em clima tropical de alternâncias entre secas no Inverno, e extremamente húmidos no verão, dão origem na maioria dos casos, aos chamados solos lateríticos e subsolos com calcários secundários de qualquer natureza que têm grande interesse técnico no campo da engenharia civil. Esses solos têm espessuras que podem atingir mais de 10 m e recobrem extensas áreas do Sul de Moçambique a partir da costa até ao interior. A importância destes solos é cada vez maior no país, tendo em conta a sua grande aplicação na construção de bases rodoviárias.

H – Formações de origem orgânica e pantanosa

- a) Terrenos de “machongos”, de constituição turfosa (são solos hidromórficos orgânicos conhecidos regionalmente por machongos que ocorrem em áreas baixas ou menos planas,

para onde afluem as águas que drenam das encostas arenosas circunjacentes. Estes solos são muito escuros a negros, muito ricos em matéria orgânica, fofos – estremecendo com o andar sobre eles – de textura variando entre arenosa e argilosa, e com abundância de água que impede a rápida decomposição da matéria orgânica. Pelo seu elevado valor de matéria orgânica, ardem quando bem secos);

- b) Camadas diatomíticas de certos subsolos, que representam antigos fundos lacustres.

Na zona de interesse deste estudo, abundam solos arenosos de cor avermelhada de vários tons, sendo alguns muito siliciosos a argilosos, geralmente lateríticos – tipo de solo de regiões tropicais constituído essencialmente por óxidos de ferro e alumínio, que apresenta uma cor avermelhada ou amarelada e é resultado da forte acção de agentes climáticos sobre as rochas.

Em muitos casos encontram-se também solos arenosos melanizados, devido a entrada de matéria orgânica, permitindo uma diferenciação das camadas, sendo a superficial rica em resíduos orgânicos ainda não decompostos; camada de transição, ainda com matéria orgânica intimamente associada a parte mineral; e finalmente uma terceira camada que reflecte o material puramente arenoso, já aparentemente destituído de húmus e que se vai tornando de coloração cada vez mais viva e de maior compacidade com a profundidade. É esta camada que geralmente serve para utilização para fins rodoviários, os quais estão sujeitos comportamentos evolutivos.

Normalmente estes solos são residuais e geralmente apresentam-se na condição de não saturação e possuem peculiaridades consequentes do processo de sua formação, como se pode constatar dos processos de intemperismo a eles associados, nomeadamente intemperismo físico e químico. Resultam da decomposição da rocha-mãe no próprio local, ou com pequeno transporte, por acção do intemperismo.

2 PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS – PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO

2.1 Sobre os desenvolvimentos mais recentes

A engenharia de pavimentos preocupa-se com o estudo dos sistemas componentes das camadas sujeitas às cargas dos veículos através da análise das tensões induzidas, deformações específicas e deslocamentos. Essa análise é feita com base em modelos específicos para cada situação, e para cada tipo de solo envolvido. Nesta dissertação, faz-se referência a alguns modelos muito úteis desenvolvidos para solos não saturados, que podem ser importantes na avaliação de resistência dos solos para leitos de pavimentos. Na aplicação dos princípios de dimensionamento, deve haver um compromisso entre vários factores de forma a equilibrar a resistência, funcionalidade, e comodidade das obras executadas.

Os desenvolvimentos tecnológicos actuais permitem utilizar ferramentas bastante poderosas, quer a nível experimental, quer a nível computacional ou de cálculo, o que deu um impulso muito significativo no estudo do comportamento tensão-deformação dos solos. Ao nível dos solos não saturados, a análise é mais complexa, pois envolve mais parâmetros comparativamente aos solos saturados e, tendo em conta a sua maior ocorrência em zonas do mundo onde o desenvolvimento da mecânica dos solos é menos avançado, esta questão torna-se mais complexa ainda.

Actualmente em Moçambique, os pavimentos rodoviários flexíveis revestidos são aqueles que dão melhores condições de tráfego, segurança e conforto pela sua qualidade, tanto em estradas nacionais ou de outras categorias, como por exemplo as estradas municipais e urbanas. No entanto, tendo em conta a situação económica do país, ainda são as estradas não pavimentadas aquelas que proporcionam o maior desenvolvimento do país, pois permitem o contacto entre a cidade e o campo de produção agrícola, principal fonte de riqueza. As metodologias usadas no dimensionamento dessas estradas, geralmente de baixo custo, não diferem muito das usadas para as pavimentadas, considerando naturalmente na maior parte dos casos tráfegos baixos. Há considerações feitas de modo a garantir o seu melhor funcionamento e desempenho, sobretudo para resistirem aos efeitos temporais em várias estações sazonais. Algumas dessas metodologias incluem a execução de drenagens bem controladas, a estabilização dos materiais com, por exemplo, cimento ou cal.

Segundo Dawson et al. (2000), citado por Neves (2001), a qualidade dos pavimentos é importante e tem grande influência na economia das obras, não só ao nível da exploração, pela comodidade, segurança e economia que é proporcionada à circulação dos veículos, como também, nas fases de construção e conservação. A maior parcela do investimento financeiro na construção rodoviária é geralmente aplicada na pavimentação, o que implica que o dimensionamento estrutural das camadas do pavimento, baseado em modelos bem ajustados ao comportamento real dos materiais, assumam especial relevância. É por isso que, ultimamente, vários pesquisadores têm-se preocupado muito com o ajuste dos modelos de comportamento dos materiais determinados analiticamente, relativamente ao seu comportamento observado em campo, através de medições de vários parâmetros, quer *in situ*, quer em laboratório.

O registo dos primeiros métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis deu-se na década de trinta do século XX. Estes métodos caracterizam-se por estimar empiricamente a espessura das camadas do pavimento em função de características da fundação. A partir da década de cinquenta, os resultados de campanhas de ensaios em trechos experimentais permitiram o aparecimento de outros métodos de dimensionamento que, embora empíricos, incorporam já explicitamente as solicitações acumuladas do tráfego (Bonnot e de Boissoudy, 1983; Barbosa, 1984; Branco, 1996). Com a necessidade cada vez maior de utilizar novos materiais na construção rodoviária, bem como de considerar tráfego mais intenso e de cargas mais elevadas dado o desenvolvimento em termos de capacidade dos veículos actuais, têm surgido novos métodos de dimensionamento do tipo racional baseados na análise estrutural, também conhecidos por métodos estruturais ou analítico-empíricos com bases teóricas e experimentais mais fortes e fundamentadas.

Estes métodos, utilizam modelos de comportamento estrutural que, a partir da geometria, das características mecânicas dos materiais constituintes das camadas e do tipo de carga aplicada à superfície, calculam as tensões, deformações e deslocamentos em qualquer ponto da estrutura do pavimento. Os valores obtidos deverão satisfazer critérios de dimensionamento, estabelecidos com o objectivo de evitar que o pavimento atinja determinados estados de ruína durante o período de dimensionamento (vida útil da obra). Alguns exemplos desta metodologia de dimensionamento são os métodos da SHELL (1978 e 1985), da AASHTO (1993), da Universidade de Nottingham (Brown et al., 1982; Brown e Brunton, 1986; Brunton, 1983 e 1990; Brunton et al., 1992) e do Asphalt Institute (1982), em que se baseiam muitos dos métodos de dimensionamento actualmente em uso.

Os métodos estruturais de dimensionamento dos pavimentos devem necessária e até inevitavelmente passar por uma melhor caracterização mecânica dos materiais, para se estabelecer leis constitutivas mais ajustadas ao comportamento real dos pavimentos, nomeadamente o comportamento não linear dos materiais quando são sujeitos a cargas cíclicas devidas ao tráfego. Estas leis são integradas nos modelos de análise estrutural apoiados em ferramentas de cálculo automático cada vez mais robustas.

Na prática de construção de pavimentos flexíveis em Moçambique e na região Austral, os materiais mais utilizados são os granulares geralmente não ligados (dada a grande disponibilidade dos mesmos e com características de resistência bastante boas), em camadas de sub-base e base, e ligados com ligante betuminoso, quando utilizados nas camadas betuminosas de superfície, embora ainda se façam muitas estradas não pavimentadas. Há no entanto, uma tendência cada vez maior de se utilizar ligantes nas camadas de base principalmente em estradas de tráfego muito intenso e pesado. A maior parte dos métodos actuais de dimensionamento considera que o comportamento dos materiais granulares é elástico linear, no entanto, essa consideração é muito desajustada em relação ao real comportamento dos materiais granulares dos pavimentos e do solo de fundação que têm sido observados. Notas muito importantes foram publicadas por Dawson et al. (2000) no artigo “European Research into Granular Material for Pavement Bases and Sub-bases”, apresentado no encontro “Transportation Research Board, 79th Annual Meeting” realizado em Janeiro de 2000 em Washington D.C.

Em 1980 realizou-se um simpósio sobre o tema “Soils under Cyclic and Transient Loading”, em Swansea, Reino Unido, no qual Boyce (1980) apresentou o modelo elástico não linear para materiais granulares quando submetidos a cargas cíclicas, que foi fundamental para a intensa investigação que se desenvolveu posteriormente, na modelação do comportamento dos materiais granulares em função da tensão aplicada, do ponto de vista da resposta resiliente. Desde 1981, realizam-se regularmente na Europa os simpósios intitulados “Unbound Aggregates in Roads” (UNBAR). Vários desenvolvimentos têm sido alcançados nestes programas de investigação, com importante base para o início da harmonização dos procedimentos experimentais, nomeadamente nos ensaios triaxiais de cargas repetidas para a caracterização do comportamento elástico não linear dos solos e dos materiais granulares, e a implementação das leis constitutivas obtidas nos ensaios de laboratório em programas de elementos finitos (Gomes Correia, 1996a).

Na Europa, desde 1991 que universidades e laboratórios de investigação membros do “Forum of European National Highway Research Laboratories” (FEHRL), têm promovido programas de

investigação científica e técnica no âmbito do “Strategic European Road Research Programme” (SERRP). A União Europeia tem apoiado esta cooperação através de programas de financiamento, como por exemplo o COST (Co-Operation in Science and Technology) e RTD (Research and Technological Development), que contemplam os diferentes aspectos do dimensionamento dos pavimentos.

Em 1999 realizou-se um “Workshop” internacional – “Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials” – no IST (Lisboa), com o apoio da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica através do seu Comité Técnico Europeu ETC11 (Gomes Correia, 1999) onde foram discutidos assuntos sobre a investigação dos materiais granulares na continuidade dos trabalhos desenvolvidos durante o programa “Science”, que teve início em 1996 com a acção COST 337 – “Unbound Granular Materials for Road Pavements”.

Na África Austral e especialmente na África do Sul, também se têm desenvolvido vários estudos, com vista a caracterização dos materiais e criação de normas regionais para o dimensionamento de pavimentos, que no fundo adoptam princípios similares aos utilizados em outras partes do mundo, mas tendo em conta as condições locais. Exemplo disso é o “Code of Practice for the Design of Road Pavements”, documento esse produzido para a SATCC – “Southern African Transport and Communications Commission” (organização que engloba todos países da África Austral) com base em experiências inglesas nos países tropicais traduzidas no “TRRL – Transportation and Road Research Laboratory – Road Note 31 (1977), e ainda o manual “The South African Pavement Design Guide-TRH4”. Estes documentos em particular foram formulados incluindo as considerações da versão anterior do “SATCC Guideline” e duas aproximações de trabalhos similares Australianos. Actualmente existe um documento bastante usado na região Austral de África denominado “Standard Specifications for Road and Bridge Works (1998)”, no qual são abordadas todas especificações que permitem uma rápida aplicação por parte do engenheiro, levando em consideração os processos mais actuais de dimensionamento de pavimentos.

Os desenvolvimentos e estudos feitos na África Austral basearam-se em especificações e metodologias de ensaios preconizadas nos seguintes documentos:

- American Association of State Highway and Transport Officials (AASHTO);
- American Society for Testing and Materials (ASTM);
- British Standards Institute (BS);
- Standard Coordination Specification (CKS);

- Deutshe Ingenieur Norme (DIN);
- South African Bureau of Standards (SABS);
- Southern African Bitumen and Tar Association (SABITA);
- Swedish Standard (SIS);
- Technical Methods for Highways (TMH);
- Technical Recommendations for Highways (TRH);
- US Federal Specification and Test Method Documents.

No documento produzido pela SATCC, o “Standard Specifications for Road and Bridge Works (1998)”, colaboraram as entidades ligadas aos ramos de normalização dos países da região, nomeadamente:

- Botswana Bureau of Standards;
- Malawi Bureau of Standards;
- Mauritius Standards Bureau;
- Mozambique National Institute of Standardization and Quality;
- South African Bureau of Standards;
- South African Bureau of Standards (Namibia);
- Tanzania Bureau of Standards;
- Standards Association of Zimbabwe.

Por outro lado, o estudo dos materiais betuminosos tem merecido toda a atenção na investigação relativa ao dimensionamento dos pavimentos flexíveis, como é o caso da acção COST 333 – “Development of New Bituminous Pavement Design Method” – e do projecto AMADEUS – “Advanced Models for Analytical Design of European Pavement Structures”, também promovidos pela Comissão Europeia (COST 333, 1999). Estas acções têm dado cada vez mais importância à utilização de materiais alternativos nos pavimentos rodoviários e outros trabalhos envolvendo aterros, assim como ao impacto ambiental do seu uso.

Grandes progressos têm sido alcançados no domínio da modelação do comportamento dos materiais nas camadas do pavimento apoiados sobretudo por ensaios laboratoriais, dos quais destaca-se o inequívoco desempenho do ensaio triaxial de cargas cíclicas (cargas repetidas) na formulação de leis constitutivas dos solos de fundação e dos materiais granulares evidenciando,

nomeadamente, a não linearidade do comportamento (Paute, 1997; Paute, Lefort e Benaben, 1990; Paute, Hornyh e Benaben, 1994; Dawson et al., 1994; Hornyh et al., 1998; Gomes Correia et al., 1999; Neves, 2001).

Neves (2001), salienta os valiosos contributos para o desenvolvimento e normalização dos métodos de ensaio promovidos pelo Comité Europeu de Normalização (CEN), em harmonização com outros métodos de ensaio já existentes ou, entretanto, criados em vários países, como é o caso das normas inglesas e francesas onde muito contribuíram a Universidade de Nottingham – Inglaterra, e o “Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC)”, Nantes – França.

A necessidade de aferição dos resultados dos ensaios laboratoriais com aqueles que realmente acontecem *in situ*, considerando o efeito de acções do mesmo tipo de carregamento, tem levado ao desenvolvimento da instrumentação e observação de pavimentos experimentais. De facto, pretende-se conhecer melhor o efeito da compactação e das acções provocadas pelo tráfego de obra nas leis constitutivas obtidas por via laboratorial (Gomes Correia et al., 1999; Hornyh et al., 2000).

A construção de leitos de pavimentos envolve normalmente os solos não saturados. Com o decorrer do tempo e pela utilização, os pavimentos sofrem carregamentos cíclicos que causam deformações elásticas e plásticas acumuladas devidas a vários factores, nomeadamente tráfego rodoviário, acção do clima, humidade do solo, entre outros factores. No dimensionamento desses pavimentos, há que considerar a resistência dos solos compactados utilizados sob efeito de cargas cíclicas. A resistência considerada deve ser deduzida a partir do estudo da deformabilidade em ensaios apropriados, que podem ser de campo ou de laboratório.

Na análise da resistência para um bom desempenho dos pavimentos rodo e ferroviários e até aeroportuários, é sempre importante, e mesmo indispensável considerar o meio físico que envolve de modo geral o clima, a sucção, os solos, a geologia, etc.

2.2 O clima

A acção do clima nos leitos de pavimentos é normalmente feita pela infiltração da água da chuva que escorre pelas bermas, principalmente se os pavimentos não forem revestidos, pelos drenos e juntas não seladas. Também em muitos casos, as roturas de drenos urbanos em cidades ou aglomerados populacionais onde estes sistemas têm mau funcionamento, provocam inundações de

leitos dos pavimentos. A garantia das melhores condições de drenagem garante na prática um bom funcionamento do sistema todo. A elevada evaporação característica dos climas quentes, tende a minorar o problema da acção da água, pois rapidamente a água abandona o solo.

A oscilação do nível freático, em função da água da chuva determina a variação da humidade do leito principalmente quando o lençol freático se encontra a pequena profundidade. Os gradientes térmicos podem determinar o movimento da água em forma de vapor, fazendo variar dessa forma a sucção do solo.

Por exemplo, em regiões áridas do Médio Oriente, algumas regiões da África sub-sahariana, etc., observa-se na superfície a migração de sais do solo, ou dos agregados das camadas dos pavimentos. O mecanismo que controla essa migração é a capilaridade ascensional da água e sais dissolvidos. Quando esta água chega à superfície evapora-se, ficando aí depositados os seus sais, nomeadamente cloretos e sulfatos de sódio, cálcio e magnésio que formam manchas nos contornos do revestimento asfáltico ou mesmo da superfície não pavimentada.

Um outro aspecto que afecta a estrutura dos pavimentos é a intemperização dos materiais agregados minerais, betuminosos, betões e misturas cimentadas pela acção da água e do calor que combinadas com os efeitos das acções do tráfego, causam geralmente a desagregação dos materiais, sobretudo em zonas do pavimento menos solicitadas. Estas intemperizações provocam reacções físico-químicas dos agregados e ligantes em contacto com a água, e muitas vezes resultam no aumento da rigidez dessas zonas e consequente rotura frágil, principalmente sob baixas temperaturas. A combinação entre variação da temperatura e humidade, causam sérios problemas aos pavimentos, por exemplo em pavimentos betuminosos, a radiação ultravioleta do Sol causa um contínuo endurecimento do revestimento betuminoso, reduzindo a sua elasticidade e provocando fissuras por onde a humidade penetra e causa a consequente degradação da resistência dos materiais do pavimento.

2.3 Humidade de equilíbrio do leito

A humidade de equilíbrio do leito é o valor médio da gama das variações do teor em água do solo do leito ao longo do ano, após a fase dos primeiros meses de serviço da obra. Para um solo natural, a variação do teor em água depende da pluviosidade e da evapotranspiração. O balanço hídrico anual permite avaliar o excesso ou défice de recarga do lençol freático ou a utilização das reservas

de água do solo. Para solos artificialmente compactados, como é o caso dos leitos dos pavimentos, sobre o terreno natural e coberto pela estrutura do pavimento, espera-se naturalmente que o seu teor em água se modifique e após algum tempo atinja um novo equilíbrio hídrico. Os pavimentos criam alguma dificuldade no processo de trocas de vapor de água entre a superfície e o leito, sendo também uma barreira a infiltração das águas pluviais, e modificam os gradientes térmicos a pequenas profundidades.

Verifica-se que em pavimentos rodoviários bem projectados e construídos com dispositivos de drenagem (superficial e profunda se for necessário) eficientes, a humidade de equilíbrio pode ser considerada como igual a, no máximo, ao teor em água óptimo obtido no ensaio de compactação.

Alguns estudos desenvolvidos no Brasil, onde abundam solos tropicais semelhantes àqueles encontrados em Moçambique, com objectivo de avaliar os métodos de dimensionamento de pavimentos com base nos ensaios CBR de amostras compactadas e embebidas em água durante quatro dias, apresentaram alguns resultados interessantes. Constatou-se que a humidade natural, em amostras recolhidas em sondagens de trechos de 500 e 1000 metros de extensão, era quase sempre inferior à humidade óptima. Os valores do CBR in situ eram geralmente superiores aos obtidos em amostras compactadas em laboratório (Souza et. al., 1977). Quer dizer, os leitos são mais secos e resistentes em zonas tropicais, comparativamente ao que se passa em países temperados.

Uma outra pesquisa sobre laterites pedregulhosas como material de pavimentação (Mrin & Todor, 1975) em três regiões tropicais do mundo - nomeadamente, Sudoeste asiático, Oeste africano e Brasil, entre 1972 e 1975 - trouxe importantes conhecimentos sobre a humidade de equilíbrio do solo. Ficou bem claro que as humidades in situ das camadas de base e sub-base de solos lateríticos são inferiores aos teores em água óptimos de compactação, sendo em 86% no caso de bases avaliadas.

Sobre a previsão do teor em água de equilíbrio, convém referir que na África de Sul foram realizadas extensas pesquisas com solos representativos de praticamente todos os países da África Austral. Este processo culminou com a inclusão de importantes notas sobre o assunto no documento “The SADC Guideline on Low-Volume Sealed Roads”, que representa bem a maior parte da rede rodoviária dos países da região onde Moçambique está incluído. Esse documento nota que para o dimensionamento de pavimentos há duas zonas fundamentais em termos de teor em água que têm relevância muito significativa, nomeadamente a zona de equilíbrio e a zona de

variação sazonal do teor em água. Tendo em consideração estas observações e a Figura 2.1, as principais conclusões dessas pesquisas indicam que:

- Nos pavimentos de estradas com baixo volume de tráfego, as chamadas “LVSR - Low-Volume Sealed Roads” – acima dum profundo nível freático (que cobre mais a rede rodoviária rural na região da SADC), o valor do teor em água de equilíbrio é atingido cerca de dois anos depois da construção, mantendo-se a partir daí praticamente constante;
- Nas zonas de variações sazonais, o teor em água do pavimento não atinge equilíbrio e flutua com a precipitação; geralmente, esta zona é mais húmida do que a zona de equilíbrio na estação chuvosa e mais seca na estação seca;
- A zona de variação sazonal estende-se horizontalmente de 600 mm a 1000 mm a partir do limite da zona estável, e é mais importante para as partes superiores do pavimento;
- Para se reduzir substancialmente a probabilidade da parte imediatamente abaixo do rodado ser influenciada pelas variações sazonais, constatou-se que é necessária uma largura de berma revestida de pelo menos um metro para tráfego inferior a 3×10^6 de ESA (Equivalent Standard Axle) e 1,2 m para tráfego superior a 3×10^6 de ESA.

Pelo exposto acima, pode se concluir que se a extremidade ou berma do pavimento não é convenientemente revestida, um dos rodados dos veículos pode cair na zona onde há influência sazonal, e a resistência dos materiais aí será crítica, principalmente quando estes são muito sensíveis a variações higrométricas (ver esquema da esquerda da Figura 2.1).

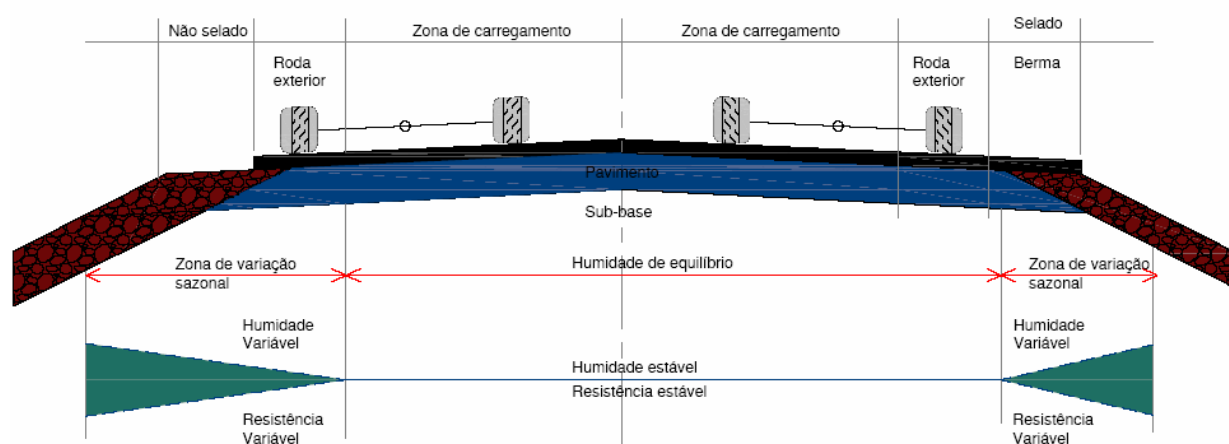


Figura 2.1: Zonas típicas de teores e água numa “LVSR”. Fonte: LVSR-Guideline on Low-Volume Sealed Roads

A Figura 2.2 mostra a influência conjunta de efeitos de tráfego e de factores climáticos na degradação de um pavimento, causando deformações permanentes que mais tarde vão levar à sua ruína.

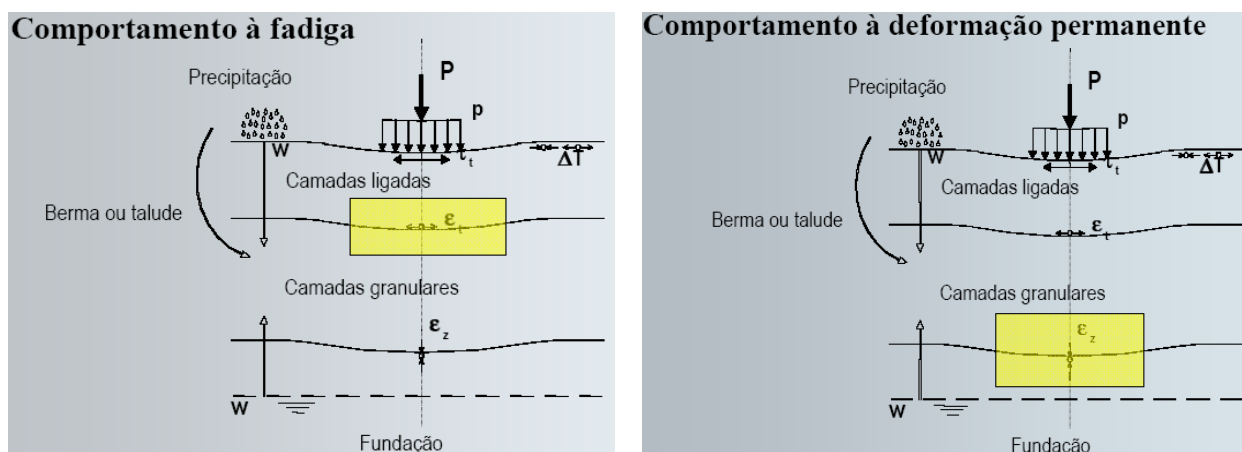


Figura 2.2: Formas de comportamento da estrutura do pavimento sujeita ao tráfego e precipitação (P. Santos, 2005)

2.4 Sucção

A sucção é a pressão neutra negativa (menor que a atmosférica) da água de uma amostra de solo, in situ. Quando uma amostra é extraída, as tensões circundantes que sobre ela actuavam são aliviadas. Como vimos inicialmente, grande parte das construções de engenharia, e concretamente as estradas, são construídas em zonas cujo nível freático é propício à ocorrência deste fenómeno.

Considera-se que a sucção influencia o comportamento dum pavimento se o nível freático se situar a uma profundidade inferior a 10 metros quando se trata de solos argilosos e 3 metros para solos arenosos, situações que são muito frequentes em muitas partes do mundo. A água capilar nos solos depende da história dos processos de subida e rebaixamento do lençol freático. Na zona Sul de Moçambique, vários processos eustáticos ocorreram que ditam hoje muito dos comportamentos do solo em relação à sucção, partindo do princípio que a sua formação é influenciada por esses movimentos eustáticos. Também a relação entre a pressão de sucção e a humidade depende do caminho seguido pelo processo higrométrico, a curva não é a mesma se se tratar de molhagem ou secagem, apresentando normalmente histerese. Essas curvas, também chamadas de curvas características de retenção podem ser obtidas por vários processos em laboratório e são discutidas mais adiante neste capítulo, assim como quando se falar do ensaio de sucção no programa

experimental desta dissertação. Na Figura 2.3, apresenta-se um esquema que mostra a água em equilíbrio acima do nível freático. A força de gravidade é oposta e equilibrada pela tensão superficial da água nos poros e pelas forças coloidais, ou seja forças de sucção.

Normalmente a sucção medida em laboratório é ligeiramente inferior à medida in situ devido ao alívio das pressões de confinamento na colheita e eventual expansão estrutural do solo, mesmo que a humidade não varie com aumento da sucção que se opõe a expansão.

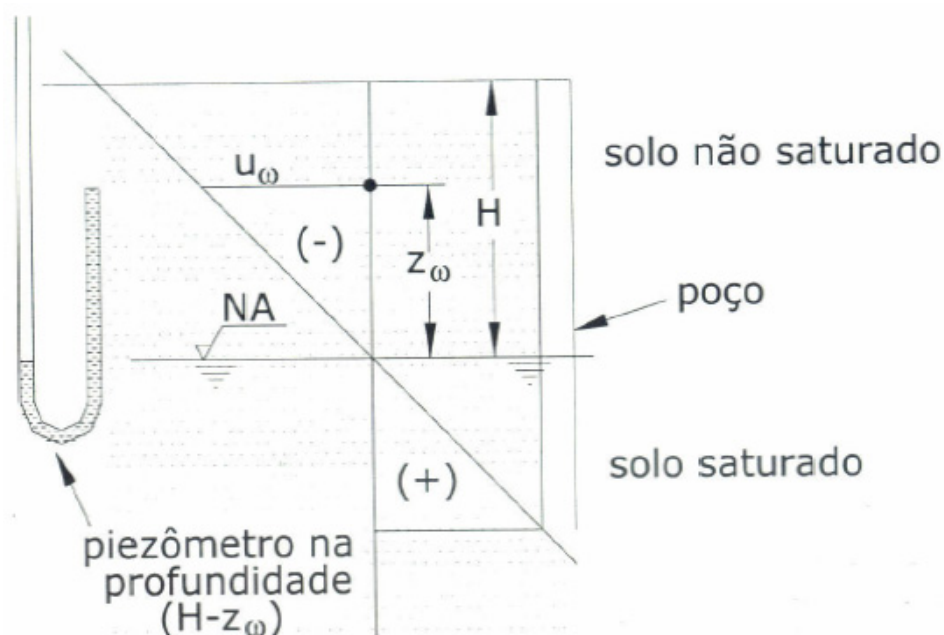


Figura 2.3: Pressão da água (u_w) no perfil do terreno.

2.5 Temperatura

As variações térmicas diárias e sazonais produzem uma variação na rigidez dos pavimentos, principalmente os revestidos. Assim, a maior ou menor deformabilidade de um pavimento é condicionada também pelas variações térmicas do ar e das condições meteorológicas de um modo geral. É por isso que no caso dos pavimentos rígidos, incluem-se sempre juntas de dilatação que evitam danos devido a variações de volume, expansão e retracção do betão.

2.6 Solos de Moçambique usados em Suporte de Pavimentação

Em Moçambique, devido a sua grande extensão utilizam-se variedades de solos para a pavimentação, sendo os mais comuns na região Sul, *os solos residuais* designados comumente por “saibros” que se apresentam sob graus de alteração diferentes; *os solos lateríticos* provenientes dos processos associados ao intemperismo de diferentes naturezas com maior destaque para os predominantes nos ambientes tropicais húmidos; *os cascalhos lateríticos* predominantes nas zonas interiores da província Maputo, principalmente na região de Moamba, dos Pequenos Libombos, Namaacha e toda zona Sul de Maputo, em certos casos estes solos substituem as britas; as *areias aluvionares* que abundam em praticamente todo o país especialmente em zonas costeiras e à beira das marginais e de bacias sedimentares. Há também uso generalizado de riolitos nas bases e sub-bases dos pavimentos, assim como em camadas de desgaste de estradas pavimentadas.

Sendo um país rico em formações montanhosas, há um grande aproveitamento de vários materiais provenientes das pedreiras, não sendo, por isso, estudadas alternativas substanciais de materiais para bases e sub-bases. Há sim, uma prática muito corrente de estabilização dos solos para pavimentos principalmente com cimento, dando origem ao bem conhecido solo-cimento e que tem demonstrado ao longo dos anos ser um material com bom comportamento mecânico para aquelas zonas. Actualmente vários estudos estão sendo desenvolvidos pela Administração Nacional de Estradas em colaboração com outros organismos, nomeadamente sul-africanos e norte americanos com vista a exploração das potencialidades de produtos ligantes, como a cal e cimento, para utilização em obras rodoviárias no país. Aliás, há registos de troços de estradas construídos com solo-cimento que tiveram um tempo de vida útil bastante grande com desempenho assinalável. As técnicas de estabilização correntes, normalmente baseiam-se em mistura dos materiais in situ, como se pode ver pela Figura 2.4.



Figura 2.4: Exemplo de estabilização in situ com cimento num troço de estrada

2.7 Análise Estrutural de Pavimentos Rodoviários

Durante várias décadas, em vários países do mundo, os métodos de dimensionamento usualmente empregues caracterizavam-se por focalizar, basicamente, a capacidade de suporte dos pavimentos em termos de rotura plástica sob carregamento estático, traduzida pelo valor do CBR sem consideração explícita da resiliência. No entanto, observou-se que boa parte dos pavimentos dimensionados por esse processo apresentavam uma deterioração prematura, que era atribuída à fadiga dos materiais gerada pela contínua solicitação dinâmica do tráfego actuante. Esta realidade acabou por dar força à introdução de estudos da deformabilidade no campo da resiliência (a resiliência é energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é restituída quando as tensões causadoras da deformação cessam, ou seja, é a energia potencial de deformação) de materiais para pavimentos, permitindo, assim avaliar-se comportamentos estruturais até então não explicáveis pelos procedimentos clássicos e efectuar-se uma abordagem mais realista desta problemática no meio tropical e não só. Ficou bem claro que um projecto racional de pavimento deve considerar não só o CBR do leito e das camadas granulares, mas também suas características elásticas ou resilientes.

O conceito de tensão-deformação passou a ser aplicado com maior intensidade na determinação dos parâmetros geotécnicos e a teoria da elasticidade teve um papel fundamental neste desenvolvimento. A análise de tensões e deformações de estruturas de pavimentos como sistemas de múltiplas camadas e a aplicação da teoria da elasticidade e do método dos elementos finitos deram luz à consideração racional das deformações resilientes no dimensionamento de pavimentos, sobretudo a partir da década de 60, tendo crescido desde então em importância a obtenção dos parâmetros elásticos ou resilientes dos solos e de materiais utilizados em pavimentos. Destacam-se os estudos teórico-experimentais de pavimentos flexíveis realizados nos Estados Unidos pelos engenheiros do exército americano nos quais aplicavam três princípios da teoria de Boussinesq, nomeadamente:

- a) extrapolação das curvas empíricas de dimensionamento de pavimentos flexíveis do Departamento de Estradas da Califórnia com base no CBR para cargas de aviões, desenvolvida na década de 40 que utilizava a tensão de corte segundo a teoria de elasticidade para uma carga circular aplicada sobre uma área circular na superfície de um meio semi-infinito elástico, homogéneo e isotrópico e de comportamento linearmente elástico (onde é válida a lei de Hooke), sendo negligenciada a variação de volume do solo sob

aplicação da carga, veja-se Figura 2.5. Nesta teoria, a tensão de corte no eixo de simetria da área circular carregada (onde as tensões normais vertical e radial são tensões principais) determina-se pela expressão:

$$\frac{1}{2}(\sigma_{\theta} - \sigma_v) = \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_v) = q \left\{ \frac{(1-2\nu)}{4} + \frac{(1+2\nu)}{2\sqrt{z^2 + r^2}} - \frac{3z^3}{4(z^2 + r^2)^{3/2}} \right\} \quad (2.1)$$

$\sigma_{\theta} = \sigma_x$ - tensão radial

σ_v - tensão vertical

ν - coeficiente de Poisson

z - profundidade

r - raio do círculo

q - carga actuante;

- b) cálculo da carga de roda equivalente a um conjunto de rodas, por exemplo de rodas duplas de aviões;
- c) expressão matemática das curvas de dimensionamento baseadas no CBR do leito do pavimento (Carim, 1973).

Com base nestes pressupostos, e seguindo o procedimento a) de extrapolação, o dimensionamento consistia em determinar os efeitos da acção de uma carga Q de valor constante a diferentes profundidades z , que equivalem às espessuras do pavimento.

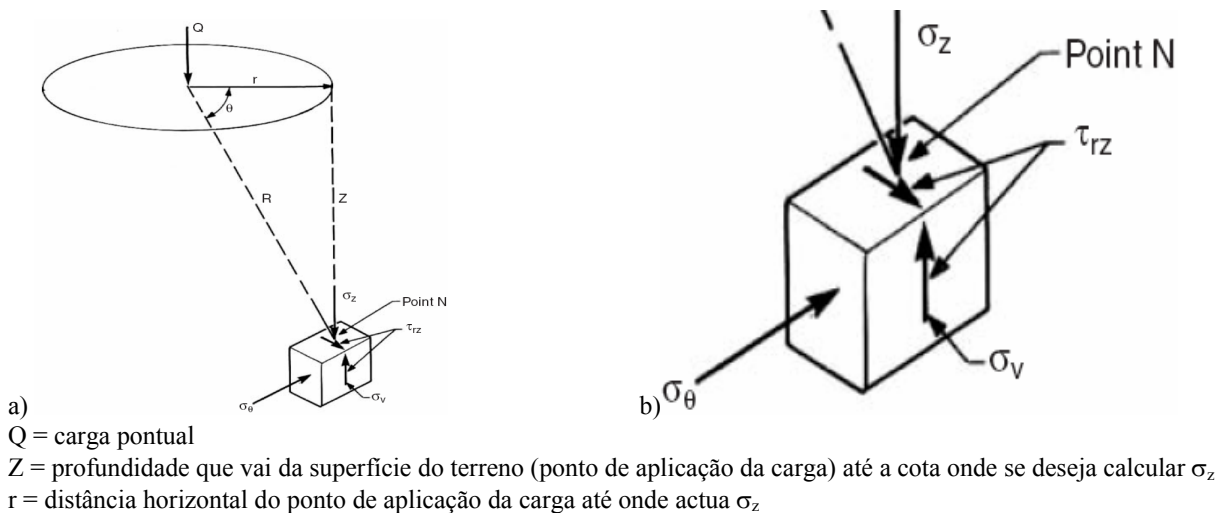


Figura 2.5 – a) Carga concentrada aplicada na superfície do terreno – Solução de Boussinesq
 Adaptado de Boussinesq (1855)

A curva empírica de dimensionamento pelo CBR para rodas que produzem a carga Q fornece as espessuras necessárias sobre solos do leito de diferentes valores de CBR. Pela teoria da elasticidade, pode-se determinar as tensões máximas vertical e de corte correspondentes a cada profundidade ($\sigma_{v,max}$ e τ_{max}) e associar numa curva esses valores com os correspondentes de CBR. Assim consegue-se garantir que o valor máximo da tensão de corte instalada para dada espessura não ultrapassa a tensão indicada pelos valores experimentais obtidos em troços experimentais de pavimentos norte americanos (é o que indica a Figura 2.6). Os ensaios posteriormente realizados permitiram ajustar melhor as curvas de dimensionamento.

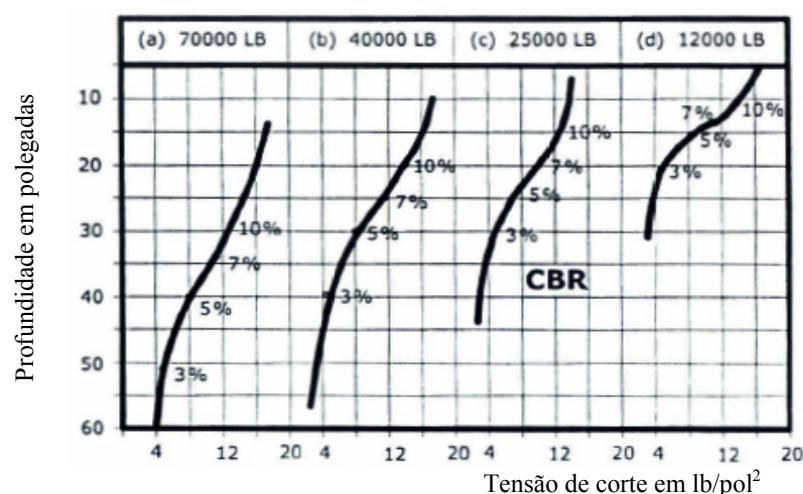


Figura 2.6: Extrapolação da correlação empírica da espessura (profundidade) necessária vs CBR, com apoio nas curvas teóricas de tensão de corte vs profundidade, segundo Boussinesq (Medina e Motta, 2005)

O conhecimento e exploração destas teorias da elasticidade e metodologias de dimensionamento, resultaram na possibilidade de analisar e prever estados de tensão-deformação de estruturas de pavimentos através de programas computacionais, partindo-se de propriedades dinâmicas expressáveis em termos de valores de módulo resiliente determinadas em ensaios triaxiais de cargas cíclicas. Estes ensaios foram desenvolvidos pela primeira vez em laboratório por investigadores americanos na década de 50, conduzidos pelo Professor H. Bolton Seed na Universidade da Califórnia para estudo de leitos de pavimentos, tendo adoptado para tal um equipamento pneumático existente para o estudo da deformabilidade do leito da pista experimental da AASHO. Estes conhecimentos sobre ensaios laboratoriais com cargas cíclicas para estudo da deformabilidade dos solos de diferentes estruturas de pavimento estão reportados em Seed & Fead (1959). Hoje em dia esses ensaios são feitos com equipamentos bastante sofisticados e aplicando

neles instrumentação de alta precisão. O módulo de deformabilidade resiliente é determinado pela seguinte expressão:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_a} \quad (2.2)$$

onde:

M_R é módulo de deformabilidade resiliente;

σ_d é a tensão de desvio aplicada ciclicamente ($\sigma_v - \sigma_h$ num ensaio triaxial clássico);

ε_a é deformação específica axial resiliente correspondente a um número particular de repetições da tensão de desvio (ciclos).

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (2.3)$$

onde:

Δh é o deslocamento axial máximo e h_0 é a altura inicial de referência do provete cilíndrico.

Nota-se que no ensaio, em cada aplicação de tensão de desvio, surgem deformações elásticas e uma pequena parcela de carácter plástico ou permanente que não entra no cálculo do módulo resiliente.

Estudos sobre o assunto indicam que em função das diferentes características granulométricas, os solos tendem a apresentar comportamento mecânico (resposta às cargas aplicadas) variado. Assim, os solos granulares teriam resistência à penetração, ou seja, resistência ao corte elevada, devido ao atrito intergranular e ao imbricamento mais íntimo de partículas. Ao mesmo tempo, a sua rigidez elástica tende a ser baixa, pois as partículas têm liberdade suficiente para rolares umas sobre as outras, devido à baixa coesão e pequena influência das forças de campo em relação aos pesos das partículas. Já nos solos finos coesivos, a resistência à penetração tende a ser baixa, pois as partículas são plaquetas com baixo grau de imbricamento, e sua deformabilidade elástica tende a ser elevada, devido aos campos electromagnéticos existentes entre as partículas, os quais se opõem aos seus deslocamentos relativos, tendo importância devido ao pequeno peso das partículas.

Considerando esses aspectos, pode-se esperar que a relação M_R/CBR para os solos finos coesivos seja mais elevada que no caso dos solos granulares, uma vez que o módulo de resiliência mede a deformabilidade elástica do solo, enquanto o CBR se relaciona com a resistência do solo saturado.

Uma outra questão é relativa à variação do módulo de resiliência com o estado de tensões. Os campos electromagnéticos entre as partículas dos solos finos coesivos são vencidos por

deformações de corte. Assim, o módulo desses solos deve variar com a tensão de desvio, σ_d . Da mesma forma, com o aumento das deformações volumétricas, aumenta o atrito entre as partículas nos solos granulares, explicando o aumento do M_R com σ_3 , enquanto que nos solos lateríticos, a cimentação das partículas produzida pela laterização tem o efeito de reduzir a dependência de M_R com o estado de tensões. Ao mesmo tempo, o próprio valor do módulo tende a aumentar, juntamente com a resistência. Dessa forma, se o M_R aumentar bem mais que o CBR, a relação M_R/CBR aumentará.

Com estas observações, depreende-se que a relação M_R/CBR pode ser um parâmetro indicador da natureza dos solos bem melhor que o valor de M_R ou do CBR isoladamente, sendo ainda capaz de diferenciar grupos ou tipos de solos em apreço.

Investigando os parâmetros que afectariam a relação M_R/CBR foi possível identificar três regiões distintas com características mostradas na Figura 2.7. Estes grupos foram designados pelas letras:

G – solos de comportamento granular (grupo A);

I – solos de comportamento intermediário (grupo B);

C – solos de comportamento coesivo (grupo C).

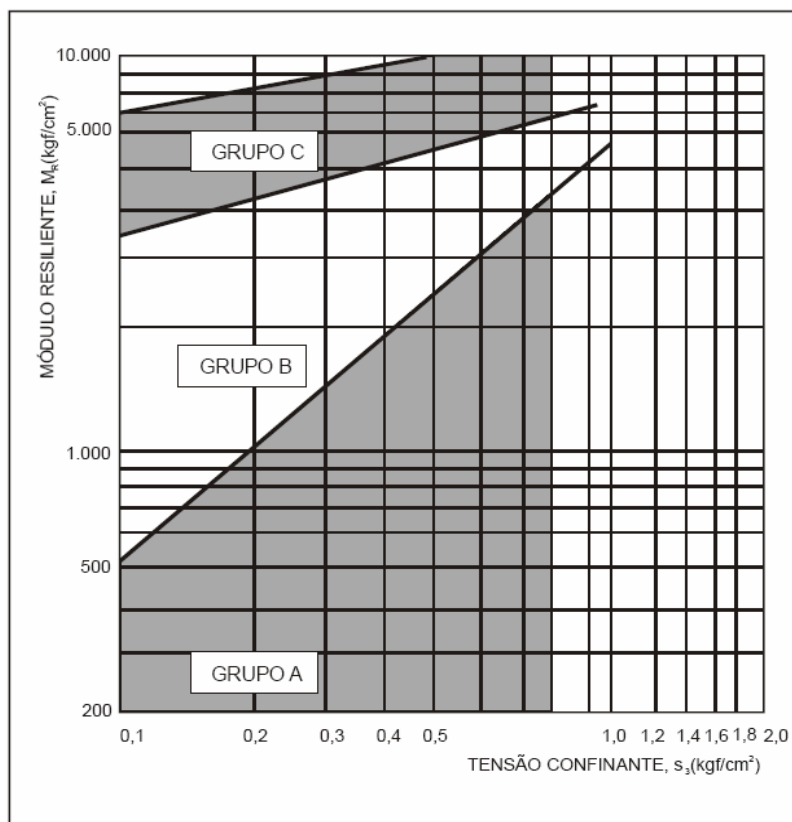


Figura 2.7: Classificação Resiliente de Solos Granulares (Nogami e Villibor, 1981)

A relação M_R/CBR média de todos os solos analisados é de 100, que coincide com a relação de Heukelom & Klomp (1962), cuja correlação é:

$$E \text{ (ou } M_R) = 10,4 (CBR)^{2,5} \quad (2.4)$$

Obtendo-se E em MPa , e o coeficiente variando entre 5,2 a 20,7. Importa lembrar que a penetração CBR impõe ao solo elevadas deformações plásticas, enquanto que o módulo resiliente determina-se para níveis de deformações muito menores após vários ciclos de carregamentos e descarregamentos.

Nesta dissertação, o estudo da deformabilidade no domínio elástico baseia-se na semelhança de comportamento que se pode estabelecer entre os ensaios triaxiais de cargas cíclicas nos quais se determina um módulo resiliente, e o ensaio triaxial cíclico, no qual se determina um módulo de deformabilidade elástico, ou a muito pequenas deformações. Sabendo que os solos e britas não são materiais elástico-lineares, não se pode aplicar indiscriminadamente a Lei de Hooke generalizada, pois os módulos resilientes dependem do estado de tensões actuante decorrentes do peso próprio e das cargas dos veículos. Procura-se então determinar experimentalmente o M_R que é função da tensão de confinamento e de desvio, sendo que esta última é variável no decurso do ensaio. Do ponto de vista microscópico, a deformação resiliente pode ser vista como sendo a deformação elástica das partículas do solo e dos aglomerados de partículas. O módulo resiliente, tal como o de deformabilidade, é afectado por vários factores, nomeadamente a natureza do solo (constituição mineralógica, textura, plasticidade da fracção fina), teor em água, peso específico, estado de tensão, para além das próprias características do ensaio (frequência e tempo de carregamento). Tal como acontece para os módulos de deformabilidade determinados nesta dissertação, os módulos resilientes podem ser determinados, para cada solo, por uma expressão que será em função do estado de tensões aplicado durante os ensaios e representado por modelos matemáticos com constantes experimentais determinadas no decurso dos mesmos. Por exemplo, a expressão:

$$M_R = k_1 \times (\sigma_d)^{k_2} \quad 2.5$$

é um paradigma dessa dependência de M_R , sendo comparável com a expressão de determinação de módulos de deformabilidade em ensaios triaxiais estáticos e cíclicos. k_1 e k_2 são constantes determinadas por via experimental, semelhantes às constantes K e n do modelo de Janbu (1963), e que tem a forma genérica:

$$E = k \times (\sigma)^n \quad 2.6$$

O método de dimensionamento mais conhecido é o da AASHTO, cuja primeira versão data de 1962, seguindo-se uma de 1972, sempre com carácter de “Guias Provisórios”, até ao lançamento do “AASHTO Guide” em 1983, com carácter não provisório que estabeleceu padrões válidos para todo o território norte-americano, para projectos de pavimentos flexíveis e rígidos, novos e reforçados de rodovias principais e de baixo volume de tráfego. Mais tarde, em 2002, foi lançado um método de dimensionamento mecanicista ou teórico-experimental. O módulo resiliente é o recomendado pela AASHTO para a avaliação estrutural das camadas e do leito dos pavimentos flexíveis, desde 1986. No caso de pavimentos rígidos, usa-se o módulo de reacção, mas a sub-base e leito continuam a ser avaliados pela resiliência. As variações sazonais, ou mensais do módulo de resiliência, para se obter um valor anual, são calculadas a partir de ensaios para determinação dos módulos de resiliência das camadas de apoio da placa em diferentes épocas. Neste método, considera-se explicitamente a drenagem e o efeito da erodibilidade da sub-base.

O conceito de segurança introduzido no manual da AASHTO (1986) é específico de diferentes níveis de importância da obra, sua localização em zona urbana ou rural, pondo de lado a presunção de que o dimensionamento é um processo determinístico. A tendência mundial é para o estabelecimento de métodos mecanicistas tanto para pavimentos flexíveis, como para rígidos, novos ou reabilitados. Este método usa o conceito de tensão-deformação e estabelece os mecanismos de fadiga e deformabilidade, sendo os parâmetros do modelo determinados experimentalmente por via de ensaios laboratoriais e de campo. O grande empirismo desta metodologia depende da avaliação correcta da acção do tráfego (Medina e Motta, 2005). Apesar de esta metodologia não ser muito recente, somente nos últimos anos tem sido mais difundida devido ao elevado poder dos meios de cálculo computacionais e experimentais hoje disponíveis em vários laboratórios de análise de pavimentos. Muitos países têm adoptado esta metodologia e bases do manual da AASHTO, com as adaptações das condições locais, como se viu, por exemplo, com o caso da SADC (Southern African Development Community).

Estes estudos de materiais no domínio elástico, tiveram significativos avanços que proporcionam hoje em dia, projectos bem formulados, não obstante existirem ainda muitos conhecimentos por adquirir, de maneira a melhorar ainda mais o desempenho das estradas e rentabilizar os investimentos feitos.

Resumindo de forma muito sucinta, podemos sistematizar a evolução dos processos de dimensionamento de pavimentos desde os primeiros estudos dignos de registo até hoje, da seguinte maneira:

- **Até ao início da 2ª Guerra Mundial**
 - ❖ Catálogo de estruturas (procedimentos) baseado na observação (ensaios rodoviários em Illinois, EUA)
- **2ª guerra Mundial**
 - ❖ Método de CBR;
 - ❖ Aproximação de Burmister (duas camadas), Odemark (assentamento à superfície) e Acum e Fox (três camadas)
- **Meados dos anos 50**
 - ❖ Método do Ensaio AASHO (utilização de resultados experimentais)
- **Anos 60**
 - ❖ Primeiras aproximações analíticas limitadas pelas possibilidades de cálculo
- **Anos 70**
 - ❖ Road Note 29 e Asphalt Institute (ainda baseados na observação de comportamento)
 - ❖ Primeiros trabalhos de caracterização mecânica (CRR, Shell)
 - ❖ Manual da Shell (1977)
- **Anos 80**
 - ❖ Métodos Empírico-Mecanicistas já apoiados por software poderoso para a época: Shell (BISAR, BANDS); Asphalt Institute (DAMA); Nottingham (ANPAD); ESSO (MOEBIUS), entre outros;
 - ❖ Validação das aproximações com as observações de comportamento
- **Anos 90 até a actualidade**
 - ❖ Tentativas de melhor se explicar o comportamento (visco-elástico nas camadas de betão, não-linear para materiais não aglutinados), recorrendo a métodos numéricos para a resolução de abordagens não elásticas-lineares.

Com os estudos desenvolvidos, pretende-se no fim uma estrutura funcional, confortável e económica. Para isso, a organização dum dimensionamento de pavimento envolve:

- Definição das acções;
- Adopção de uma estrutura;
- Comparação do estado de deformação resultante com o que os materiais suportam;
- Ajustamento da estrutura ou dos materiais;
- Estrutura final.

O fluxograma básico do processo de dimensionamento é apresentado na Figura 2.8:

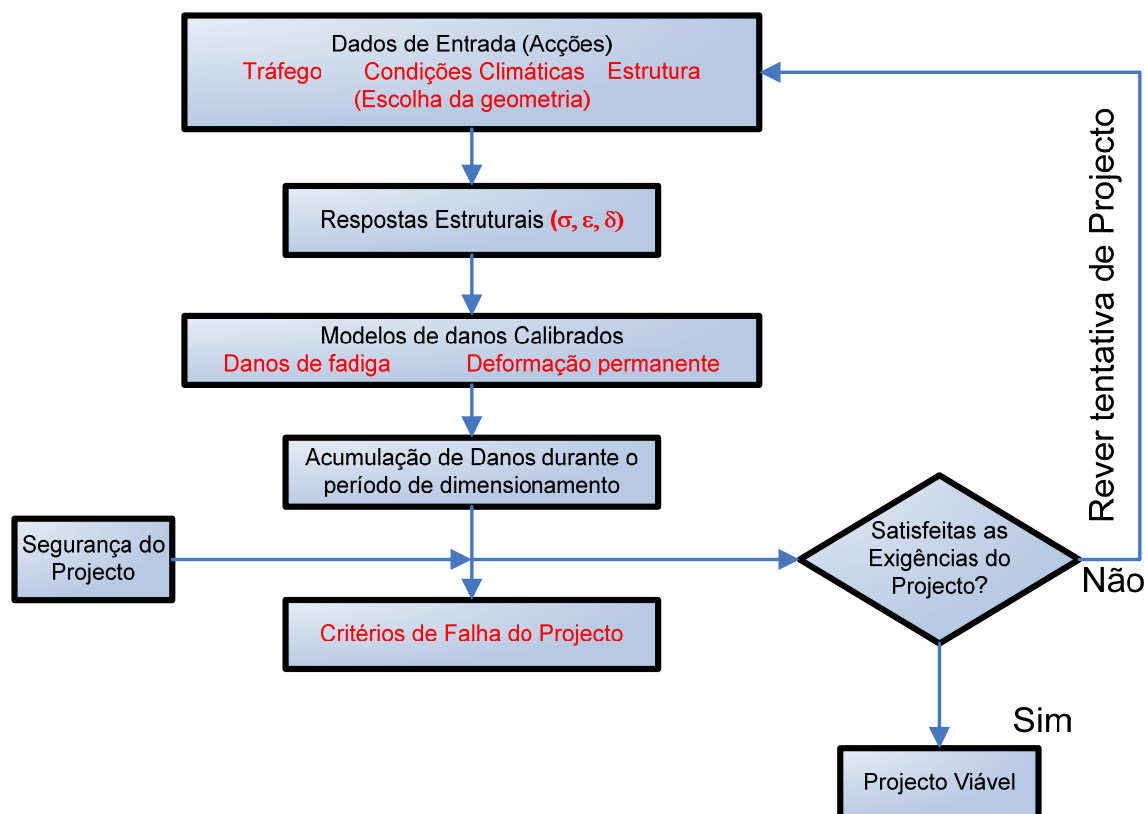


Figura 2.8: Fluxograma básico para o dimensionamento pelo sistema da AASHTO (adaptado de Medina e Motta, 2005)

Ainda sobre esta matéria, convém referir que oficialmente os métodos de dimensionamento hoje utilizados em Moçambique baseiam-se nas normas portuguesas, mas com o decorrer do tempo já

são aplicadas outras normas como por exemplo as em vigor desde há alguns anos na SADC. Essas normas em vigor na SADC baseiam-se essencialmente em Métodos Empírico-Mecanicistas e Métodos Empíricos.

2.7.1 Métodos Mecanicistas

Derivados de estudos laboratoriais do comportamento mecânico do pavimento no qual os materiais são aplicados de modo a medir as tensões e deformações. A teoria que melhor se ajustar ao cálculo das tensões e deformações do pavimento observado é então usada para o dimensionamento em conjunto com os factores de calibração que relatam a resposta mecânica obtida em laboratório para o real comportamento do pavimento. Este método exige um conjunto muito grande de dados experimentais dos materiais antes de ser utilizado. Segundo o “LVSR (Low-Volume Sealed Roads) Guideline”, este método é muito usado na simulação da deterioração ambiental, não sendo por isso bem ajustado para as “LVRSS”.

O método Sul-africano de dimensionamento mecanicista (SAMDM – South African Mechanistic Design Method), baseado no modelo de análise linear, e o método de dimensionamento elasto-plástico (S-N Method – Strutural Number Method) baseado em modelo de análise não linear, são exemplos de métodos usados na região Austral para dimensionar pavimentos.

2.7.2 Métodos Empíricos

Derivados de estudos empíricos de desempenho de pavimentos em que se obtiveram práticas de sucessos. Estes métodos parecem ser satisfatórios sob ponto de vista dos materiais, ambiental e condições de carga similares às utilizadas nos pavimentos que deram origem aos valores empíricos originais de onde eles foram baseados. A extensão destes métodos empíricos para diferentes cargas, materiais e condições ambientais só pode ser válida levando a cabo uma campanha em grande escala e muito dispendiosa de ensaios em pavimentos, que levariam inclusive muito tempo. Assim, os métodos apropriados para o dimensionamento de pavimentos e em particular da sua estrutura devem ser aqueles que tenham bases teóricas e experimentais bem fundamentadas do comportamento estrutural e dos materiais ao longo do tempo.

Métodos empíricos têm sido usados na preparação de numerosos e simplificados catálogos de estruturas de dimensionamento na região da SADC, tais como os muito usados TRL ORN 31 (1993), “TRL ORN – Transport Research Laboratory Overseas Road Note 31” e “DCP Design Catalogue” que se apresentam no Quadro 2.1.

Quadro 2.1: Métodos de dimensionamento apropriados para uso na região da SADC

Métodos Empírico-Mecanicistas	Métodos Empíricos
S-N Method (1993) TRH4 (1996)	DCP Method (1984) SATCC Pavement Design Guide (1997) TRL ORN 31 (1993) TRL/SADC Pavement Design Guide (1999)

Com o conhecimento destes conceitos de desenvolvimentos tecnológicos e métodos de dimensionamento, percebe-se logo que a modelação numérica com base em ferramentas de cálculo bem poderosas, é a solução a seguir, com vista a estabelecer para cada situação meios relativamente simples e eficazes para determinar as características mecânicas dos solos e o modo do seu comportamento ajustados a esses modelos. Desenvolveram-se vários estudos, concretamente no domínio dos solos não saturados para sistematizar modelos de previsão de resistência ao corte desses solos, com vista a sua utilização em projecto geotécnico.

2.8 Resistência ao Corte de Solos não Saturados

2.8.1 Considerações iniciais

O processo do desenvolvimento da mecânica dos solos tradicional desencadeou-se através do estudo do comportamento dos solos saturados. Isto pode-se explicar pelo facto deste tipo de solos ser predominantemente encontrado em países mais desenvolvidos com climas temperados, onde se deram os primeiros passos do estudo desta matéria. É também compreensível que os primeiros estudos fossem realizados num sistema mais fácil de se compreender, pois trata-se de um sistema com duas fases (fase sólida e líquida) no qual a resistência ao corte do solo é expressa em função da tensão efectiva (σ'), definida por Terzaghi (1936) como:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.7)$$

sendo:

σ a tensão normal total;

u_w a pressão da água nos poros dos vazios dos solos.

Em regiões de clima árido e semi-árido, assim como em regiões de clima tropical com longos períodos de estiagem, tal como em Moçambique, a ocorrência de solos não saturados é muito frequente. Em geral as obras de construção civil envolvem solos não saturados, justificando por isso o estudo deste tipo de solos, atendendo ainda ao facto do país estar apostado num desenvolvimento que é muito impulsionado pelo crescimento de zonas rurais onde se realiza grande parte da produção agrícola. Estes locais são na sua maioria de difícil acesso ou mesmo inacessíveis, onde só se pode chegar com a reabilitação e construção de novas estradas de acesso. Este estudo permitirá uma melhor compreensão do comportamento mecânico e hidráulico desses solos, já que a aplicação directa da mecânica dos solos tradicional (solos saturados) para os solos não saturados não apresenta resultados totalmente satisfatórios.

Os solos não saturados são um sistema de quatro fases: fase sólida (partículas minerais), fase gasosa (ar), fase líquida (geralmente água) e uma quarta fase independente proposta por Fredlund e Morgenstern (1977) conhecida como membrana contráctil, que representa a interface ar-água.

Assim, pode-se analisar o solo não saturado, do ponto de vista da aplicação de gradientes de tensão, como uma mistura de duas fases distintas: as que entram em equilíbrio (partículas minerais e membrana contráctil) e as que se apresentam como fluido (ar e água). Do ponto de vista das relações peso-volume, pode-se considerar um sistema de três fases, desde que não se considere o volume da membrana contráctil (muito pequeno), sendo o seu peso incluído no peso da água.

Considerando a existência de ar dissolvido na água intersticial ou de bolhas oclusas no solo, do ponto de vista de resistência ao corte, o solo comporta-se como se estivesse totalmente saturado, ou seja, como um sistema de duas fases.

A curva de retenção ou de sucção de água tem sido utilizada na determinação de algumas propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos não saturados. A variação na forma destas curvas implica directamente na variação dessas propriedades, daí a necessidade do seu conhecimento.

2.8.2 A Sucção

2.8.2.1 Breve história sobre desenvolvimento deste conceito

A sucção é um dos parâmetros mais importantes que deve ser estudado para a boa compreensão do comportamento dos solos não saturados, sendo que a resistência ou deformabilidade destes dependem, dentre outros factores, da pressão negativa da água intersticial. Pode-se definir sucção como sendo a quantidade energética que avalia a capacidade do solo de reter água. Quando a água livre migra dentro de um solo não saturado, esta é retida ou adsorvida nele, sendo necessário para desprendê-la a aplicação de uma força externa. A energia aplicada por unidade de volume de água é a sucção (Lee e Wray, 1995).

De acordo com Marinho (1997), os primeiros estudos sobre a sucção dos solos tiveram início no século XIX. Em 1906, Livingston, com o objectivo de estudar as plantas do deserto, desenvolveu uma forma de se determinar a sucção dos solos aí existentes utilizando o princípio osmótico na determinação da capacidade do solo absorver água. No ano seguinte, Buckingham apresentou curvas relacionando sucção com teor em humidade. No ano de 1916, Shull desenvolveu o primeiro método de medição de sucção através da determinação indirecta, com a utilização de sementes de plantas que absorviam a água do solo. Este método foi depois seguido por Gardner em 1937, dando origem ao método do papel filtro. No campo da Mecânica dos Solos, foi Terzaghy em 1925 o primeiro a abordar sobre a capacidade dos solos argilosos apresentarem elevados valores de sucção.

Posteriormente, os conceitos de sucção passaram a ser mais abordados pelo *Road Research Laboratory* na Inglaterra na década de 50, com objectivo da sua utilização na engenharia rodoviária (Croney *et al.*, 1952). Estes conceitos foram amplamente discutidos durante o seminário “*Pore-Pressure and Suction in Soils*” realizado em Londres no ano de 1960 no qual se formularam os primeiros conceitos sobre tensão efectiva em solos não saturados (Lins, 1991).

2.8.2.2 Variáveis de Tensão para Solos não Saturados

Algumas das primeiras tentativas de explicar o comportamento mecânico de solos não saturados foram apresentadas por Bishop em 1959, que abordava esse comportamento em relação à

resistência ao corte e Blight em 1965 que fazia a abordagem em relação à compressibilidade. A preocupação desses autores era definir uma equação para uma única variável de tensões, que seria a tensão efectiva em solos não saturados.

Deste modo, seria possível a modelação numérica do comportamento mecânico de solos não saturados de forma semelhante àquela feita para solos saturados. A equação proposta é conhecida como equação de Bishop:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.8)$$

onde:

χ é um parâmetro constitutivo assumido como função da saturação do solo;

σ é a tensão normal total em qualquer direcção;

u_a é a pressão de ar nos poros;

u_w é a pressão de água nos poros (pressão neutra).

Jennings & Burland (1962) e Burland (1965) demonstraram que a equação de tensões efectivas proposta por Bishop não tinha uma completa aplicação, pois no caso de solos colapsíveis, por exemplo, essa equação não simula bem a modelação da resistência ao corte nem a variação de volume. Os autores enfatizaram a importância de separar duas variáveis de tensões: por um lado, o excesso de tensões totais do solo em relação à pressão de ar nos poros, aqui designada simplesmente de tensões totais líquidas ($\sigma - u_a$), e por outro lado, o excesso de pressão de ar nos poros do solo em relação à pressão de água, ou seja, a sucção matricial ($u_a - u_w$).

Coleman (1962), de forma semelhante, propôs o uso das variáveis ($\sigma_1 - u_a$), ($\sigma_3 - u_a$) e ($u_a - u_w$) para representar as tensões axial, de confinamento e a poro pressão, respectivamente, em ensaios de compressão triaxial. Além disso, Blight (1967), reconhecendo os problemas em relação à expressão de Bishop, apontou dificuldades de obtenção do parâmetro χ , principalmente devido às diferentes formas como poderiam ser interpretados os resultados dos ensaios realizados para sua determinação.

Tendo como base o facto de que para conhecer o estado de um solo não saturado é necessário conhecer o índice de vazios e , e o teor em água w (ou o grau de saturação S) e reconhecendo a necessidade de utilização de duas variáveis de tensão, Mathias & Radhakrishna (1968) introduziram o conceito de superfícies de estado. Estes autores estabeleceram que o estado de um solo não saturado é completamente descrito por duas superfícies a saber:

- a) superfície que representa a variação do índice de vazios com as variáveis de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$;
- b) superfície que representa a variação do grau de saturação com as variáveis de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$.

Os autores sublinharam também as restrições que a abordagem por superfícies de estado podem ter, no caso de solos que apresentam histerese, limitando a unicidade das superfícies de estado a trajetórias de tensão com grau de saturação não decrescente e a casos em que o solo não apresenta expansão.

2.8.2.3 Componentes da Sucção

A sucção pode ser separada em duas componentes nomeadamente, a matricial (devida à matriz do solo, ou seja, estrutura e composição de partículas) e a osmótica (concentração química da água do solo). A soma das duas componentes é chamada de sucção total.

Uma das definições existentes sobre sucção total, matricial e osmótica é a de Aitchison (1964): Sucção total ou energia livre da água no solo é a sucção equivalente, determinada a partir da medida da pressão parcial do vapor de água equilibrada com a água do solo, relacionada à pressão parcial do vapor de água em equilíbrio com a água pura livre, ou seja, a energia livre da água do solo.

A componente matricial ou capilar da energia livre é a sucção equivalente, determinada a partir da medida da pressão parcial do vapor de água equilibrada com a água do solo, relacionada à pressão parcial do vapor de água com a solução de composição idêntica a água do solo, ou seja, a pressão negativa formada na água do solo pela capilaridade e forças de adsorção. Neste trabalho, a sucção matricial é simbolizada por u_s .

A componente osmótica ou soluto da energia livre é a sucção equivalente, determinada a partir da medida da pressão parcial do vapor de água equilibrada com uma solução de composição idêntica a água do solo, relacionada à pressão parcial do vapor de água em equilíbrio com a água pura livre. Na Figura 2.9 representa-se fisicamente os conceitos das componentes da sucção. Nota-se na figura que, a sucção total é a diferença de pressão através de uma membrana semipermeável que separa a água pura do solo húmido. A sucção matricial é a diferença de pressão através de uma

membrana permeável que separa o solo húmido da água intersticial sem solo. Enquanto que, a sucção osmótica é a diferença entre a sucção total e a matricial.

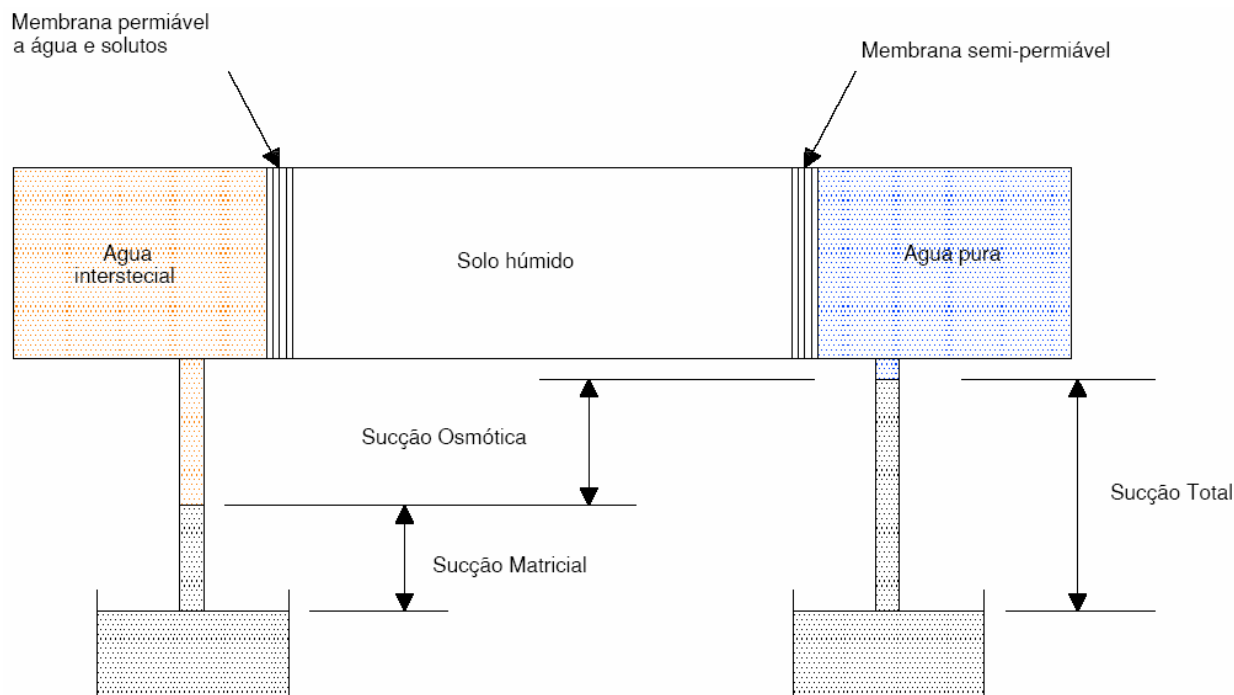


Figura 2.9: Ilustração dos Conceitos das Componentes da Sucção (Marinho, 1997)

2.8.3 A Curva de Sucção ou Retenção

2.8.3.1 Alguns aspectos relevantes para definição da curva característica de retenção

A curva característica de sucção ou retenção é a relação gráfica entre a quantidade de água e a sucção do solo. Em agronomia e em alguns ramos da mecânica dos solos, como é o nosso caso, para solos não saturados, utiliza-se o conceito de humidade volumétrica (θ_w), definida como a relação entre o volume de água e o volume total de solo e é expressa pela equação:

$$\theta_w = \frac{V_w}{V_t} = \frac{S \cdot e}{1 + e} = S \cdot n \quad (2.9)$$

A quantidade de água pode ser representada pelo teor em água gravimétrico w , humidade volumétrica θ_w ou pelo grau de saturação S . Os valores de S , θ_w e w estão relacionados entre si pelas seguintes equações:

$$\theta_w = \frac{S \cdot e}{1 + e} = S \cdot n \quad (2.10)$$

$$\theta_w = \rho_d w \quad (2.11)$$

sendo:

e - índice de vazios;

ρ_d - densidade seca,

n - porosidade.

Para pequenos intervalos de sucção o teor em água do solo, pode ser representado em escala linear, mas para a representação de toda a curva de retenção, devido aos elevados valores de sucção, utiliza-se a representação em um gráfico semi-logarítmico. As curvas de retenção são geralmente traçadas na escala semi-logarítmica usando na ordenada o valor do grau de saturação, ou teor em água e na abcissa, obviamente, a sucção. Esta representação permite uma compreensão mais fácil pelos engenheiros geotécnicos (Vanapalli, 1994). Em algumas situações como em problemas de análise de fluxo, utiliza-se a humidade volumétrica.

Como foi visto atrás, a sucção do solo pode ser dividida em sucção matricial e sucção osmótica. A sucção matricial está relacionada com o tipo de partícula e com o arranjo estrutural (matriz do solo), sendo o seu valor representado pela diferença entre a pressão do ar nos poros e da água nos poros ($u_a - u_w$).

Sendo a sucção osmótica função da quantidade de sais dissolvidos no interior do solo, e a sucção total correspondente à soma das duas parcelas anteriores (osmótica mais a matricial), vem que a sucção matricial faz com que surjam meniscos no interior do solo. Estes meniscos são similares aos meniscos formados pela interface ar-água no interior de um tubo capilar (ver Figura 2.10). Com base no modelo do tubo capilar, obtém-se uma relação entre a sucção matricial e o raio de curvatura do menisco de água formado entre as partículas do solo, dada por:

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R} \quad (2.12)$$

onde:

T_s – tensão superficial e,

R – raio de curvatura do menisco.

No caso do menisco apresentar dois raios de curvatura a Equação 2.11 é representada por:

$$(u_a - u_w) = 2T_s \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \quad (2.13)$$

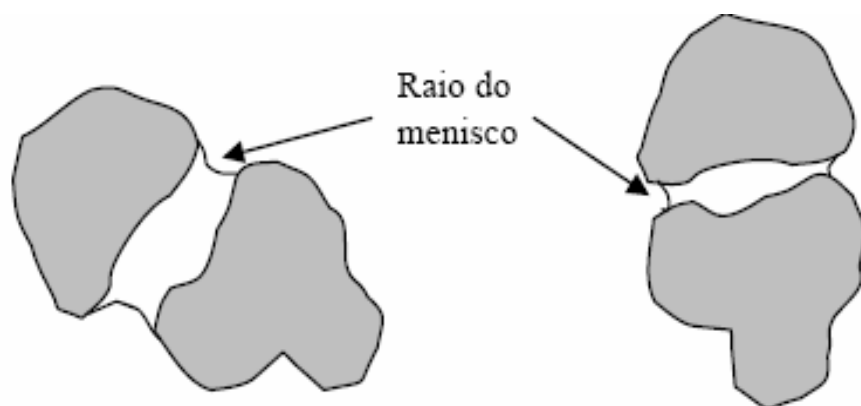


Figura 2.10: Associação entre os raios dos meniscos capilares com a pressão num solo não saturado (modificado por Pinto, 2000).

A Equação 2.13 reduz-se a 2.12 quando os raios são iguais. O modelo do tubo capilar explica como a água pode ser mantida com uma pressão negativa nos capilares do solo, no entanto apresenta limitações ao se supor que o solo apresenta capilares de diâmetros constantes. Os meniscos atraem uma partícula do solo de encontro à outra, aumentando assim a componente normal das forças que actuam entre elas. São estas componentes de força entre as partículas que proporcionam o aumento da resistência ao corte.

Ao longo da curva de retenção, partindo da condição de saturação, à medida que a sucção aumenta identificam-se zonas distintas que correspondem a sucção de entrada de ar e a sucção residual. A Figura 2.11 representa esquematicamente a entrada do menisco de água no interior do solo para diferentes valores de sucção. Quando o solo está saturado a interface ar-água é representada pela linha 1. Com o aumento da sucção atinge-se o início da entrada de ar e a interface penetra no solo. A partir daqui, os meniscos formados pela interface ar-água passam a apresentar raios menores com o aumento da sucção, conforme ilustrado na Figura 2.11 pelas linhas 2, 3, 4 e 5.

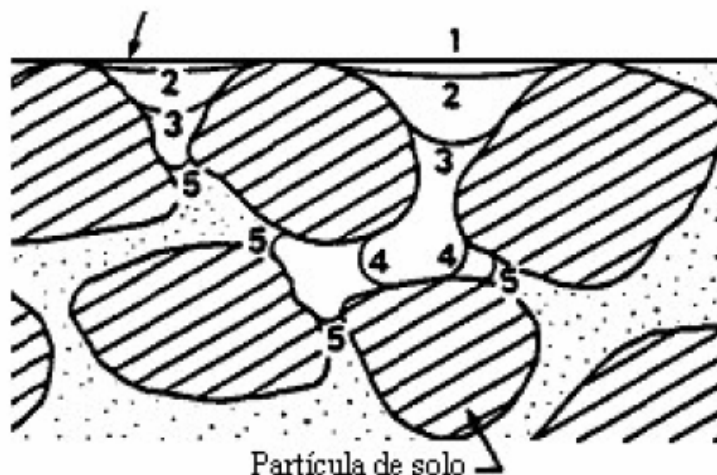


Figura 2.11: Penetração da interface ar-água no solo em função do aumento de sucção (Fredlund e Rahardjo, 1993).

2.8.3.2 Variação da Sucção de Entrada de Ar

Segundo Fredlund e Xing (1994) sugeriram, o ponto de entrada de ar corresponde a intersecção entre a linha horizontal que passa pela parte inicial da curva correspondente ao estado saturado e uma linha tangente passando pelo ponto de inflexão da mesma. Esta entrada de ar varia em função da estrutura de moldagem do solo e em função da aplicação de confinamento. A entrada de ar generalizada corresponde à sucção dada pelo encontro destas duas linhas. A intercessão da tangente que passa pelo ponto de inflexão com a recta tangente à curva que passa pelo valor de sucção da ordem de 10^6 kPa define o valor de humidade volumétrica residual. O teor de humidade residual é o valor de humidade a partir do qual na sequência de um incremento na sucção, o solo não apresenta uma significativa variação na humidade. Na Figura 2.12 estão ilustradas as principais características da curva de retenção bem como os procedimentos gráficos para determinação do valor de entrada de ar e da sucção residual, sendo válidos para a curva marcada na escala semi-logarítmica. Não existe um consenso sobre o valor da sucção residual. Alguns pesquisadores adoptam o valor de 1500 kPa que corresponde à sucção do ponto de murcha das plantas.

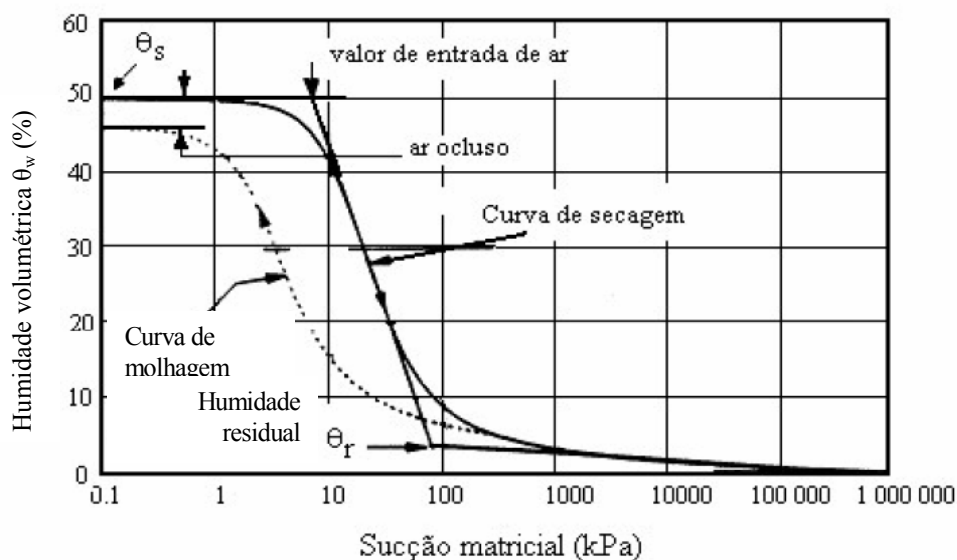


Figura 2.12: Determinação da sucção de entrada e sucção residual (Fredlund e Xing, 1994)

Nas suas pesquisas, Fredlund e Xing (1994) verificaram experimentalmente que, em função da estrutura inicial de moldagem, o valor de entrada de ar nos provetes compactados estaticamente ao longo da curva de compactação aumentava do ramo seco até à humidade óptima. A partir daí as estruturas dos provetes são semelhantes, e os valores da sucção de entrada de ar generalizada permanecem constantes.

Quando se modifica a sucção num solo não saturado em estado de equilíbrio, ocorrerá um fluxo de água até que se atinja um novo equilíbrio. Por mais que este solo seja homogéneo, a nova condição de equilíbrio não implicará uma distribuição uniforme da humidade (Croney, 1952a).

Croney e Coleman (1961) obtiveram curvas de retenção de solos argilosos e constataram que para humidades próximas de zero, os valores da sucção eram da ordem 10^6 kPa. Sucções desta ordem de grandeza foram obtidas em ensaios utilizando uma solução de ácido sulfúrico em dissecadores. Nesses ensaios, as amostras eram colocadas no interior do dissecador ficando expostas à humidade relativa do ar, que é função da solução utilizada. Quanto menor for a humidade relativa, maior será o valor da sucção imposta ao provete. Algumas evidências experimentais, dentre elas os resultados obtidos por Croney e Collemam (1961), permitiram concluir que o valor de sucção da ordem 10^6 kPa é o máximo para meios porosos (Fredlund e Xing 1994).

Segundo de Campos *et al.* (1982) a forma da curva de retenção sofre a influência de vários factores, dentre os quais podem se destacar o tipo de solo, aspectos granulométricos e mineralógicos. Um outro factor que pode influenciar na sucção é a temperatura, sendo que uma

variação na temperatura causa uma variação na membrana contráctil, o que influencia directamente na sucção. A curva também depende da trajectória de molhagem ou secagem seguida pela amostra. Como se pode observar na Figura 2.13, o solo pode apresentar diferentes valores de sucção para um mesmo teor em água, sendo este fenómeno conhecido por histerese. Este efeito pode decorrer devido a não uniformidade geométrica dos poros, que provoca o efeito “*ink bottle*” (Hillel, 1971); do efeito do ângulo de contacto ser maior na molhagem do que na secagem; do aprisionamento do ar na molhagem reduzir o teor de humidade; de alguns fenómenos que podem fazer com que a estrutura varie, como por exemplo a expansão, retracção e envelhecimento do solo.

Quando o solo se encontra no seu estado saturado, para que este comece a perder água é necessário que a pressão de ar aplicada seja igual à pressão de entrada de ar do solo. Este fenómeno também foi verificado durante os ensaios de sucção, nos quais, para os primeiros escalões de pressão aplicada (valores muito baixos, da ordem de 1 a 3 kPa), a amostra mais argilosa praticamente não perdia água. Este valor depende de cada tipo de solo. Nos solos ensaiados para esta dissertação, observou-se um valor de humidade próxima da residual para a amostra arenosa, não se tendo observado mesma situação para o solo mais argiloso, pois a limitação das pressões do equipamento disponível não permitiu avaliar na totalidade os valores residuais dos solos.

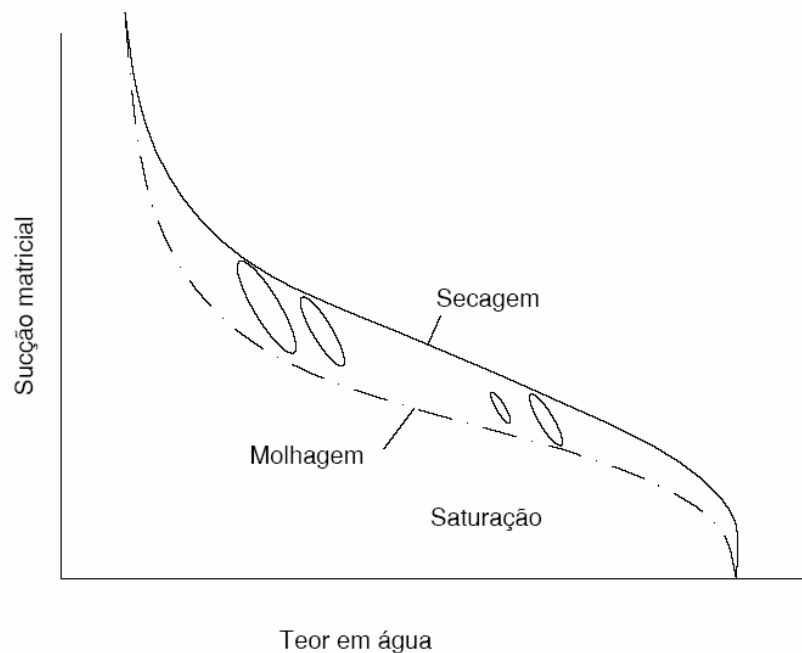


Figura 2.13: Histerese da Curva Característica de Retenção (Hillel, 1971)

2.9 Modelos Constitutivos para Solos não Saturados

2.9.1 Características Gerais dos Solos não Saturados

Até bem recentemente, os modelos constitutivos apresentados foram desenvolvidos para representar o comportamento mecânico dos solos saturados ou secos, não contemplando neles a condição de não saturação em que se encontra grande parte dos solos na natureza, principalmente nas zonas tropicais e áridas.

Neste capítulo são desenvolvidos aspectos relacionados com as características gerais, assim como, alguns modelos constitutivos propostos para descrição do comportamento de solos não saturados, onde aspectos como influência da sucção e características da estrutura do solo devem ser contemplados para conferir aos modelos uma capacidade adequada de previsão de respostas sob condição de carregamento.

2.9.2 Comportamento Mecânico

A descrição conveniente do comportamento mecânico de solos não saturados depende muito do sucesso com que objectivamente se identificam as variáveis internas que controlam as relações tensão-deformação-resistência. Para a descrição correcta da resposta destes solos sob trajectórias de tensão nas quais se envolvem variações de tensão total e deficiências de pressão neutra (as chamadas de sucção), são necessários dois campos de tensão.

As variáveis de estado de tensão são avaliadas sob ponto de vista da mecânica do contínuo. As partículas de solo são consideradas incompressíveis e o solo é quimicamente inerte. Cada fase é considerada independentemente, estando a ela associada um campo de tensões. A Figura 2.14 mostra um elemento do solo não saturado onde estão indicadas as variáveis de estado de tensão para as partículas do solo ($\sigma - u_w$) e para a membrana contráctil ($u_a - u_w$).

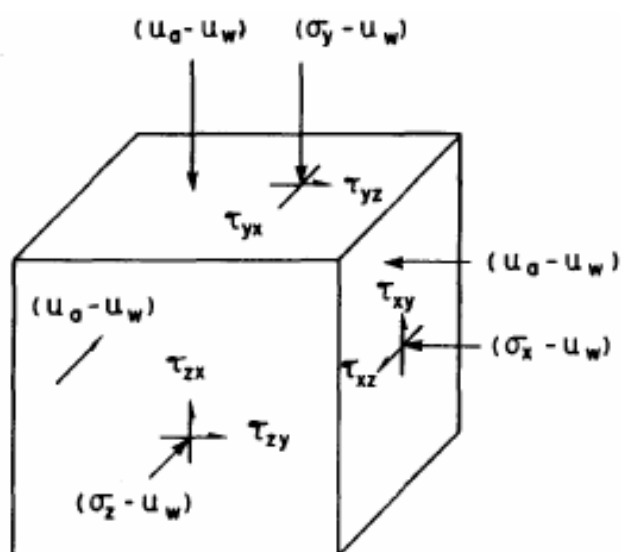


Figura 2.14: Variáveis de estado de tensão aplicadas a um elemento de solo não saturado. (Fredlund e Morgenstern, 1977)

Actualmente, os principais aspectos relativos ao comportamento mecânico de solos não saturados têm sido estudados experimentalmente em laboratório com recurso aos ensaios triaxiais e de corte directo (preferencialmente com sucção controlada), ensaios edométricos (com ou sem sucção controlada). Os valores de sucção geralmente empregues variam entre zero (saturação completa) até valores bastante elevados, sendo em alguns casos até 1500 kPa, valor considerado por alguns autores como suficiente para se atingir a humidade residual do solo. De acordo com Alonso *et al.* (1987), podem ser observadas as seguintes características de comportamento:

- a sucção contribui para aumentar a rigidez do solo;
- se o processo natural de deposição ou de compactação mecânica produzir uma estrutura porosa do solo, então uma redução na sucção (molhagem) para uma determinada tensão de confinamento poderá induzir uma compressão volumétrica irreversível (colapso);
- solos como areias, siltes, areias argilosas, argilas arenosas ou argilas de baixa plasticidade, quando submetidos a processos de molhagem, tendem a expandir para baixos valores da tensão de confinamento, ou a colapsar, se esta for suficientemente alta;
- a resposta volumétrica de solos parcialmente saturados depende não só dos valores de tensão e sucção inicial e final, mas também da trajectória das tensões seguida entre os estados inicial e final;

- as variações dos valores de sucção induzem deformações volumétricas irreversíveis; este comportamento deve ser investigado submetendo as amostras de solo a ciclos de molhagem e secagem;
- um incremento na sucção resulta em incremento na coesão efectiva mas não afecta o ângulo de atrito efectivo ϕ' ; este incremento na resistência do solo é não linear, com tendência a alcançar um máximo estável para valores elevados de sucção.

Fredlund e Morgenstern (1977) expressaram o estado de tensão em solos não saturados mediante a combinação de duas das três seguintes medidas de tensão:

$$\sigma - u_w \quad (2.14)$$

$$u_a - u_w \quad (2.15)$$

$$\sigma - u_a \quad (2.16)$$

Essas combinações são:

$$\sigma - u_w \text{ e } u_a - u_w; \text{ (combinação 1)}$$

$$\sigma - u_a \text{ e } u_a - u_w; \text{ (combinação 2) e}$$

$$\sigma - u_a \text{ e } \sigma - u_w \text{ (combinação 3)}$$

onde:

σ é a tensão normal total;

u_w a poro pressão da água;

u_a a poro pressão do ar.

Em condições de não saturação a Equação (2.15) resulta num valor positivo conhecido por sucção matricial, u_s .

Os mesmos autores definiram a variável de estado de tensão como sendo aquela que não produz distorção ou variação volumétrica de um elemento do solo quando suas componentes variam, mas o seu valor permanece inalterado. Escolhendo as variáveis $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$, actuando num elemento do solo não saturado, pode-se alterar os valores de σ , u_a e u_w de forma que as variáveis $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ permaneçam constantes. Se o equilíbrio do elemento é mantido, sem que ocorram variações volumétricas, então os valores de $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$ são considerados variáveis de estado de tensão, satisfazendo assim a condição proposta. Eles não se preocuparam em definir uma equação

para as tensões efectivas em solos não saturados, dadas as dificuldades encontradas na aplicação deste conceito.

Adoptando as equações (2.14) e (2.16) como medidas de tensão, vários autores apresentaram propostas na literatura especializada para descrição de alguns aspectos do comportamento mecânico de solos não saturados, dentre eles podemos destacar:

- Coleman (1962) apresentou uma relação tensão-deformação incremental na qual combina a variação da sucção matricial u_s e a medida da tensão $\sigma - u_a$, na resposta do solo;
- Matyas e Radhakrishna (1968) descreveram o comportamento volumétrico do solo não saturado por meio duma superfície de estado no espaço formada por $(e; \sigma - u_a; u_s)$;
- Frendlund *et al.* (1978) propuseram uma extensão do critério de rotura Mohr-Coulomb para contemplar os efeitos da não saturação no parâmetro de coesão e assim incorporar a influência da sucção na resistência ao corte do solo.

Com base nas pesquisas destes autores, assim como em outros trabalhos preliminares, foram propostos mais recentemente alguns modelos que embora não sendo objecto deste trabalho, serão aqui brevemente referenciados de forma muito superficial, para simulação do comportamento de solos não saturados. A inclusão desses modelos nesta dissertação é apenas para enfatizar a sua existência, e chamar a atenção para a sua consideração, principalmente em programas de cálculo automático hoje em dia desenvolvidos por vários pesquisadores.

2.9.2.1 O Modelo Quasi-Saturado

Uma das tentativas de incluir os efeitos da sucção na resistência de solos não saturados foi através da redefinição do parâmetro c' (coesão) no critério de rotura de Mohr-Coulomb (Frendlund *et al.*, 1978), sendo esta resistência dada por:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi + (u_a - u_w) \tan \phi_b \quad (2.17)$$

onde:

u_a representa a pressão do ar nos poros;

u_w a pressão da água nos poros do solo;

ϕ_b um parâmetro adicional que serve como constante de proporcionalidade do valor da sucção matricial $(u_a - u_w)$, é o ângulo de atrito do incremento da resistência do solo (Figura 2.15).

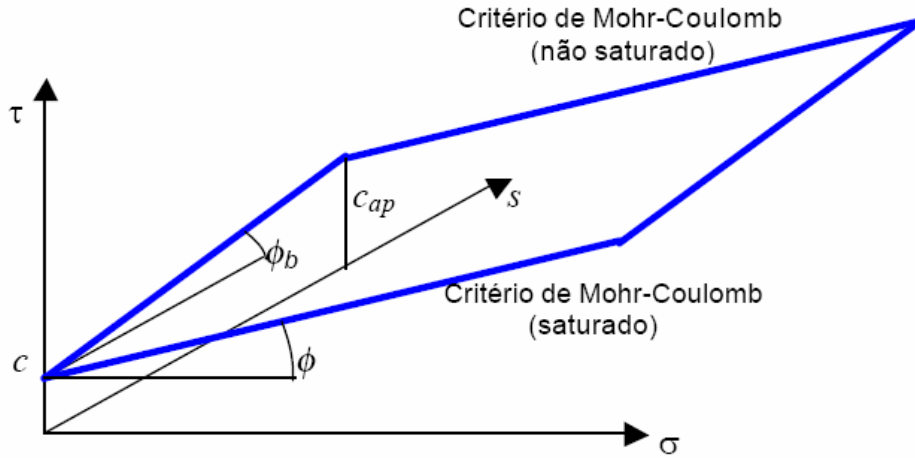


Figura 2.15: Critério de ruptura de Mohr-Coulomb no espaço (τ , σ , s) modificado por Fredlund *et al.* (1978)

Os efeitos da sucção contabilizam-se no aumento da coesão, agora chamada de coesão aparente (c_{ap}), composta pela parcela efectiva c' e o acréscimo devido à sucção:

$$\tau = [c' + (u_a - u_w) \tan \phi_b] + (\sigma - u_a) \tan \phi \quad (2.18)$$

$$\tau = c_{ap} + (\sigma - u_a) \tan \phi \quad (2.19)$$

Escario e Sáez (1987) demonstraram que a linearidade entre os valores de sucção e resistência, admitida nas relações de Fredlund *et al.* (1978), não é verificada em alguns solos, quando estes estão próximos do estado de saturação. De qualquer forma, pode ser uma aproximação satisfatória para ajustar linearmente a envolvente de resistência em intervalos de valores de sucção.

2.9.2.2 Teoria do Estado Perturbado (DSC)

Os conceitos da teoria do estado perturbado (DSC – disturbed state concept), de acordo com Desai (2000), é uma variante da teoria dos estados críticos e tem como objectivo, unificar os modelos constitutivos para vários materiais aplicados na engenharia, nomeadamente solos (argilas, areias), rochas, betão, metais, materiais cerâmicos, etc., incluindo o seu comportamento especial junto a interfaces. Geralmente, os modelos constitutivos descrevem o comportamento mecânico de um material contínuo ideal, governado sob determinadas funções matemáticas, princípios da mecânica

do contínuo e parâmetros obtidos pela interpretação dos resultados de ensaios laboratoriais. Como se sabe, os materiais reais não são perfeitos e normalmente apresentam anisotropias, heterogeneidades, superfícies de corte, descontinuidades, etc., que fazem com que o micro comportamento do “ponto” (ou da amostra de solo) possa ser bem diferente da previsão em termos de macro – escala do comportamento do “corpo” (ou do maciço de solo).

Esta teoria tenta incluir os efeitos destas perturbações sobre o material ideal dos modelos constitutivos convencionais, procurando desenvolver um modelo mais geral e unificado para as diversas classes de materiais e nos seus vários estados.

O conceito apresenta uma concepção bastante versátil e por isso permite a modelação de solos não saturados a partir dos estados de referência em termos de estado inicial (RI - relativamente intacto) e final (FA - completamente ajustado) e da função de perturbação D de solos estruturados. Neste modelo o solo remoldado é definido como o estado FA e o solo estruturado como o estado RI, enquanto que o processo de desestruturação do solo sob carregamento é representado pela função de perturbação D .

Uma possibilidade seria considerar o estado RI correspondente à condição de alta sucção e o estado FA representando a condição saturada, com a utilização de uma função de perturbação definida em termos da sucção, a partir dum ajuste dos resultados experimentais obtidos para cada tipo de solo para vários valores de sucção, com o objectivo de controlar a mudança do comportamento do material entre os estados inicial e final. A Figura 2.16 ilustra graficamente a aplicação do modelo.

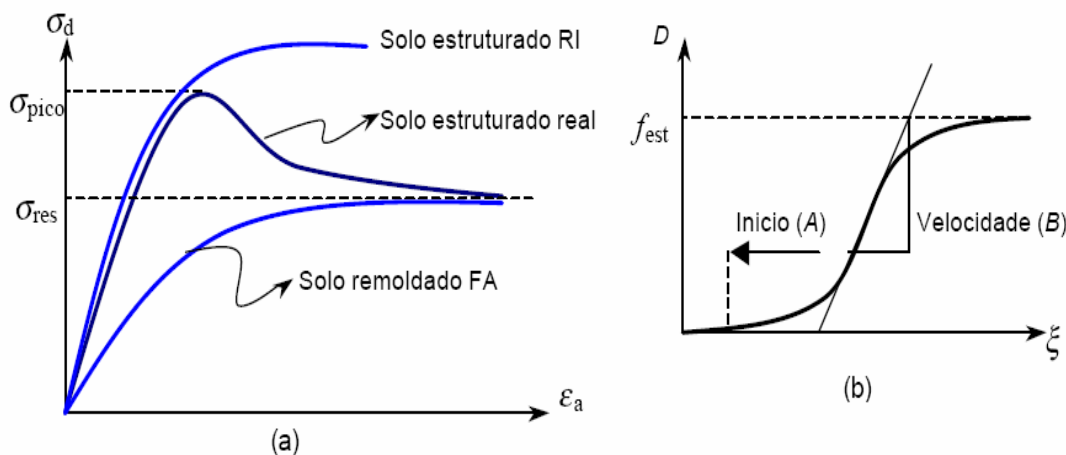


Figura 2.16: Aplicação da teoria DSC no caso de solos estruturados:
a) Modelação da resposta do solo estruturado durante o carregamento;
b) Função de perturbação D . (Desai, 2000)

2.9.2.3 Modelo Barcelona (BBM)

Este modelo Barcelona (BBM- Barcelona Basic Model) para solos não saturados foi desenvolvido por Alonso *et al.* (1990) e a sua base teórica fundamenta-se nos conceitos da teoria da plasticidade e do estado crítico, e com base nos resultados experimentais de ensaios triaxiais com sucção controlada realizados em caolinite e argila arenosa. A utilização do modelo permite uma representação bastante adequada do comportamento de areias, siltes, areias argilosas, argilas arenosas e argilas de baixa plasticidade, com pequena ou moderada expansão. Actualmente, é praticamente o único modelo para solos não saturados bem aceite pela comunidade geotécnica, porque por um lado necessita de poucos parâmetros para a descrição do comportamento do material, e por outro pode ser entendido como uma generalização do bem conhecido modelo Cam Clay Modificado para solos saturados, no espaço (p,q,s) , Figura 2.17.

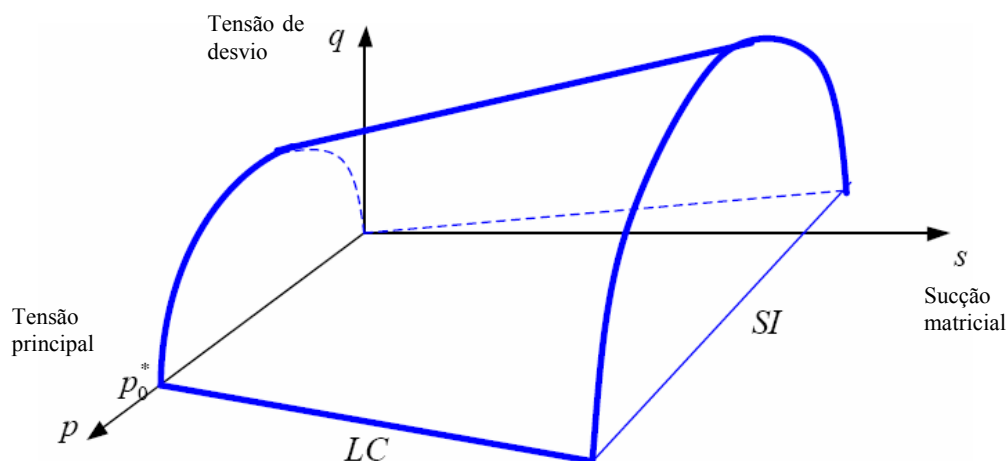


Figura 2.17: Superfície de escoamento do modelo Barcelona no espaço (p,q,s) (modificado por Alonso *et al.*, 1990).

Actualmente, muitos programas de cálculo automático são desenvolvidos tendo em conta estes modelos, sobretudo quando se fazem estudos no domínio da não linearidade dos materiais que estes modelos conseguem considerar com bastante aproximação da realidade. Em projectos de grande importância, como por exemplo em centrais nucleares, obras importantes muito sensíveis ao problema de colapso, entre outras, a caracterização mecânica dos solos é muito fundamental e estes modelos têm tido relevância notável. Parece evidente que será inevitável a utilização generalizada num futuro cada vez mais próximo de modelos de solos não saturados em projectos de infra-estruturas rodoviárias, dada a sua grande precisão e funcionalidade. O grande

desenvolvimento das ferramentas de cálculo automático em consonância com o desenvolvimento das técnicas experimentais, vai permitir a caracterização dos solos de forma bastante aproximada da realidade, permitindo assim um rápido e económico estudo e desenvolvimento de projectos de estradas.

3 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Selecção dos Solos Ensaaiados

Inicialmente, foram identificados vários troços de estradas na zona Sul de Moçambique, os quais possuem câmaras de empréstimo que poderiam ser utilizadas para o presente estudo, tendo em conta a actualidade e a importância do assunto. Como já foi referido atrás, a escolha dos solos estudados foi feita pela existência de dois locais distintos, um deles onde se encontrava em reabilitação (na prática reconstrução) uma estrada, e outro onde a reconstrução já tinha sido concluída, pela sugestão de alguns técnicos locais da área de estradas e também pela distinção dos dois tipos de materiais encontrados. Foram então recolhidas várias amostras ao longo dessas estradas (4 na estrada ora em construção e 3 na estrada concluída), e posteriormente identificadas. Dessa avaliação, conclui-se que algumas amostras eram bastante semelhantes nos seus índices físicos, pelo que era viável a mistura de solos de algumas câmaras diferentes no sentido de se obter a maior quantidade possível de material, tendo em conta que o mesmo foi importado com bastante sacrifício e custos significativos. Aliás na prática de construção, esses materiais também eram misturados, embora proviessem de câmaras distintas. A nossa escolha recaiu sobre aquelas amostras que apresentaram melhores características para fins rodoviários, nomeadamente granulometria, plasticidade e peso específico seco. A escolha foi feita com base em resultados obtidos nas Classificações Unificada e a AASHTO, para os materiais de ambas as estradas, antes da composição das amostras finais que serviram no programa experimental, como se verá mais adiante. É claro que a primeira acção antes dos ensaios propriamente ditos envolveu a calibração dos equipamentos, assim como a verificação da estabilidade daqueles que funcionam a energia eléctrica. A propósito de estabilidade eléctrica, importa referir que algumas observações foram feitas e serão abordadas quando se fizer a apresentação dos resultados dos ensaios triaxiais.

Após a definição final das amostras estudadas que a seguir se descrevem, nomeadamente, amostra EN-206 e amostra EN-MG, procedeu-se a um programa experimental que envolveu essencialmente os seguintes ensaios:

- Identificação (*densidade relativa das partículas, granulometria, limites de Atterberg*);
- Compactação (*Proctor*);

- CBR;
- Edométrico;
- Triaxiais (*com medição de velocidades de ondas sísmica, P e S*);
- Sucção.

3.2 Identificação das amostras e Índices Físicos

3.2.1 Estrada Nacional N° 206

O primeiro passo antes do início dos ensaios que iriam caracterizar a resistência dos solos, foi naturalmente a identificação das amostras (de ambas as estradas), tendo se realizado os ensaios recomendados para estas situações, nomeadamente análise granulometria, determinação da densidade das partículas e limites de Atterberg. Todos os ensaios foram feitos de acordo com as normas portuguesas em vigor. Alguns passos dos ensaios de identificação realizados são ilustrados na Figura 3.1.



Figura 3.1: Algumas das fases dos ensaios de identificação

Esta estrada, com uma extensão de 39,9 km, ligando a vila de Chissano e a sede do distrito de Chibuto, na província de Gaza, tem um papel muito significativo como alternativa de ligação

rodoviária entre o Sul e o Norte de Moçambique, facto que ficou bem patente aquando das cheias que no ano 2000 assolaram a região, e cortaram a ligação ao norte pela estrada nacional N° 1, tendo a estrada EN-206 servido de única alternativa, pois constituiu um desvio através do qual o trânsito era feito evitando a zona intransitável entre Chicumbane e Xai-Xai que ficou completamente submersa. Mas como a via não estivesse em boas condições, chamou a atenção dos responsáveis públicos e a partir daí, desenhou-se um projecto de reabilitação da mesma.

Ao longo desta estrada existem 4 câmaras de empréstimo que foram utilizadas na construção da estrada, onde foram recolhidas amostras, aqui designadas respectivamente por CE-1, CE-2, CE-3 e CE-4 e procedeu-se à identificação dos seus materiais, cujas imagens dos mesmos podem ser vistas nas fotografias da Figura 3.2. A amostra CE-2 foi analisada a posterior em relação às outras todas. Visto que o material apresentava uma plasticidade considerável, rejeitou-se deste estudo, pois tinha características bastante distintas das outras, como é possível ver até pela sua coloração. Analisadas as outras amostras, decidiu-se pelo uso das CE-3 e CE-4, que foram posteriormente misturadas de modo a se obter uma quantidade razoável de material, dado que cada amostra individualmente era insuficiente para se levar a cabo a quantidade de ensaios pretendidos, e porque elas apresentam características próximas, principalmente para fins rodoviários. Do material resultante, preparou-se uma amostra homogénea que ficou identificada como amostra EN-206, a partir da qual foram realizados os diversos ensaios para o presente trabalho.

A identificação desses materiais pode ser resumida no Quadro 3.1 e gráficos da Figura 3.3.

Quadro 3.1 – Características das amostras ensaiadas

Identificação das amostras da estrada EN-206							
Amostra	% Finos	γ_s (kN/m ³)	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	Classif. ASTM	Classif. AASHTO
CE-1	32	26,3	31	18	13	SC	A-2-6-(1)
CE-2	-	-	30	16	14	-	-
CE-3	13	26,9	NP	NP	NP	SM	A-2-4-(0)
CE-4	24	26,7	15	12	3	SM	A-2-4-(0)



a) Solo da câmara de empréstimo CE-1



b) Solo da câmara de empréstimo CE-2



c) Solo da câmara de empréstimo CE-3



d) Solo da câmara de empréstimo CE-4

Figura 3.2: Solos das diversas câmaras de empréstimo EN-206

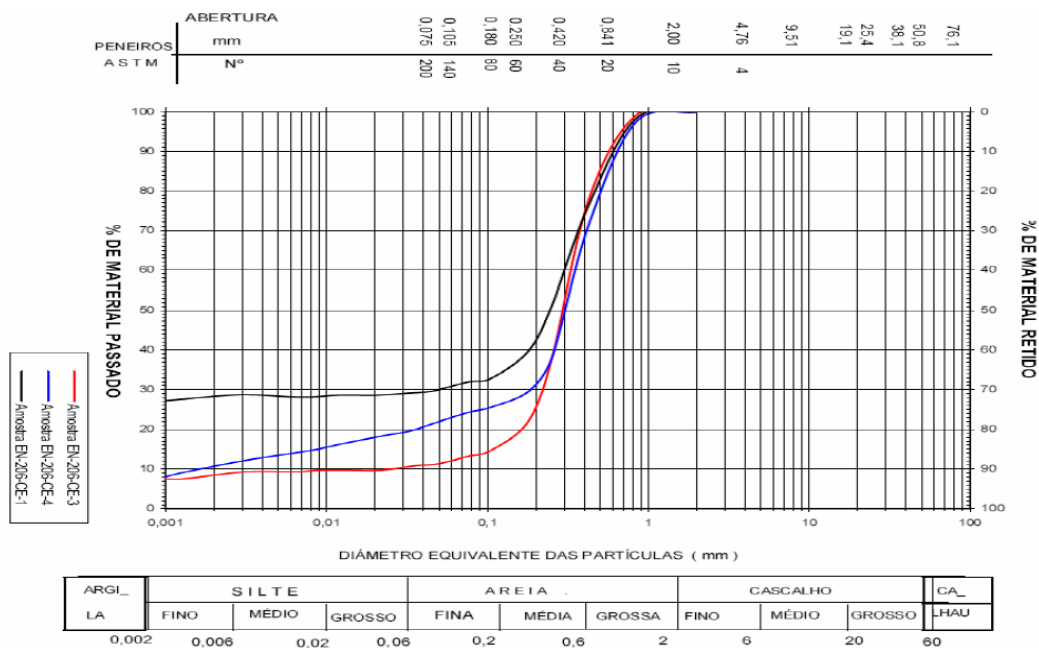


Figura 3.3: Curvas granulométricas das amostras CE-1, CE-3 e CE-4

3.2.2 Estrada Nacional N° 2

Esta estrada faz a ligação entre a cidade de Maputo e a vila fronteiriça de Goba. O troço (EN-2) começa no cruzamento de Impaputo (depois de Boane) e vai até a vila de Goba, na fronteira com a Suazilândia. Esta estrada é aqui designada como EN-MG.

Ao longo desta estrada existem várias câmaras de empréstimo que foram utilizadas na construção da mesma, das quais se seleccionou apenas uma pelo facto de todas apresentarem materiais muito semelhantes, aliás, dados recolhidos localmente, indicam que esses mesmos materiais cobrem vastas áreas desta região. Um plano geral da câmara é apresentado na Figura 3.4, onde também são indicados os pontos onde foram recolhidas as amostras.

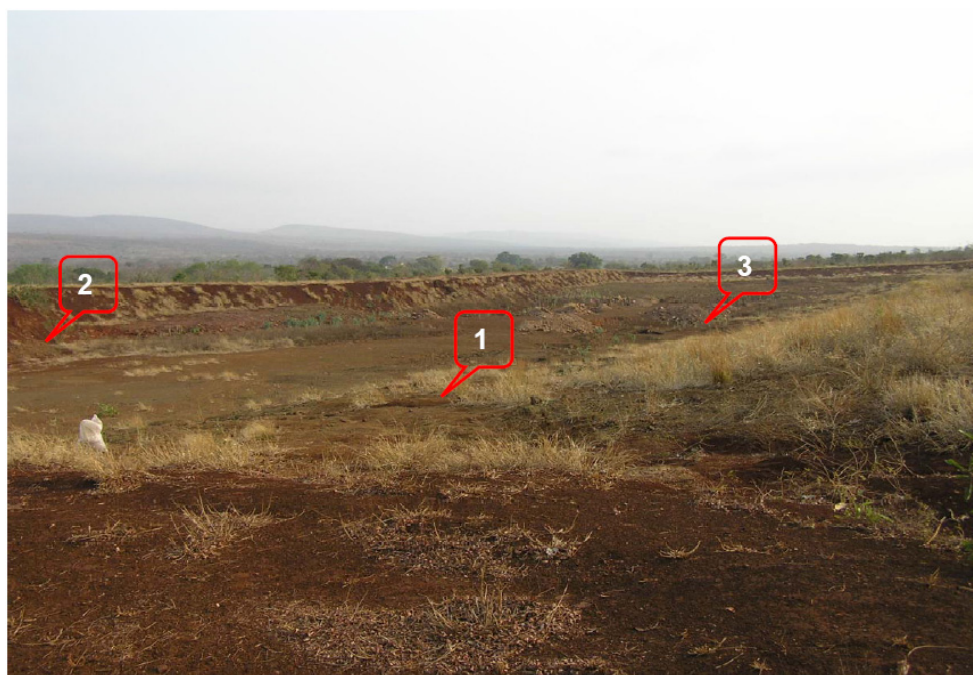
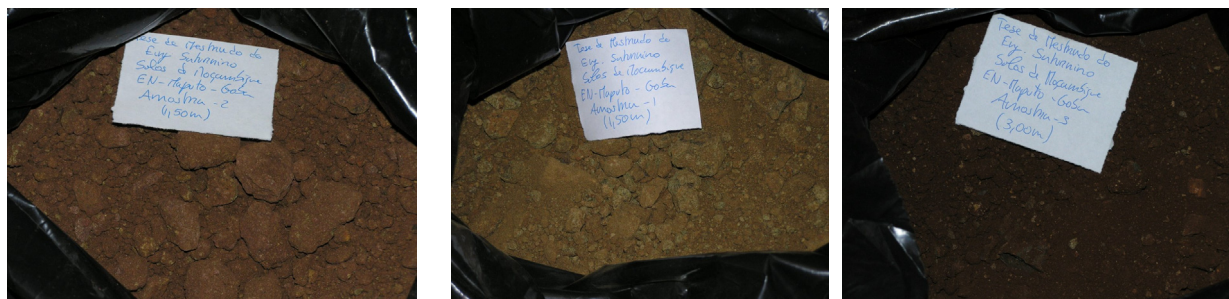


Figura 3.4: Vista geral da câmara de empréstimo da estrada EN-MG, com os pontos de recolha de amostras indicados

As amostras dos solos recolhidas nos pontos 1, 2 e 3 de uma forma mais pormenorizada podem ser vistas nas fotografias da Figura 3.5, sendo que os pontos 1 e 2 estão separadas espacialmente de alguns metros, mas sensivelmente à mesma profundidade, e o ponto 3 está separado espacialmente e em profundidade. A identificação dos seus materiais pode ser resumida no Quadro 3.2 e gráficos da Figura 3.6.



a) Solo da câmara EN-MG, (ponto 1, profundidade 1,5 m)

b) Solo da câmara EN-MG, (ponto 2, profundidade 1,5 m)

c) Solo da câmara EN-MG, (ponto 3, profundidade 3,0 m)

Figura 3.5: Solos dos diversos pontos da câmara de empréstimo EN-MG.

Quadro 3.2 – Características das amostras ensaiadas.

Identificação das amostra da estrada EN-MG							
Amostra	% Finos	γ_s (kN/m ³)	w _L (%)	w _P (%)	I _p (%)	Classif. ASTM	Classif. AASHTO
EN-MG-AM-1	43	29,5	29	23	6	SM	A-4-(2)
EN-MG-AM-2	40	27,9	41	24	17	SC	A-7-6-(3)
EN-MG-AM-3	64	28,5	48	27	21	CL	A-7-6-(11)

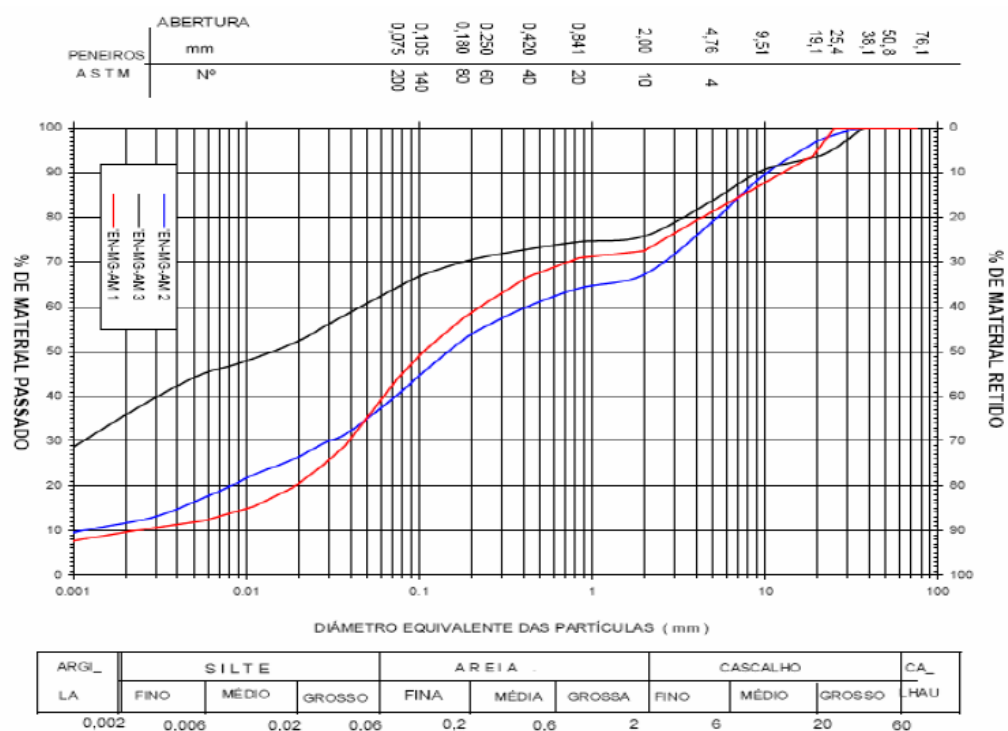


Figura 3.6: Curvas granulométricas das amostras AM-1, AM-2 e AM-3

Verifica-se pelo quadro anterior que estes solos apresentam um peso volúmico das partículas sólidas bastante elevado, facto observado durante os ensaios de identificação, o que pode se justificar pela presença abundante de óxidos de ferro e alumínio, tal como foi descrito na parte geológica deste estudo. Aliás, mesmo durante os ensaios realizados, são frequentemente visíveis partículas ferruginosas no material, assim como a oxidação de alguns instrumentos de trabalho, resultado das reacções químicas ocorridas.

Tal como sucedeu para as amostras CE-3 e CE-4 da EN-206, aqui decidiu-se seleccionar as amostras AM-1 e AM-2 e juntá-las de modo a obter uma maior quantidade de material e aproveitando o facto de elas não serem significativamente diferentes, e formando assim uma nova amostra que serviu para o presente trabalho. Resumidamente, fica-se com duas amostras, sendo uma para cada estrada em estudo.

Com as novas misturas, procedeu-se a uma nova identificação dos materiais, e todos os ensaios previstos no programa experimental.

3.2.3 Caracterização das novas amostras resultantes das misturas dos solos

3.2.3.1 Amostras EN-206 e EN-MG

A caracterização das novas amostras dos materiais ensaiados obedeceu aos mesmos critérios e princípios usados para os conjuntos iniciais, antes da composição das amostras finais, sendo por isso dispensável a descrição do processo. A amostra EN-206 é uma areia mal graduada, com algum silte à mistura, enquanto que a EN-MG é uma areia muito siltosa com alguma argila de considerável plasticidade. Essas amostras são resumidas no Quadro 3.3 e as respectivas curvas granulométricas apresentadas na Figura 3.7.

Quadro 3.3 – Características das novas amostras ensaiadas

Identificação das novas amostras								
Amostra	% Finos	γ_s (kN/m ³)	e_0	w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	Classif. ASTM	Classif. AASHTO
EN-206	16	26,9	$\approx 0,52$	NP	NP	NP	SP-SM	A-2-4-(0)
EN-MG	36	28,7	$\approx 0,54$	36	24	12	SM	A-6-(1)

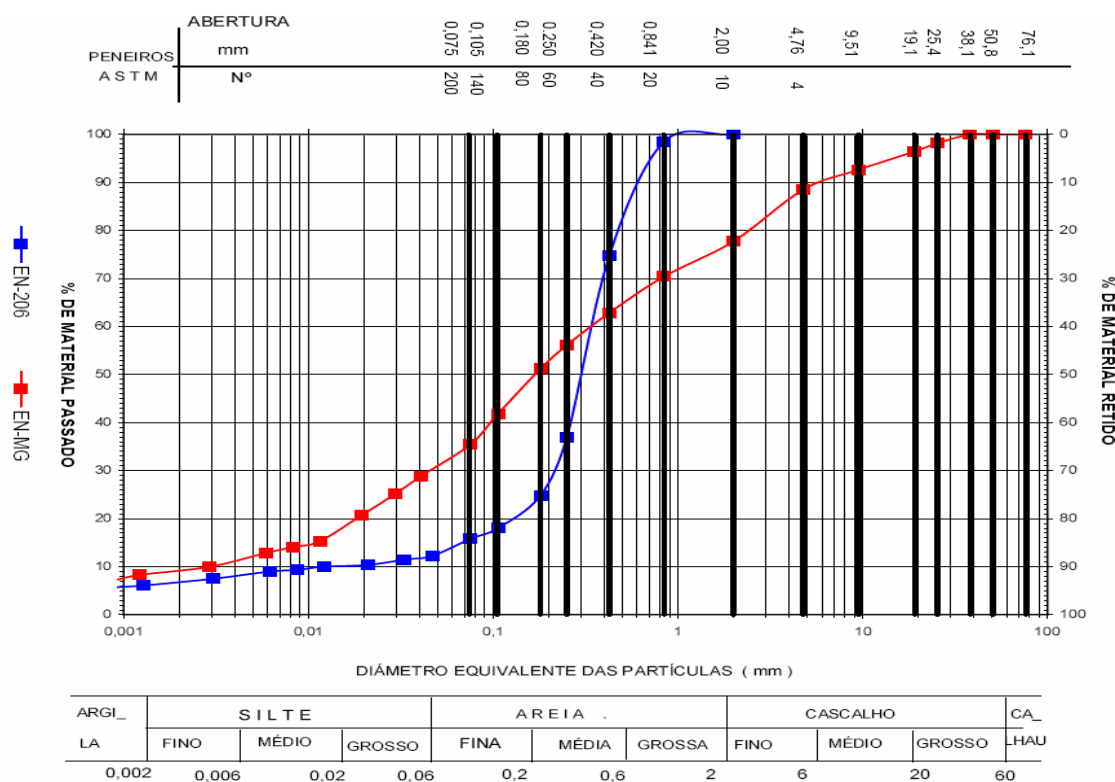


Figura 3.7: Curvas granulométricas das misturas finais dos solos para os ensaios

O esquema da Figura 3.8, que é um resumo da metodologia da AASHTO (1978), foi utilizado para caracterização em termos rodoviários dos solos estudados, cujas classificações foram apresentadas nos Quadros 3.1, 3.2 e 3.3.

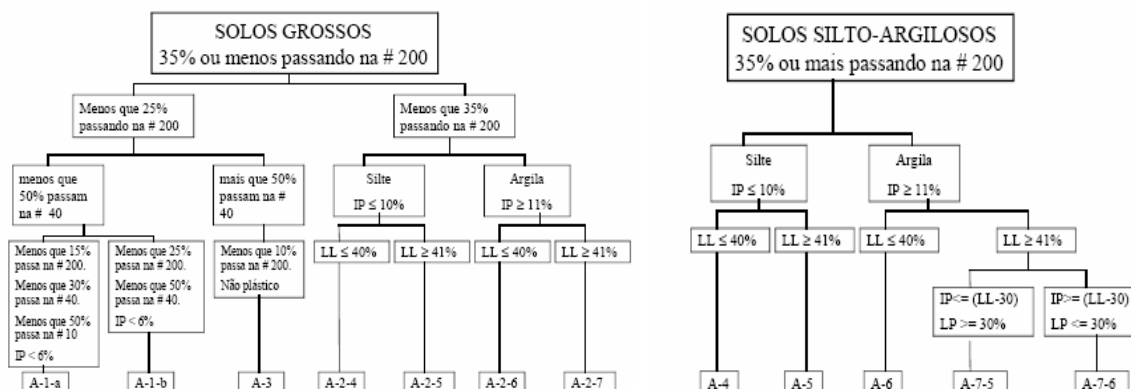


Figura 3.8: Diagrama para classificação de solos para fins rodoviários (AASHTO, 1978)

O índice de grupo é utilizado para auxiliar na classificação do solo. Baseado no comportamento de diversos solos, especialmente quando utilizados como leitos, este índice de grupo determina-se pela expressão:

$$IG = (F - 35)[0,20 + 0,005(w_L - 40)] + 0,01(F - 15)(IP - 10) \quad (3.1)$$

onde F é a percentagem de solo passando no peneiro N° 200.

Quando se trabalha com os grupos A-2-6 e A-2-7 o índice de grupo deve ser determinado utilizando-se apenas o índice de plasticidade. No caso do resultado obtido do índice de grupo ser negativo, adopta-se um índice de grupo nulo.

3.3 Ensaios de Compactação

3.3.1 Princípios

A compactação é a operação através da qual se produz no solo (e em outros materiais, como misturas betuminosas, etc.), o aumento do seu peso volúmico aparente pela aplicação de pressão, impacto ou vibração, o que faz com que as partículas constitutivas do material entrem em contacto mais íntimo, pela expulsão de ar e consequente redução do índice de vazios, conseguindo-se ainda reduzir a tendência de variação dos teores de humidade dos materiais integrantes do pavimento, durante a fase de serviço.

Embora a compactação de solos seja prática corrente de longa data, só no ano de 1933 foram estabelecidos, por Ralph Proctor os princípios que regem o processo.

Tomando uma massa de solo húmido P_h , com um dado volume inicial num cilindro, e aplicando-lhe um determinado número n de pancadas através da queda de um pilão de peso P , a partir de uma altura H , sobre o solo disposto em N camadas, resulta após a compactação, um certo volume V . O trabalho desenvolvido para compactar o solo chama-se energia de compactação ou esforço de compactação, e refere-se à unidade de volume de solo após a compactação.

Neste caso, a energia ou esforço de compactação, E_c é dada por:

$$E_c = \frac{n \times P \times H \times N}{V} \quad (3.2)$$

Se o solo estiver com um teor em água w (%), resulta que após compactação:

a) o seu peso específico aparente húmido será:

$$\gamma_h = \frac{P_h}{V} \quad (3.3)$$

b) o peso volúmico seco

$$\gamma_d = \frac{\gamma_h \times 100}{1 + w} \quad (3.4)$$

Este ensaio designa-se por compactação dinâmica em laboratório e é usado correntemente para fins rodoviários, e o método de ensaio é descrito na norma LNEC E 197 (1967).

Do ensaio resulta uma curva como a apresentada na Figura 3.9, típica deste tipo de ensaio. Na Figura 3.10 mostra-se ainda o efeito da energia de compactação para o mesmo solo.

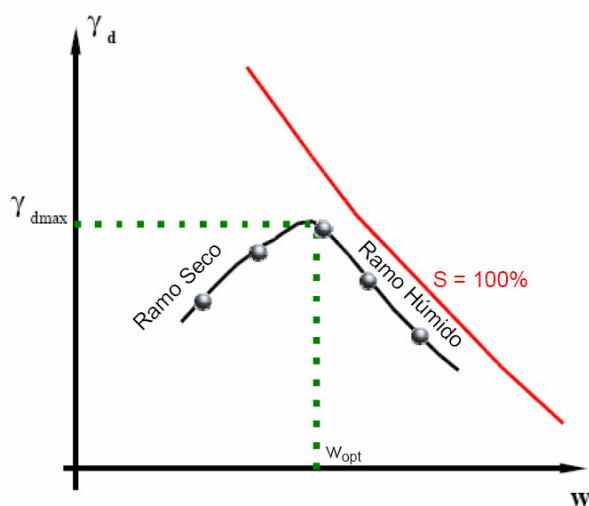


Figura 3.9: Curva de Compactação típica

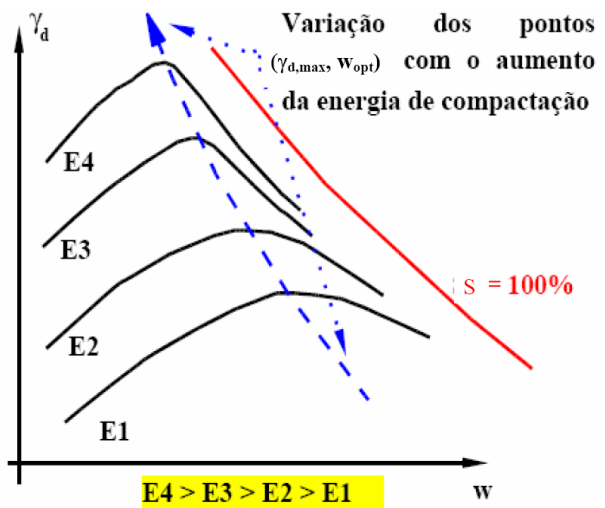


Figura 3.10: Efeito da Energia de Compactação nas Curvas de Compactação obtidas para um mesmo solo

3.3.2 Influência da compactação na estrutura dos solos.

A estrutura do solo é a maneira pela qual as partículas minerais de diferentes tamanhos se organizam para formá-lo. Ela desempenha um papel fundamental no seu comportamento, quer em termos de resistência ao corte, quer na compressibilidade e permeabilidade. O comportamento dos solos finos é governado por forças eléctricas e apresenta uma complexidade muito maior do que a estrutura dos solos grossos. Estes últimos são influenciados principalmente pela gravidade. Sendo a gravidade o factor principal na formação da estrutura dos solos grossos, a sua estrutura varia, de solo para solo, sómente no que se refere ao seu grau de compacidade. No caso dos solos finos,

devido a presença das forças de superfície, arranjos estruturais bem mais elaborados são observados. A Figura 3.11 ilustra algumas estruturas típicas de solos grossos e finos.

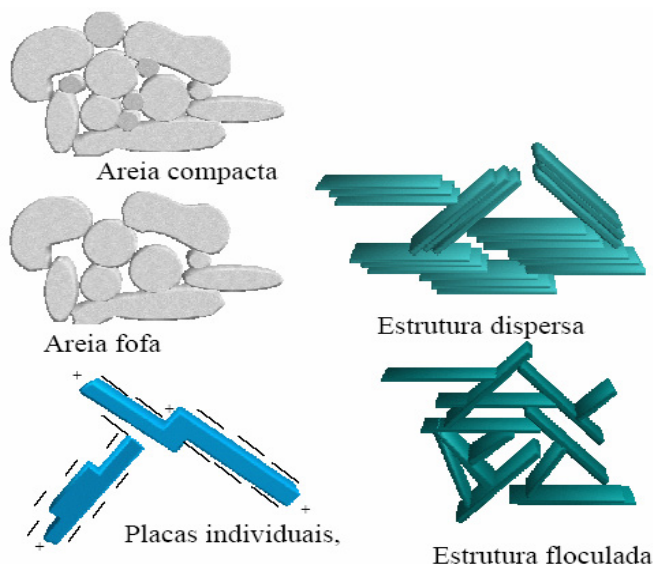


Figura. 3.11: Algumas estruturas típicas de solos grossos e finos (adaptado de Lambe, 1969)

Como foi visto, a compactação tem influência na estrutura dos solos podendo observar-se na Figura 3.12 a), as estruturas formadas no lado seco da curva de compactação que tendem a ser do tipo floculada, enquanto que no lado húmido da curva de compactação formam-se solos com estruturas predominantemente dispersas. Este facto das estruturas variarem conforme o tipo de material, tem um reflexo directo sobre os materiais. Este efeito, será visível nos ciclos de descarga-recarga nos resultados dos ensaios triaxiais, objecto deste trabalho e que serão mais adiante apresentados, particularmente nos níveis mais baixos de tensão, em que a estrutura do tipo flocular se apresenta menos resistente e mais sensível a cedência micro-estrutural.

Ainda na Figura 3.12, pode-se observar o comportamento distinto em termos de resistência de um solo compactado do lado seco e do lado húmido – Figura 3.12 b) – sendo que o solo compactado do lado seco apresenta uma maior resistência ao corte no fim da compactação. No entanto, é preciso ter em conta que o período pós compactação pode ser afectado por outros efeitos, como por exemplo pela saturação – Figura 3.12 c) – em que partindo da mesma condição, os provetes saturados apresentam pequena diferença de resistência ao corte, sendo que o do lado seco teve uma ligeira perda de resistência. Isto quer dizer que um solo compactado do lado seco apresenta resistência mais elevada no fim da compactação, mas muito semelhante a de um provete compactado nas mesmas condições do lado húmido no fim da saturação (Matos Fernandes, 1994).

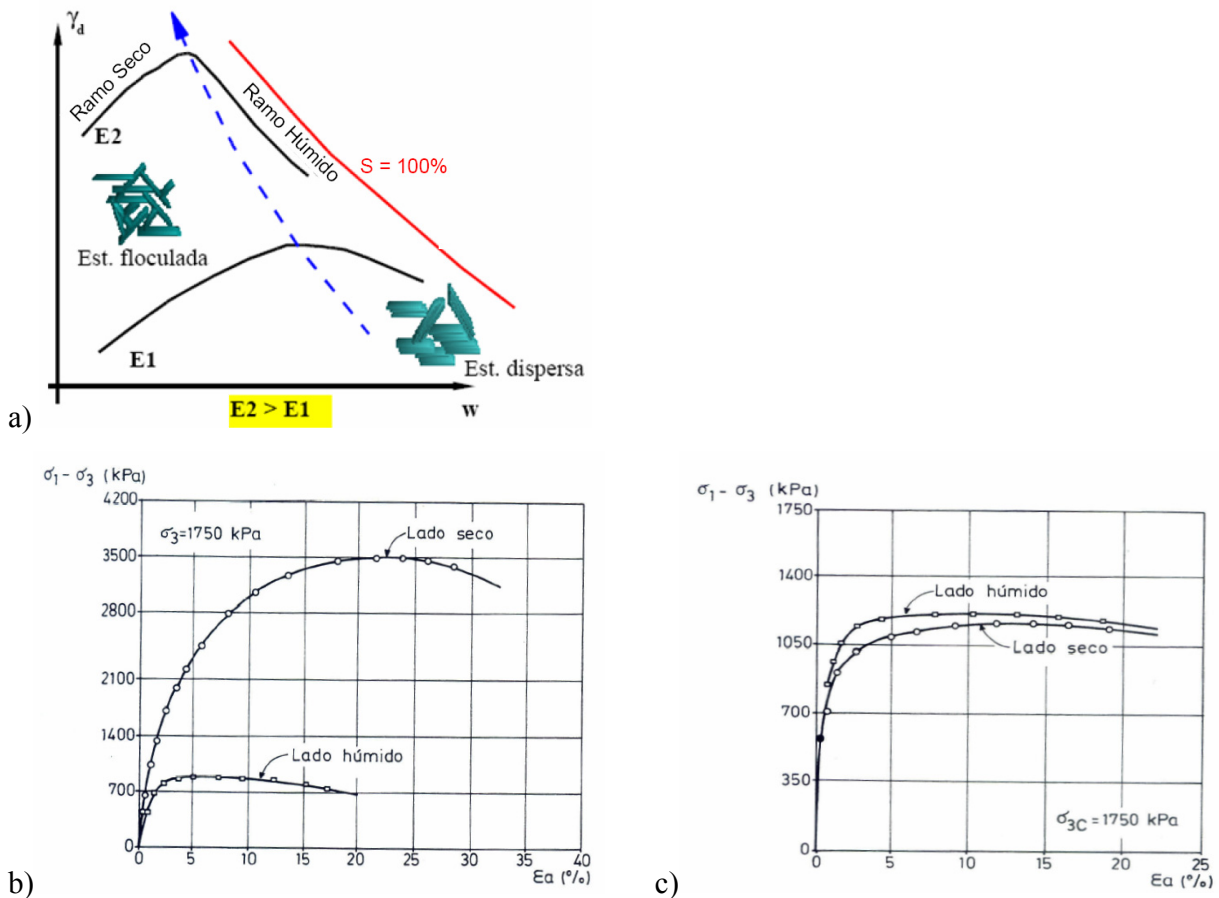


Figura 3.12: a) Influência da compactação na estrutura dos solos (adaptado de Caputo, 1981)

b) Efeito do teor em água de compactação na resistência ao corte de um solo

c) Efeito da saturação na resistência ao corte de um solo compactado do lado seco e do lado húmido.

(Figuras a) e b) de Matos Fernandes, 1994)

Neste trabalho de investigação, estando em consideração estes conceitos os solos em apreço foram compactados em três pontos correspondentes aos teores em água ótimo, -2% e +2% do ótimo, tal como é comum em obras de terraplenagem para leitos de pavimentos. A compactação foi realizada em termos de Proctor Pesado (vulgo Modificado) de acordo com a norma portuguesa LNEC – E 197 – 1966, usada também em Moçambique e que está de acordo com as normas regionais, nomeadamente as da SATCC (Southern Africa Transport and Communications Commission) prescritas no “Standard Specifications for Road and Bridge Works”, de Setembro de 1998.

Na Figura 3.13 apresenta-se as curvas de compactação e saturação correspondentes às duas amostras de solos estudados.

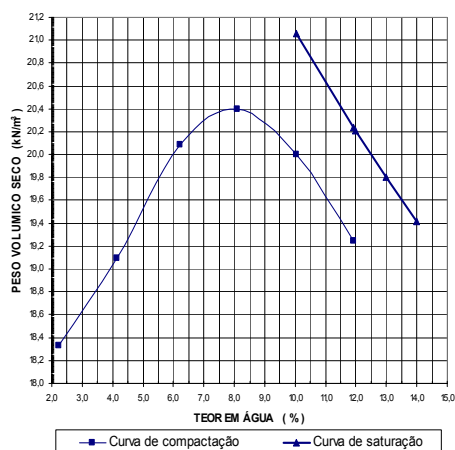
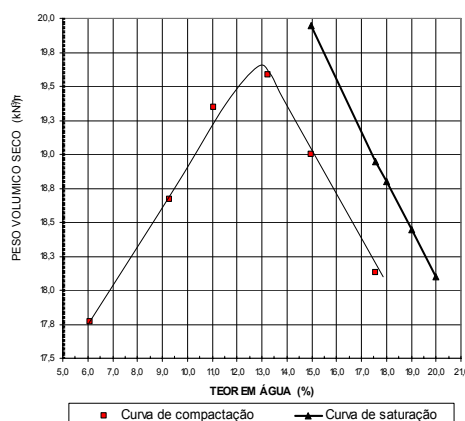


Figura 3.13 a): Curva de compactação EN-206



b): Curva de compactação EN-MG

3.4 Ensaio CBR (Californian Bearing Ratio) – (LNEC E 198)

O CBR é um índice utilizado como base para o dimensionamento de pavimentos flexíveis. O ensaio CBR visa determinar Propriedades Expansivas do material e Índice de Suporte. O ensaio para a determinação de CBR consiste na determinação da relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num provete de solo, e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa brita padronizada.

O valor dessa relação, expressa em percentagem, permite determinar, por meio de equações empíricas, a espessura de pavimento flexível necessária, em função do tráfego. Em linhas gerais, a sequência do ensaio é a seguinte:

- Com o teor em água ótimo compactam-se três provetes de material no molde, em cinco camadas iguais de modo a se obter uma altura total de solo com cerca de 12,5 cm, após a compactação. Cada camada de cada provete recebe 12, 25 e 55 pancadas do pilão respectivamente, caindo de uma altura de cerca de 45,7 cm, distribuídas uniformemente sobre a superfície da camada, e no fim determina-se o valor de γ_d obtido para cada provete. O peso do pilão é de 4,5 kg;
- Após a compactação, alisa-se o material na parte superior de maneira a ter altura exacta do molde e retira-se do material, o excedente da moldagem uma amostra representativa com cerca de 100g para determinação do teor em água;

CAPÍTULO 3

- c) Compactam-se outros provetes com crescentes teores em água, tantas vezes quantas necessárias para caracterizar a curva de compactação;
- d) Colocam-se os provetes em imersão em água durante quatro dias, e controla-se a expansão experimentada durante esse tempo (Figura 3.14);



Figura 3.14: Provetes imersos em água antes da penetração

- e) Após aquele período, a penetração dos provetes é feita numa prensa com um pistão de 5 cm de diâmetro, a uma velocidade controlada e constante de 1,25 mm/min (Figura 3.15);

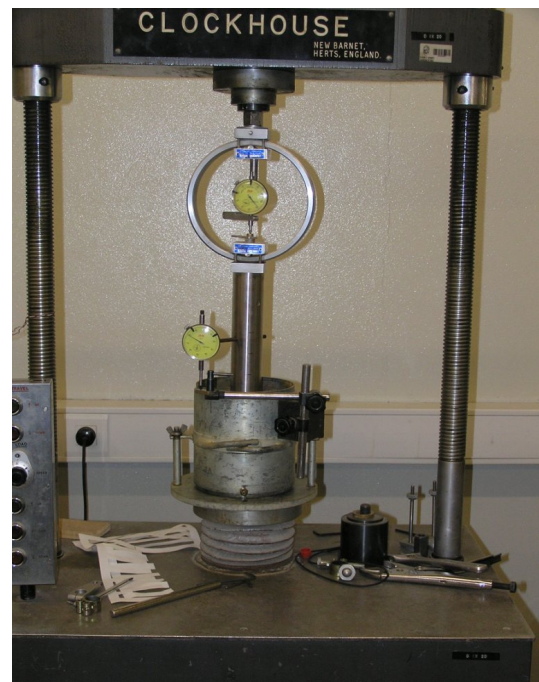
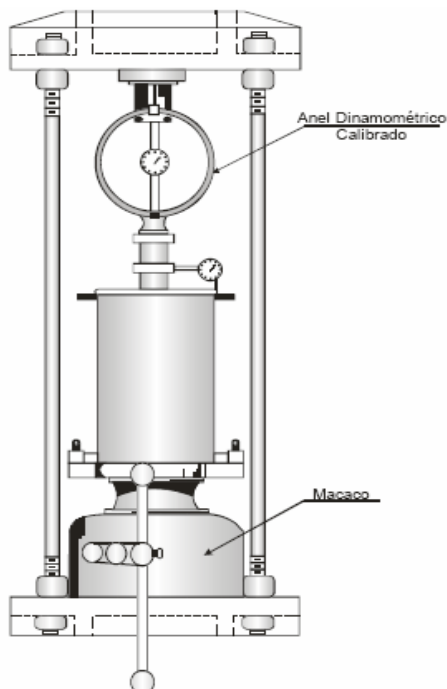


Figura 3.15: Prensa para determinação de CBR e respectivo processo de penetração em curso

- f) Traça-se então a curva pressão-penetração como representado na Figura 3.16. Caso exista um ponto de inflexão, traça-se uma tangente à curva nesse ponto até que ela intercepte o eixo das abscissas. A curva corrigida será então essa tangente mais a porção convexa da curva original, considerada a origem mudada para o ponto em que a tangente corta o eixo das abscissas. Seja c a distância desse ponto à origem dos eixos. Soma-se às abscissas dos pontos correspondentes as penetrações de 2,5 e 5,0 cm a distância c . Com isso obtêm-se, na curva traçada, os valores correspondentes das novas ordenadas, que representam os valores das pressões corrigidas para as penetrações referidas;
- g) O CBR, em percentagem, para cada provete é obtido pela expressão:

$$CBR = \frac{\text{pressão calculada ou pressão corrigida}}{\text{pressão padrão}} \times 100\% \quad (3.5)$$

Adopta-se para o índice CBR o maior dos valores obtidos nas penetrações de 2,5 e 5,0 cm.

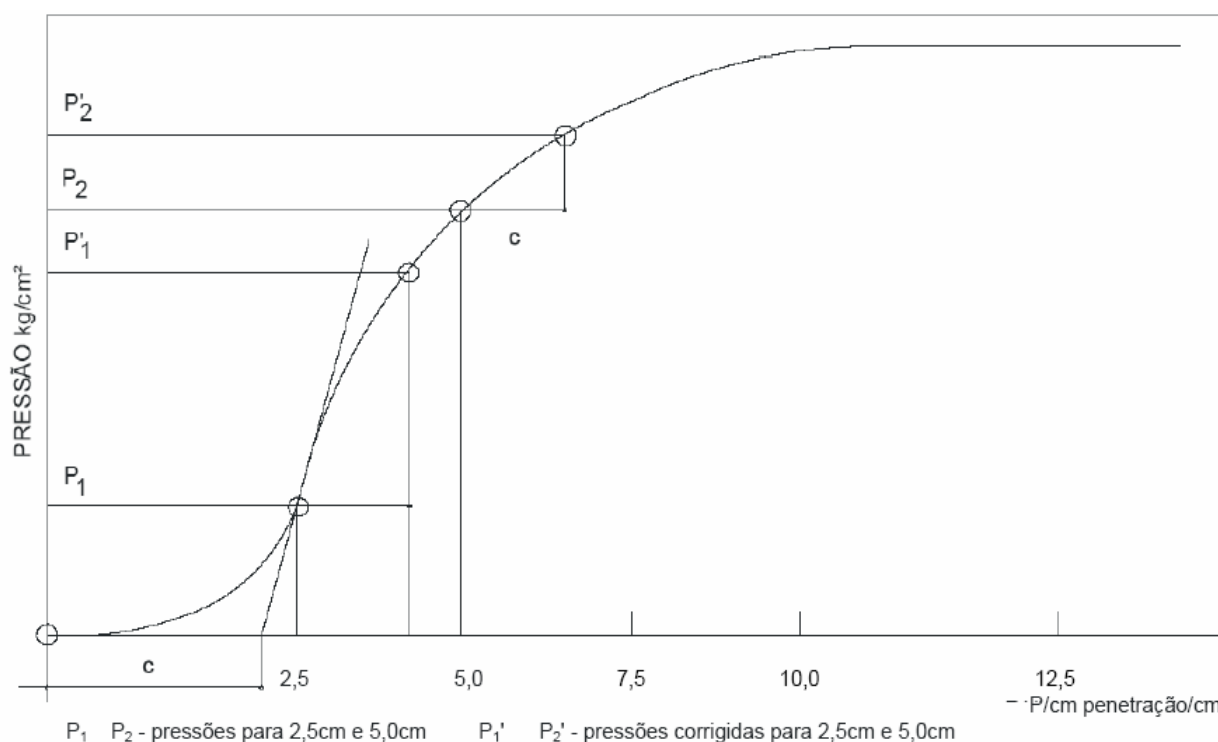


Figura 3.16: Curva Pressão vs Penetração

Para o cálculo do CBR final, registam-se de preferência, na mesma folha em que se representa a curva de compactação, usando a mesma escala dos teores em água de moldagem, sobre o eixo das ordenadas, os valores dos Índices do Suporte Califórnia (CBR) obtidos, correspondentes aos valores dos teores em água que serviram para a construção da curva de compactação. O valor da ordenada desta curva, correspondente à do teor em água ótimo já verificado, indica o CBR, (Figura 3.17). Os Quadros 3.4 e 3.5 contêm os valores de CBR para as duas amostras de solos ensaiadas, e as curvas que relacionam a força vs penetração estão apresentadas nas Figuras 3.18 a) e b). Para execução do ensaio, seguiu-se a norma portuguesa LNEC – E 198 (1967)

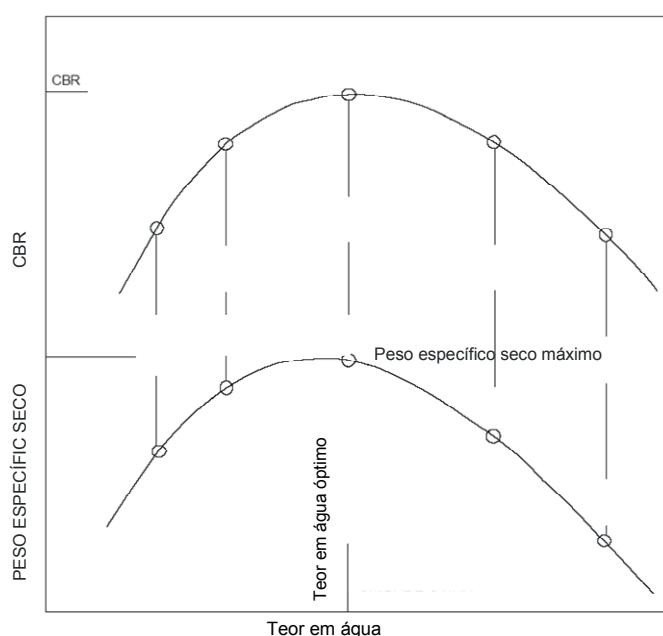


Figura 3.17: Curvas de relações Peso Específico Seco vs Teor em água, e CBR vs Teor em água

Quadro 3.4: Resultados do Ensaio CBR para a amostra EN-206

NÚMERO DE PANCADAS POR CAMADA		55	25	12	MÉDIA
CBR (%)	PENETRAÇÃO 2,5 mm	73,0	18,5	10,6	34,0
	PENETRAÇÃO 5,0 mm	72,0	25,8	11,2	36,3

Quadro 3.5: Resultados do Ensaio CBR para a amostra EN-MG

NÚMERO DE PANCADAS POR CAMADA		55	25	12	MÉDIA
CBR (%)	PENETRAÇÃO 2,5 mm	40.4	36.3	19.2	32.0
	PENETRAÇÃO 5,0 mm	38.9	31.3	17.1	29.1

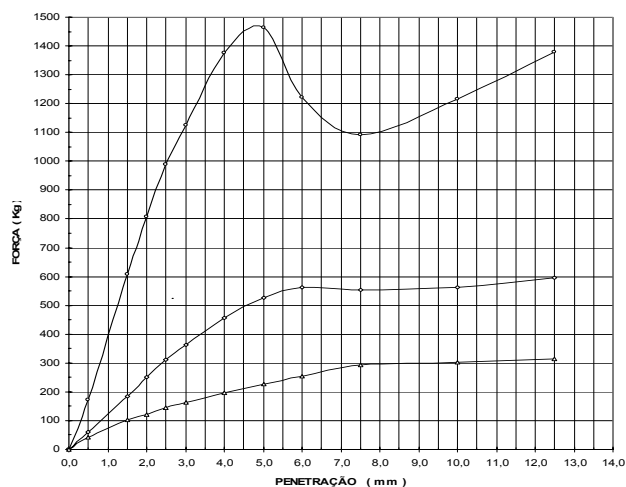
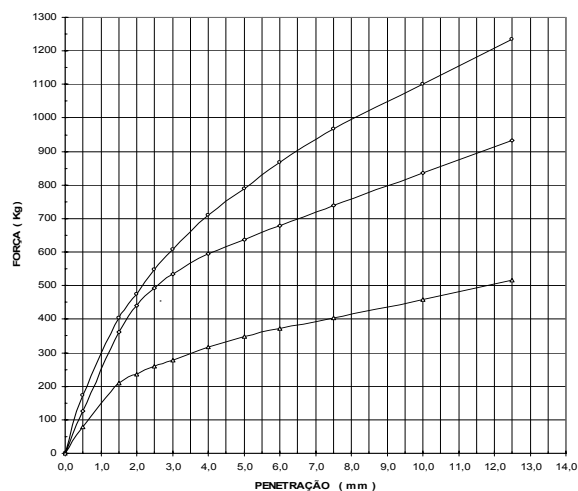


Figura 3.18: a) Curva Força vs Penetração, amostra EN-206



b) Curva Força vs Penetração, amostra EN-MG

Durante a realização dos ensaios CBR, verificou-se que os provetes da amostra EN-206 rompiam-se, mostrando o aspecto ilustrado na Figura 3.19 que se refere a dois provetes ensaiados em alturas diferentes, para verificação do tal comportamento, o que pode explicar a configuração da curva correspondente às 55 pancadas. Aliás, essa tendência de rotura é também verificada para as outras curvas do mesmo provete, mas devido à energia induzida nos mesmos, a clarividência é menor.



Figura 3.19: Dois provetes ensaiados no molde CBR para a estrada EN-206 podendo-se ver as fissuras no solo

3.5 Ensaio Edométrico – Compressibilidade

3.5.1 Descrição

A compressibilidade é a propriedade dos solos se deformarem, com diminuição de volume, sob a acção de uma força de compressão. Ela manifesta-se, quer na compactação dos solos não saturados, quer na consolidação dos solos saturados. No caso da compactação, a redução de vazios dá-se à custa da expulsão de ar, enquanto que na consolidação, faz-se pela expulsão da água. A velocidade de consolidação de um solo saturado é função da sua permeabilidade. Nos solos arenosos, a consolidação desenvolve-se rapidamente; nos argilosos o processo é mais lento, podendo prolongar-se por muitos anos, principalmente se os solos forem argilas moles ou muito moles. O estudo da consolidação lenta apresenta interesse especial no caso de aterros executados sobre camadas espessas de argila compressível, sendo nesse caso necessário na escolha do tipo de pavimento, considerar a possível ocorrência de assentamentos diferenciais.

O estudo da consolidação dos solos é normalmente feito com recurso ao ensaio edométrico, num aparelho desenvolvido por Terzaghi e posteriormente modificado por Casagrande, para o estudo das características de compressibilidade do solo e da taxa de compressão no tempo. A Figura 3.20 apresenta, de modo esquemático, o aparelho utilizado nos ensaios de compressão confinada.

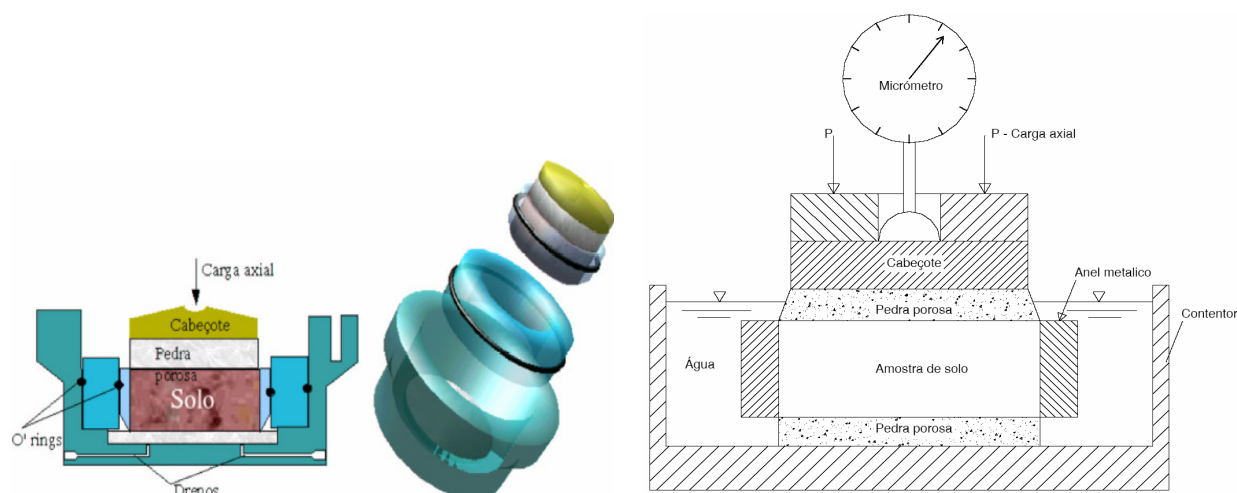


Figura 3.20: Edómetro para ensaios de consolidação (adaptado de Terzaghi, 1943)

No aparelho apresentado na Figura 3.20, uma amostra de solo, compactada ou indeformada, é submetida a valores crescentes de tensão vertical, sob a condição de deformações radiais nulas. O

ensaio de consolidação é normalmente realizado mantendo-se a amostra saturada e utilizando-se duas pedras porosas (uma no topo e outra na base do provete) de modo a acelerar a velocidade dos assentamentos e diminuir o tempo necessário para a realização do ensaio. Durante cada estágio de carregamento são efectuadas leituras, através de um extensómetro, dos deslocamentos verticais do topo da amostra e do tempo decorrido para obtenção de cada valor de deslocamento. No Laboratório de Geotecnia da FEUP, este ensaio é feito com auxílio dum sistema e software específico que faz a aquisição automática de dados e torna o processo muito mais simples e preciso. O sistema possui transdutores de deslocamento acoplados ao anel que permite a leitura e tratamento dos dados.

A taxa de variação de volume da amostra com o tempo (note-se que neste caso, como as deformações radiais são nulas, a deformação volumétrica do solo é numericamente igual à deformação axial) varia significativamente de acordo com o tipo de solo ensaiado. Por exemplo solos não coesivos, como as areias puras, deformam-se quase instantaneamente, enquanto que os solos finos requerem longos períodos para que o processo de consolidação termine.

As leituras dos deslocamentos medidos no topo do provete devem ser obtidas até que se assegure uma consolidação média de pelo menos 90%. No caso de solos finos, com valores de permeabilidade muito baixos o tempo requerido para que se passe de um carregamento para o outro pode ser superior a um dia ou até mesmo mais, dependendo da natureza do solo ou no caso de se pretender estudar as suas características de fluência.

3.5.2 Interpretação dos Resultados

Existem diversos modos de se representar os resultados de um ensaio de consolidação. A consolidação inicia-se relativamente veloz, mas com o tempo, a taxa de deformações do solo vai decrescendo substancialmente, por isso, após decorrido o tempo necessário, as leituras do extensómetro tornam-se praticamente constantes, e assume-se que a amostra atingiu o estado de equilíbrio (não há mais variações no estado de tensões efectivo do solo), apesar de que se reconheça que, o tempo necessário para que o processo de consolidação se complete é teoricamente infinito. Tendo em vista destas considerações, os resultados das leituras efectuadas em cada estágio de consolidação são na maioria dos casos plotados em gráficos em função do

logaritmo do tempo, noutros casos, em função da raiz quadrada do tempo. Essas representações são apresentadas na Figura 3.21.

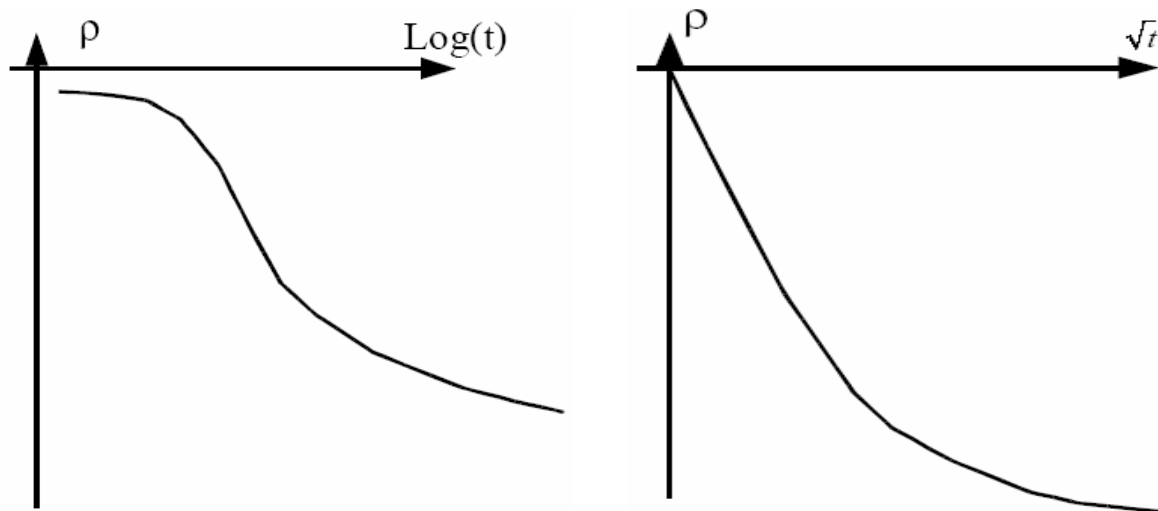


Figura 3.21: a) Representação assentamento vs log do tempo b) Representação assentamento vs raiz quadrada do tempo

Mas, como a compressão do solo está em função da variação do seu índice de vazios, a curva de compressão é normalmente representada em termos de índice de vazios versus o logaritmo da tensão vertical (geralmente adopta-se um gráfico semi-logarítmico, pelo fato de os valores de tensão vertical aplicados ao solo no ensaio de consolidação variarem bastante, desde valores tão baixos como 2 kPa até valores da ordem de 2 MPa), ver Figura 3.22.

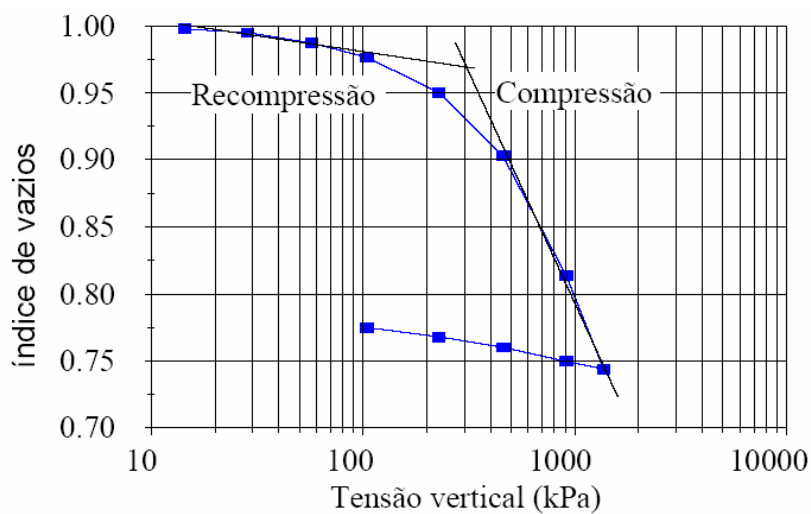


Figura 3.22: Resultados do ensaio de consolidação em termos de índice de vazios vs tensão vertical. Escala semi-log.

O valor do índice de vazios no final de cada estágio de carregamento do solo pode ser obtido considerando-se a hipótese de carregamento confinado ($\varepsilon_v = \Delta h/h_0$) e utilizando-se o diagrama de fases apresentado na Figura 3.23, donde temos:

$$e_f = e_0 + \frac{\Delta h}{h_0}(1 + e_0) \quad (3.6)$$

e_f : índice de vazios no fim do estágio de carregamento actual;

Δh : variação de altura do provete (acumulada) no final do estágio;

h_0 : altura inicial do provete (antes do início do ensaio);

e_0 : índice de vazios inicial do provete (antes do início do ensaio).

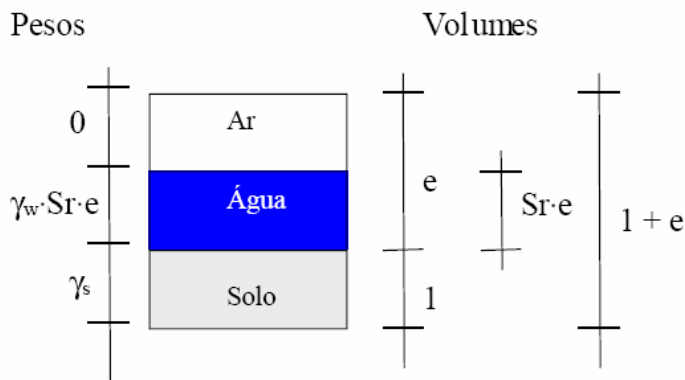


Figura 3.23: Diagrama de fases de um solo

No presente trabalho, a realização de ensaios edométricos, visa particularmente apoiar o estudo para o estabelecimento da função do índice de vazios dos solos que servirão de base para a determinação dos módulos de deformabilidade nos ciclos de descarga-recarga dos ensaios triaxiais cíclicos. A função de índice de vazios é de difícil definição, pois ela é conseguida através de ensaios triaxiais com medição de ondas sísmicas, os quais são de difícil realização e portanto, idealizou-se esta alternativa como forma de adquirir melhor conhecimento do comportamento do solo em relação à compressibilidade. A função $F(e)$ permite estudar com maior precisão os módulos de deformabilidade, com recurso ao ensaio triaxial e uso de ondas sísmicas a partir do qual, podemos determinar para a mesma tensão efectiva, os valores dos índice de vazios correspondentes, e com formulações apropriadas avaliar a função $F(e)$. Dado que o esforço para a sua determinação redundou em fracasso, não será abordada essa determinação, limitando-se a utilizar as formulações teóricas, questão discutida ao longo da dissertação.

Foram realizados ensaios edométricos das duas amostras de solos, sendo aquela que contém mais partículas grossas ensaiada no anel de 125mm, enquanto que a outra foi no anel de 75mm. Esses ensaios estão representados na Figura 3.24, onde se podem ver ainda os deflectómetros e os transdutores de deslocamentos que são ligados ao sistema de aquisição automática.



Figura 3.24: a) Ensaios edométricos em curso para as duas amostras de solos estudadas



b) Anéis de 125mm e de 75mm instrumentados com deflectómetros e transdutores de deslocamento vertical

O plano de cargas utilizado foi proposto de modo a garantir harmonia com as tensões de consolidação utilizadas nos ensaios triaxiais, embora para a amostra com mais grossos, o limite de carga do edómetro não permite alcançar o mesmo valor da câmara triaxial, aliás, o mesmo plano foi utilizado no ensaio triaxial na câmara “stress-path” (tipo “Bishop-Wesley”) para estudo da função do índice de vazios, tendo em atenção o interesse em obter vários pontos com diferentes índices de vazios para o mesmo valor de tensão de consolidação. Assim, o plano de cargas foi para a amostra EN-206 de acordo com o Quadro 3.6 e para EN-MG com o Quadro 3.7 e os resultados gráficos para as duas amostras de solos ensaiadas são apresentados nas Figuras 3.25 e 3.26.

Quadro 3.6: Plano de aplicação de cargas para o ensaio edométrico (EN-206).

Amostra EN-206	Tensão de consolidação (kPa)											
Carga	10	20	30	50	70	100	150	200	400	800		
Descarga					70					800		
Recarga					70	100	150	200	400	800	1000	1200
Descarga	50					100		200	400	800		

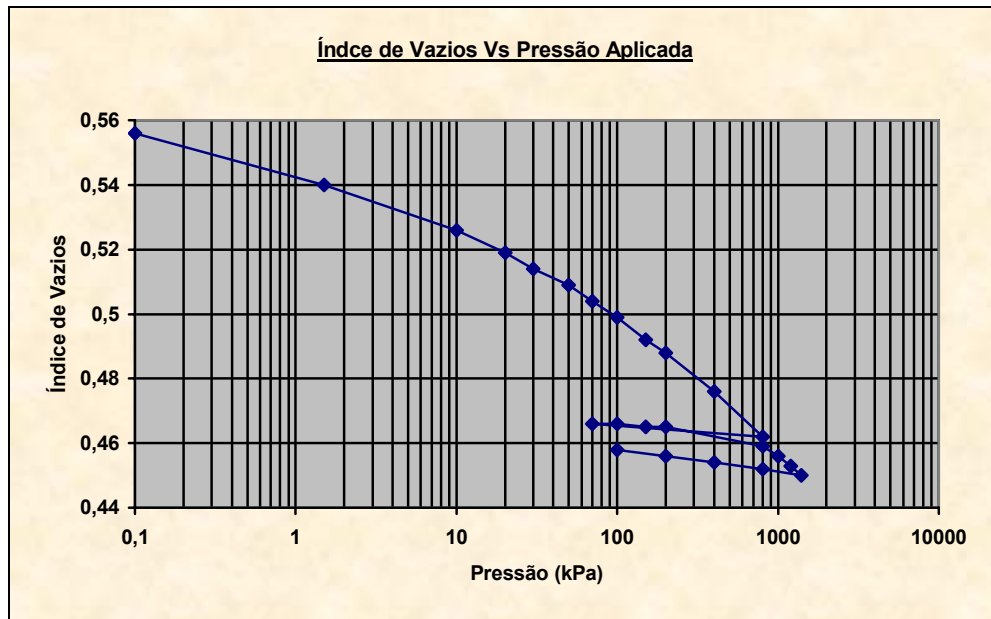


Figura 3.25: Resultados do ensaio de consolidação – índice de vazios vs tensão vertical, para a amostra EN-206

Quadro 3.7: Plano de aplicação de cargas para o ensaio edométrico (EN-MG).

Amostra EN-MG	Tensão de consolidação (kPa)										
Carga	10	20	30	50	70	100	150	200	400	800	
Descarga					70					800	
Recarga					70	100	150	200	400	800	1000 1200 1300
Descarga	50					100		200	400	800	

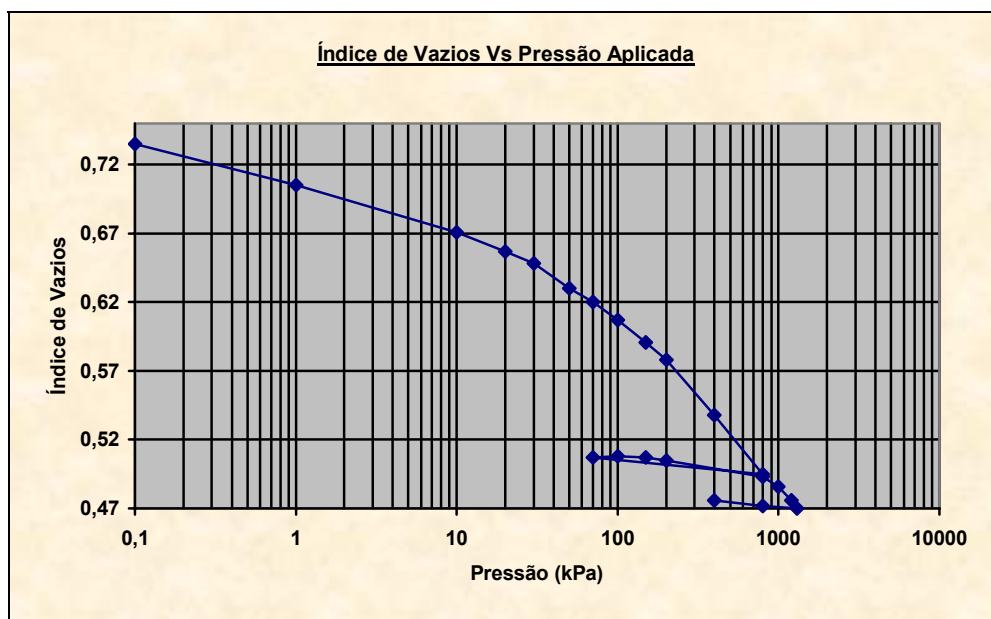


Figura 3.26: Resultados do ensaio de consolidação – índice de vazios vs tensão vertical, para a amostra EN-MG

Os parâmetros de compressibilidades dos dois solos ensaiados estão representados no Quadro 3.8.

Quadro 3.8: Parâmetros dos ensaios edométricos realizados

Amostra	e_0	c_c	c_r	$c_c/(1+e_0)$
EN-206	0,5565	0,0379	0,0038	0,0243
EN-MG	0,7002	0,0126	0,00113	0,0741

3.6 Ensaios Triaxiais

O ensaio de compressão triaxial clássico, em traços gerais, consiste em aplicar ao provete de solo, de forma cilíndrica, uma tensão de confinamento uniforme ($\sigma_3 = \sigma_2$) e uma tensão axial crescente (σ_1), através da qual o provete é levado à rotura, como pode ser visto na Figura 3.27.

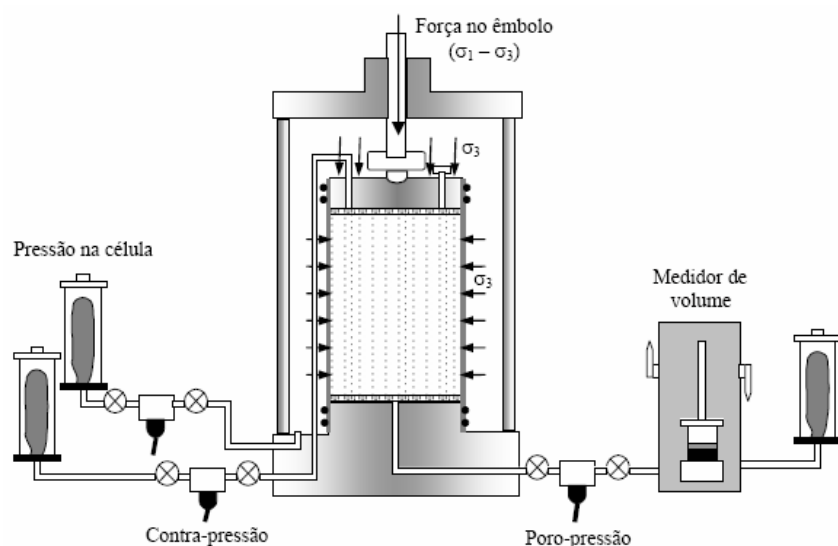


Figura 3.27: Representação esquemática do ensaio triaxial clássico (Fonte: Apontamentos da disciplina de PAE 1)

A tensão de confinamento é aplicada por intermédio de um fluido sob pressão, em geral água, impedida de contactar directamente com o provete por este estar protegido por uma membrana de látex. A tensão axial (σ_1) resulta da aplicação (por meio de um êmbolo) no topo do provete da tensão ($\sigma_1 - \sigma_3$), designada por tensão de desvio ou tensão distorcional e da tensão de confinamento (σ_3), ou seja, $\sigma_1 = \sigma_3 + (\sigma_1 - \sigma_3)$. Nestas condições de ensaio, as tensões σ_1 e σ_3 são tensões

principais, máxima e mínima, respectivamente e a cada tensão de confinamento corresponde a um círculo de Mohr cujo diâmetro é igual ao valor da tensão distorcional, ou seja, $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

Na prática corrente, em vez de se traçarem vários círculos de Mohr, projecta-se a curva tensão-deformação, $(q = \sigma_1 - \sigma_3)$ versus ε , ou σ_1/σ_3 versus ε , sendo ε a extensão axial do provete, determinada pela expressão $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0}$, (ver Figura 3.28).

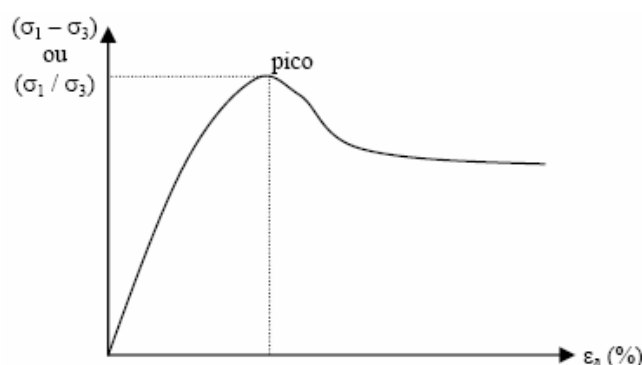


Figura 3.28: Relação tensão-deformação típica de um ensaio de compressão triaxial

3.6.1 Procedimentos preparatórios: Calibração

Antes da execução do ensaio triaxial, à semelhança de todos os outros, deve-se proceder à calibração, ou à verificação da calibração, dos diferentes equipamentos, nomeadamente: célula de carga, transdutores de pressão (da célula, da poro-pressão e da contra-pressão), medidor automático de volume, transdutores de deformação (internos e externos).

a) Transdutores de deslocamento externo

A calibração dos transdutores de deslocamento externo (tipo LVDT) faz-se através de um micrómetro, como indicado na Figura 3.29, sendo comum efectuar registos de calibração a cada 0,5 mm de deslocamento para o transdutor a utilizar bastando que apresente um campo de leitura de 25 mm.



Figura 3.29: Calibração dos transdutores de deslocamento (LVDT's) com uso do micrómetro

b) Transdutores internos de deformação

Conforme já foi possível constatar, esta dissertação envolveu ensaios triaxiais não clássicos, por isso, houve necessidade de recorrer a uma vasta gama de instrumentação. Internamente (dentro da célula) foram utilizados os transdutores de bandas metálicas extensiométradas, os LDT's apresentadas na Figura 3.30 e devidos à equipa de investigação da Universidade de Tóquio (Goto et al. 1991, Totsuoka et al. 1993, Viana da Fonseca, 1996).

De há algum tempo para cá que é reconhecida a grande importância em se proceder à medição das deformações locais, sendo a utilização de transdutores internos o único meio a partir do qual é possível medir com suficiente precisão a resposta dos provetes às solicitações impostas, permitindo assim o conhecimento das características de rigidez desde as gamas de muito pequenas deformações até aos níveis mais elevados, o que constitui sem margem para dúvidas matéria de inegável interesse para o projecto geotécnico, pois é possível adequar as características de rigidez a utilizar no projecto em função dos níveis de solicitação e de deformação previstos para uma determinada obra. As técnicas clássicas de instrumentação associadas aos ensaios convencionais de laboratório tinham como principal objectivo determinar parâmetros de resistência associados a estados de rotura ou residuais, ou parâmetros de deformabilidade que, por estarem associados a elevados níveis de deformação, conduziam a valores bastante conservativos. Actualmente os parâmetros mecânicos avaliados por instrumentação clássica não permitem definir leis constitutivas apropriadas aos novos desafios, até porque as estruturas recentes associadas a grandes empreendimentos geotécnicos (edifícios de grande envergadura, obras de terra complexas, estruturas de suporte de grande escala, túneis implantados em maciços terrosos com pequenos

recobrimentos, etc.) envolvem deformações normalmente inferiores a 1 % (Jardine et al., 1987, Viana da Fonseca et al., 1997).

A necessidade de proceder ao registo rigoroso das pequenas deformações permitiu o desenvolvimento de pesquisa científica e tecnológica em diferentes centros de investigação, cujo resultado foi a concepção de diversos dispositivos de instrumentação interna, como por exemplo os inclinómetros tipo electro-nível, os transdutores electromagnéticos de proximidade, os sensores tipo “Hall effect”, electro-inclinómetros, etc. O processo de calibração é semelhante ao utilizado para o transdutor de deslocamentos externos.

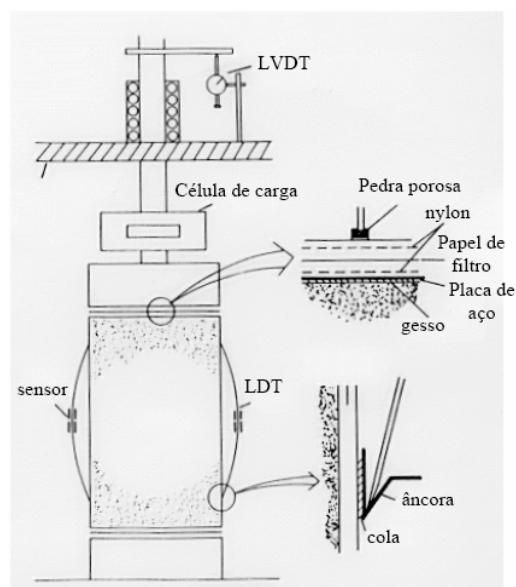
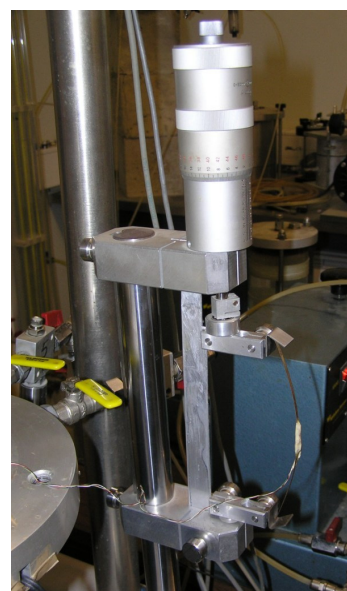


Figura 3.30: a) Transdutores de bandas metálicas extensiométradas (Tatsuoka *et al.*, 1993).



b) LTD's no processo de calibração no Laboratório de Geotecnia da FEUP (LABGEO) – Viana da Fonseca, 1996

c) Células de carga

A calibração das células de carga (interna e externa) pode ser feita por exemplo através da colocação directa de cargas de valores conhecidos sobre a célula. No entanto, como a célula de carga tem capacidade máxima que varia normalmente entre os 5 kN e os 10 kN, não é recomendável a aplicação directa de cargas que cubram todo o campo de leitura, pelo que se utilizam equipamentos de carregamento alternativos, de que é exemplo o ilustrado na Figura 3.31, sendo uma das células calibrada numa instituição certificada para o efeito.

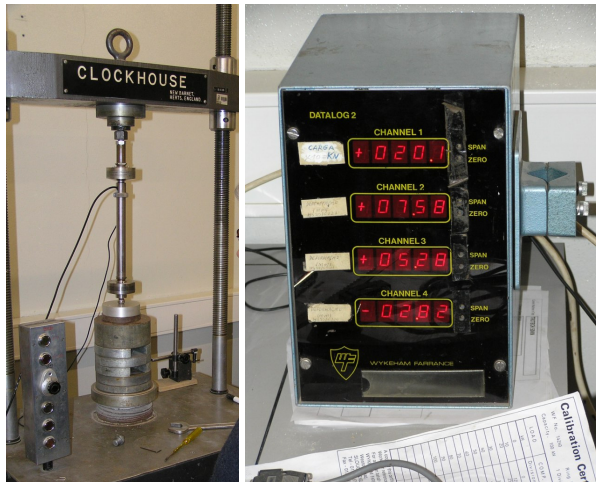


Figura 3.31: Equipamento utilizado na calibração da célula de carga

d) *Transdutores de pressão*

A calibração dos transdutores de pressão faz-se recorrendo a um calibrador hidráulico ou pneumático (Figura 3.32), sendo para tal efectuados no mínimo 15 registos para a definição da equação linear de calibração. Antes da colocação dos provetes na célula triaxial deve ser efectuada a validação da calibração por intermédio da solicitação simultânea dos três transdutores através do accionamento da bomba manual de pressão existente no painel de distribuição de água e comparação dos respectivos registos com a leitura da pressão da célula manométrica de pressão existente no mesmo painel.

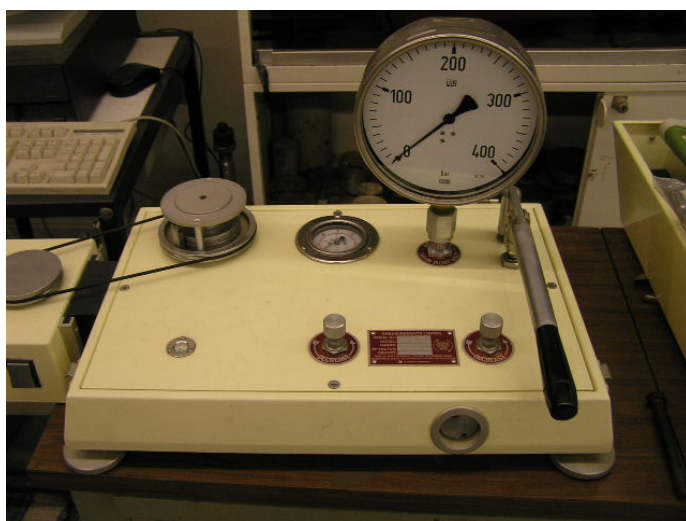


Figura 3.32: Calibrador hidráulico dos transdutores de pressão (Druck Company, no LABGEO, FEUP)

e) Medidor automático de volume

Existem diversos tipos de medidores automáticos de volume. No Laboratório de Geotecnia da FEUP existem os manufacturados pelas firmas ELE, Wykeham Farrance e pelo Imperial College de Londres. Ambos permitem a reversão do sentido de fluxo, no entanto é necessário fixar o sentido de percolação do referido medidor, que pode corresponder ao incremento na leitura associada à compressão da amostra, ou seja, a água sai do provete. Existem diversos procedimentos de calibração, um dos quais consiste em fazer passar água pelo medidor automático de volume e registar o deslocamento do transdutor de deslocamento a ele associado. A cada milímetro de deslocamento corresponde a um certo volume de água. A Figura 3.33 ilustra dois medidores de volume, um deles no processo de calibração.

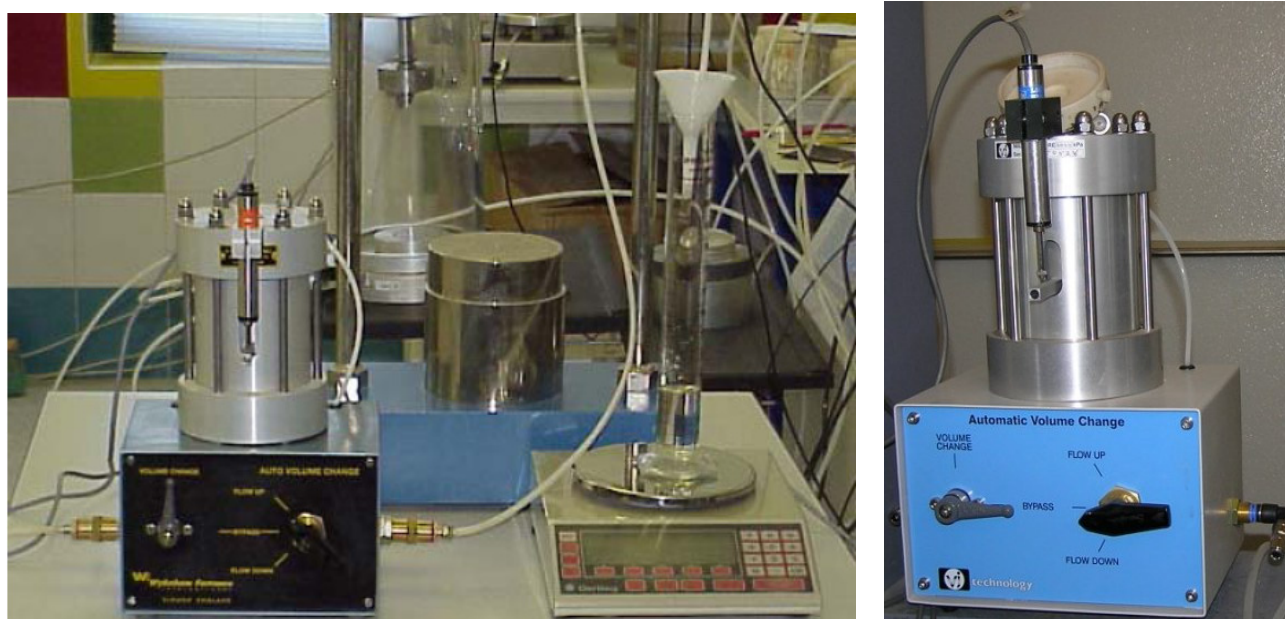


Figura 3.33: Procedimento de calibração do medidor automático de volume (Wykeham Farrance)

Todos os equipamentos aqui referidos apresentam vantagens e inconvenientes: Alguns requerem calibrações não-lineares, enquanto outros apresentam um campo de leitura limitado; outros ainda apresentam dificuldades de montagem e operação; outros são muito sensíveis não só às deformações axiais como também às rotações, sendo por isso recomendado muito cuidado e experiência nesses trabalhos. Contudo, os medidores de deslocamentos mais precisos permitem no

mínimo uma resolução das deformações axiais da ordem de $\pm 2 \mu\text{m}$, o que se traduz em resoluções de $0,02 \text{ cm}^3$ nos dispositivos apresentados.

A intensa investigação levada a cabo ao nível das pequenas deformações tem permitido compreender melhor o comportamento mecânico dos geomateriais a estes níveis de deformação, resultando em importantes avanços no conhecimento geotécnico, sendo de destacar a constatação da existência de uma forte não linearidade no comportamento dos geomateriais, em especial naqueles que evidenciam elevados níveis de micro-estruturação e fábrica interparticular.

3.6.2 Processo de Saturação, Consolidação e Corte dos Provetes

Na condução de ensaios triaxiais sobre amostras de solos compactados para fins rodoviários, é importante que previamente se proceda à completa saturação dos provetes, de maneira a simular uma das condições possíveis do aterro durante a sua vida útil. Nestes ensaios, deve-se garantir um total controlo das tensões totais e efectivas, reconhecendo-se o quão difícil é, pela razão da variação da pressão neutra ao longo do ensaio associada à sucção que constitui um parâmetro de difícil quantificação com os equipamentos triaxiais correntes.

Existem vários métodos usados para a saturação dos provetes para ensaios triaxiais, sendo cada um utilizado de acordo com o tipo de solo e condições do ensaio. Uma das técnicas mais correntes consiste em aplicar pequenos incrementos de tensão total, mantendo constantes as tensões efectivas. Isto faz-se aumentando do mesmo valor a pressão na câmara e da água nos poros, que no caso presente foi de 30 kPa. A tensão efectiva em causa deve ser a própria tensão de consolidação, para que se garanta a integridade estrutural (as amostras precisam de cuidados especiais para não se danificarem). No caso em que as amostras precisam de menos cuidado na preservação estrutural (como é o caso de solos normalmente consolidados), pode-se começar pela saturação do provete com indução de contrapressão, podendo neste caso a tensão de confinamento ser mais baixa, por exemplo de 10 kPa.

Convencionalmente, faz-se a verificação da saturação no fim de cada escalão após a estabilização das deformações, determinando-se o parâmetro B de Skempton de pressões neutras. Este parâmetro determina-se a partir dos valores da tensão de confinamento e da pressão de água nos

poros, antes e depois da aplicação de um incremento rápido daquele, mantendo fechada a linha de drenagem, através da expressão:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3.7)$$

sendo Δu o excesso de pressão da água nos poros (diferença de pressão antes e depois da alteração das condições de carregamento) e $\Delta \sigma_3$ o incremento aplicado na pressão da câmara, para carregamento isotrópico, igual a $\Delta \sigma_1$.

Teoricamente o solo está 100% saturado quando o parâmetro B é igual a 1. Na prática, no entanto, aceitam-se valores superiores a 0,90 dependendo do tipo de solo.

No caso em que o critério de saturação é o controle do parâmetro B, Black e Lee (1973) consideram diferentes categorias de solos para este controlo.

Em vez de se usar o tradicional processo do valor de B (por ex. de cerca de 0,97, em solos granulares), será mais realístico determinar um valor B de acordo com as propriedades do solo e correspondentes condições de carregamento drenado ou não drenado. Assim, o factor relevante é o de se um grau de saturação inferior a 100% vai ter um papel significativo na resposta da pressão de água nos poros, ou se para 99% de grau saturação, o solo ainda se comportará como se estivesse completamente saturado, particularmente em carregamentos drenados.

Para solos moles, segundo Black e Lee (1973), o valor de B para um grau de saturação de 100% é de 1,0 enquanto que para o valor de B = 0,97 obtém-se um grau de saturação de cerca de 98%. É correntemente aceite que facilmente se consegue obter um B = 0,97 em solos moles, embora não sendo garantido que o solo esteja 100% saturado.

Em solos duros, o valor de B na saturação pode ser significativamente inferior a 1,0, aceitando-se valores acima de 0,90 para solos muito duros (sejam compactos ou estruturados).

Assim, Black e Lee, para o estudo dos níveis de saturação de solos correntes, consideraram as seguintes categorias:

- *Solos moles*: argilas moles normalmente consolidadas;
- *Solos médios*: argilas ligeiramente sobreconsolidadas, argilas e siltes compactados;
- *Solos duros*: argilas duras sobreconsolidadas, areias médias;

- *Solos muito duros*: argilas muito duras, areias muito densas, solos consolidados sob altas tensões efectivas, solos com agentes de cimentação, mesmo de estrutura aberta.

Para os referidos solos, o Quadro 3.9 apresenta valores típicos correspondentes à sua saturação quase completa.

Quadro 3.9. Valores de B para solos típicos na ou próximo da saturação completa (Black e Lee, 1973)

Categoria de solo	Grau de saturação (<i>S</i>)		
	100%	99,5%	90,0%
	Valores de B		
Mole	0,9998	0,992	0,986
Médio	0,9988	0,963	0,930
Duro	0,9877	0,69	0,51
Muito duro	0,913	0,20	0,10

Para efeitos práticos, $S < 100\%$ é aceitável desde que sucessivos incrementos iguais de pressão de confinamento, resultem em iguais diferenças dos valores de B, dentro das gamas de valores acima apresentados. A tensão de consolidação deve manter-se constante em cada incremento. Se as pressões neutras responderem de forma incremental com o aumento das pressões de confinamento, então o provete não está saturado (Wissa, 1969).

A outra forma de verificar a saturação (se for possível medir com precisão o volume), é através da observação cuidada da tendência de a água entrar na amostra quando se aumenta a contrapressão. Se o provete estiver saturado, o volume de água que entra no provete é igual ao volume medido dentro da célula, considerando a inércia da expansão da câmara (embora com o grande inconveniente de se desconhecer o factor fluência “creep” do equipamento).

Para solos de alta permeabilidade (por ex. arenosos, como é o nosso caso), a saturação pode ser conseguida rapidamente pela passagem de água desaerada através do provete. A isto associa-se a aplicação de vácuo, devendo-se ter cuidado para não perturbar a estrutura do solo.

No caso presente, tratando-se de um solo muito compacto, após verificar-se que a saturação pelo processo tradicional de incremento das pressões de confinamento e da pressão da água nos poros era muito moroso, decidiu-se pela utilização de um processo de saturação em que se combinam os métodos de incrementos sucessivos das pressões de confinamento e da pressão da água nos poros, e aplicação de vácuo para retirar o ar da amostra e permitir a rápida saturação.

As Figuras 3.34 e 3.35 mostram exemplos esquemáticos da forma como foi feita a saturação do provete durante e após a fase de aplicação do vácuo, e o sistema utilizado para o efeito.

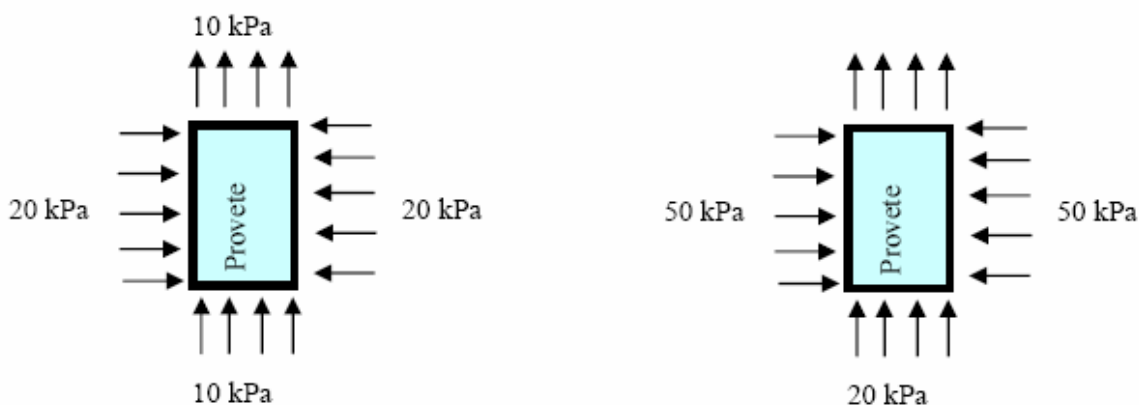


Figura 3.34: a) Saturação, durante a aplicação do vácuo;

b) Após aplicação do vácuo

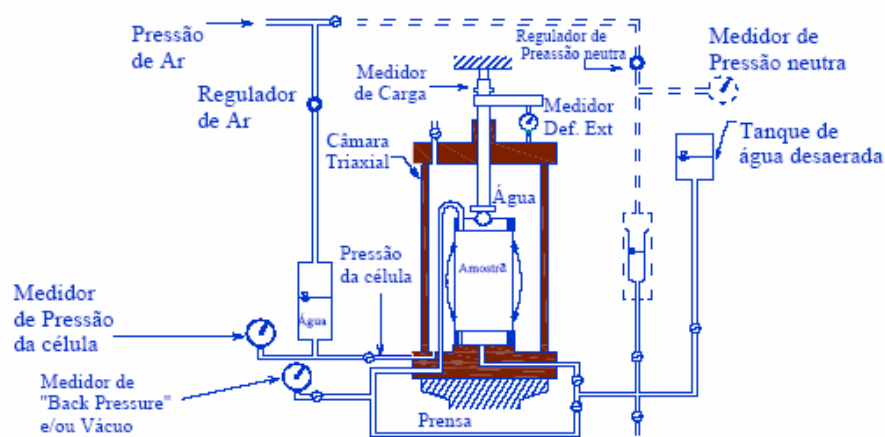


Figura 3.35: Sistema esquemático de aplicação de vácuo no provete

Para o tipo de amostras disponíveis para este trabalho (solos areno-siltosos), verificou-se que a integridade do provete pode ser afectada pela forma como o ensaio é conduzido, nomeadamente no processo de saturação-consolidação. Tradicionalmente, a saturação antecede a consolidação, no entanto tem-se verificado que muitas vezes esta metodologia induz expansão significativa ao provete, por isso foi usada a alternativa de inverter o processo, ou seja, primeiro consolidar, e depois saturar, processo este conhecido por saturação por “via seca” em oposição ao tradicional conhecido por “via húmida”.

Assim, o processo de saturação-consolidação seguiu as seguintes fases:

- consolidação isotrópica ($K_0=1,0$ – valor típico de solos compactados, adiante fundamentado);

- saturação até um valor do parâmetro B de Skempton superior a 0,90 e V_p (velocidade de transmissão no provete das ondas sísmicas de compressão “P”) superior a 1500m/s. Este método é detalhado no item 3.5.2.

Após a saturação, para cada ensaio e para cada patamar de consolidação, a carga foi aplicada com velocidade muito baixa (0,01mm/min) de modo a assegurar a drenagem total durante o ensaio, até se obter um deslocamento axial de 5×10^{-4} mm (correspondente a uma deformação de cerca de 4×10^{-4} a 5×10^{-4}), controlada pela instrumentação interna (LDT's), conforme se ilustra na Figura 3.36. Alcançada aquela deformação, iniciou-se a descarga e sequencialmente realizaram-se três ciclos de descarga-recarga no ramo final de descarga (estes ciclos decorreram em gamas de deformação de cerca de 5×10^{-6}). Finda esta fase, se procedeu à descarga total do provete, realizou-se a consolidação seguinte e repetiram-se os passos anteriores. Por fim, após a descarga total correspondente à última consolidação, procedeu-se ao corte até a rotura. Este procedimento foi adoptado com propósito semelhante ao deste estudo, nos trabalhos experimentais de uma tese de mestrado na FEUP (Vieira, 2005). Na discussão da modelação, será abordada a questão dos módulos cíclicos e os pontos onde eles são definidos de acordo com os resultados recebidos do ensaio.

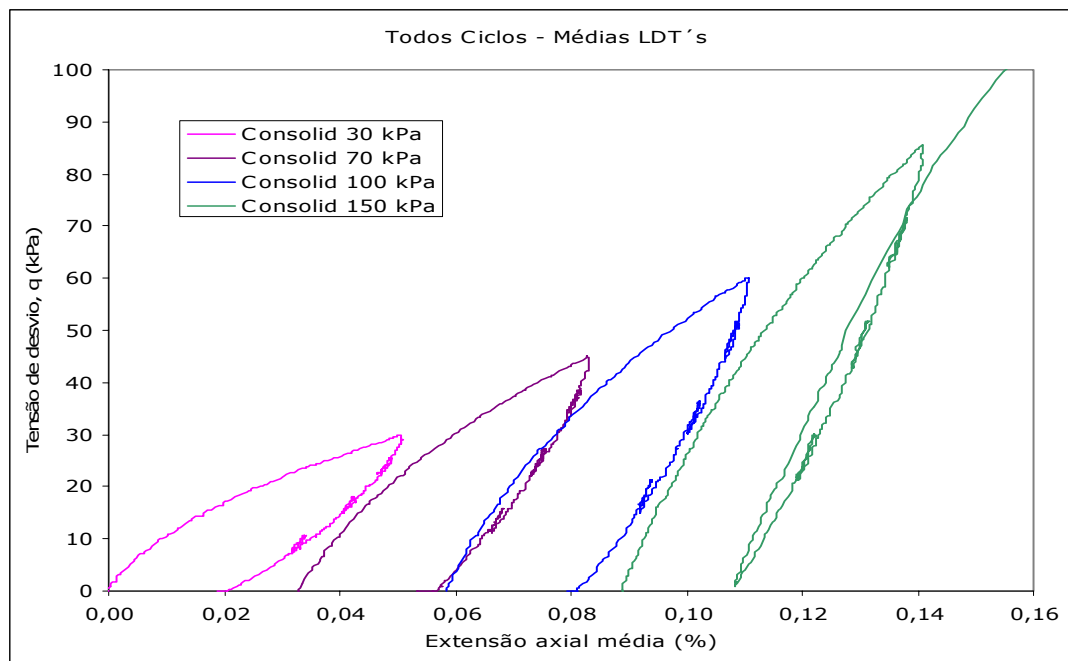


Figura 3.36: Sequência do ensaio de um provete, para todas as tensões de consolidação e os ciclos de descarga-recarga

3.6.3 Sobre o processo de corte

Sobre o processo de corte, convém referir que o modo como são aplicadas as solicitações à amostra, até a rotura, depende de vários factores, nomeadamente: da velocidade da sua aplicação, do seu modo de controlo, das condições de drenagem e das trajectórias de tensões seguidas. A escolha das condições em que a fase de corte decorre, obviamente condiciona o seu comportamento, pelo que a sua definição deve ser feita tendo em conta uma determinada realidade previsível, de modo que possa ser simulada.

Em relação às condições de drenagem, os ensaios triaxiais podem desenvolver-se de forma drenada ou não drenada. A opção entre uma ou outra depende fundamentalmente das características dos materiais a ensaiar, em especial da sua permeabilidade e dos objectivos do ensaio. A informação fornecida por ensaios realizados com fase de corte não drenada é geralmente mais completa do que aquela que resulta de ensaios drenados, pois, além da resistência não drenada, do módulo de deformabilidade não drenado e dos parâmetros de pressão neutra, é possível obter os parâmetros de resistência ao corte em termos de tensões efectivas. No entanto, os ensaios drenados constituem uma fonte de informação difícil de substituir na definição pormenorizada da superfície de cedência do solo. A possibilidade de se realizar ensaios com diferentes condições de drenagem, depende da velocidade de aplicação das solicitações, pelo que não basta abrir ou fechar a válvula de drenagem para conseguir um ensaio verdadeiramente drenado ou não-drenado. A este respeito, Ladd (1991), embora não faça distinção entre os diferentes tipos de solos, refere que a experiência laboratorial aconselha a utilização de uma velocidade de deformação axial em ensaios triaxiais de 0,5 a 1,0 %/hora. Sublinha porém que, dado o exíguo conhecimento sobre os mecanismos responsáveis pelos efeitos da velocidade de deformação, não existe uma teoria comprovada para a escolha correcta da velocidade de deformação mais adequada ao corte não drenado.

Head (1986), examina a questão da velocidade de deformação a utilizar nos ensaios de compressão triaxial através da teoria da consolidação aplicada à análise do problema da dissipação do excesso de poro-pressão nos ensaios triaxiais, recorrendo à expressão proposta por Gilbert e Henkel (1954), que define o grau médio de dissipação na rotura ($\bar{U}_f$):

$$\frac{\bar{U}_f}{100} = 1 - \frac{L^2}{4\eta c_v t_f} \quad (3.8)$$

em que:

L – é a altura do provete;

c_v – é o coeficiente de consolidação;

η – é um factor que depende das condições de drenagem (assume-se o valor de 0,75 no caso da drenagem se efectuar apenas numa extremidade);

t_f – é o tempo para a rotura.

No caso dos ensaios drenados, admitindo que um grau médio de dissipação de pressões neutras de 95 % reproduz as condições de drenagem efectiva, pode-se avaliar o tempo necessário para a rotura relacionando a expressão anterior com a que define o coeficiente de consolidação, da seguinte forma:

$$c_v = \frac{\pi D^2}{\lambda t_{100}} \quad (3.9)$$

combinando (3.8) com (3.9) obtém-se o tempo para a rotura pela expressão:

$$t_f = \left[\frac{5r^2}{\pi} \frac{\lambda}{\eta} \right] t_{100} \quad (3.10)$$

em que:

r – é a relação altura/diâmetro (L/D);

λ – é um parâmetro que depende das condições de drenagem (assume-se 1 para situações de drenagem apenas numa extremidade e a relação $L/D = 2$);

t_{100} – tempo correspondente a 100% de consolidação.

No caso dos ensaios não drenados, Head refere que, com base na relação proposta por Blight (1964), que define, para o caso de se verificar um grau de dissipação da pressão neutra na amostra de 95%, que o tempo para se atingir a rotura é expresso pela seguinte equação:

$$t_f = 0,127 \times r^2 \times \lambda \times t_{100} \quad (3.11)$$

Refira-se que é conveniente definir-se antecipadamente o conceito de rotura (normalmente o de pico) e avaliar também a deformação necessária para que tal estado ocorra, o que eventualmente

pode ser conseguido executando um ensaio prévio, sendo então possível definir a velocidade de corte a utilizar no ensaio:

$$\bar{v} = \frac{\varepsilon_f L}{100 t_f} \quad (mm / min) \quad (3.12)$$

A monitorização da efectividade da drenagem deve fazer-se através da leitura da variação da pressão neutra, preferencialmente recorrendo a dois transdutores de pressão, um ligado ao topo do provete, que normalmente funciona como única linha de drenagem, e outro ligado à base do provete, em que a linha de drenagem se encontra fechada. Este procedimento permite avaliar a condição de drenagem, bem como a evolução do equilíbrio da pressão neutra entre o ponto mais próximo e mais afastado do local de drenagem.

Também a forma como é conduzida a variação das tensões que levam a amostra à rotura afecta o comportamento tensão-deformação dos solos. Relativamente a este aspecto, distinguem-se dois tipos de ensaios triaxiais nomeadamente os de compressão e os de extensão.

Um outro factor que afecta os resultados obtidos prende-se com o modo como é efectuado o controlo da aplicação das tensões, sendo comum distinguir dois tipos de ensaios: os ensaios de tensão controlada e os ensaios de deformação controlada. Uma ou outra forma de desenvolver o ensaio apresenta vantagens e inconvenientes relativos. No entanto, refira-se que provavelmente a execução de ensaios de deformação controlada é a mais indicada para o caso de materiais sobreconsolidados ou cimentados, uma vez que é comum o aparecimento de relações tensão-deformação que evidenciam um pico de resistência e, neste caso, os ensaios executados com tensão controlada não permitem a condução do ensaio pós-pico, pois ao estabelecer uma determinada velocidade de aplicação crescente da tensão de desvio não é permitida a sua redução, fazendo com que na fase de amolecimento da amostra esta seja literalmente esmagada, pela necessidade de se impor o nível de tensão programado, perdendo-se desta forma uma parte importante da informação relativa ao comportamento pós-rotura. Para além do referido, os ensaios de tensão controlada impõem normalmente um incremento da velocidade de deformação durante o corte, o que conduz geralmente a um acréscimo da resistência do solo. No entanto, os ensaios conduzidos com tensão controlada apresentam vantagens efectivas no que diz respeito à melhor definição da relação tensão-deformação na fase inicial do ensaio, que é cada vez mais alvo de intensa investigação, dada a sua capital importância.

Ressalve-se também que a escolha da velocidade de corte em ensaios de deformação controlada deve ser criteriosamente atendida, pois normalmente o aumento da velocidade de deformação provoca um incremento da fragilidade das amostras, o que se explica pela quase independência da resistência última em relação à velocidade de deformação. Ao contrário, a resistência de pico cresce significativamente com o aumento da velocidade de deformação.

Sendo o principal objectivo a determinação de módulos de deformabilidade para vários níveis de tensões efectivas, foram desenvolvidos ensaios em aparelho triaxial com instrumentação interna de grande precisão (LABGEO, 2003), e aquisição automática dos dados. O tipo de ensaio difere do clássico por se realizar em fases relativamente distintas, correspondentes à consolidação e corte triaxial em vários ciclos de descarga-recarga de gama média de deformações (até pouco mais de 10^{-4}) e em implementação de outros 3 ciclos de muito pequena gama de deformações (da ordem de 10^{-6}) na descarga. Finda a fase de implementação dos ciclos com a última consolidação, o provete é levado à rotura. Esquematicamente pode-se apresentar nas Figura 3.37 e 3.38 o resultado de uma fase de carregamento, podendo-se observar ainda os ciclos de descarga e recarga e a análise dum dos ciclos.

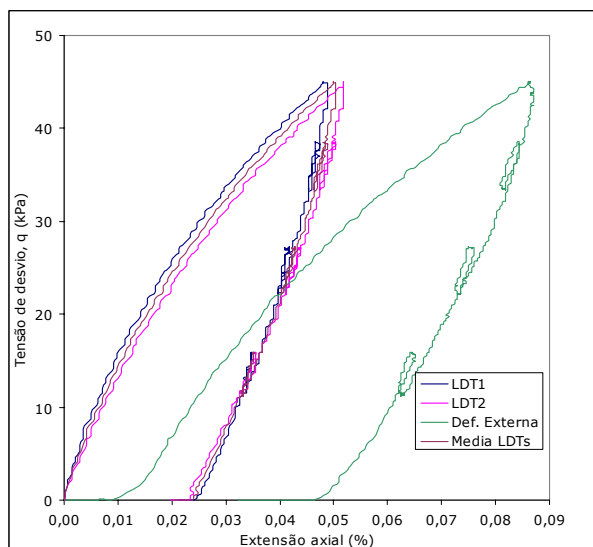


Figura 3.37: Análise dos ciclos para uma determinada consolidação, com aquisição de dados de instrumentação interna e externa

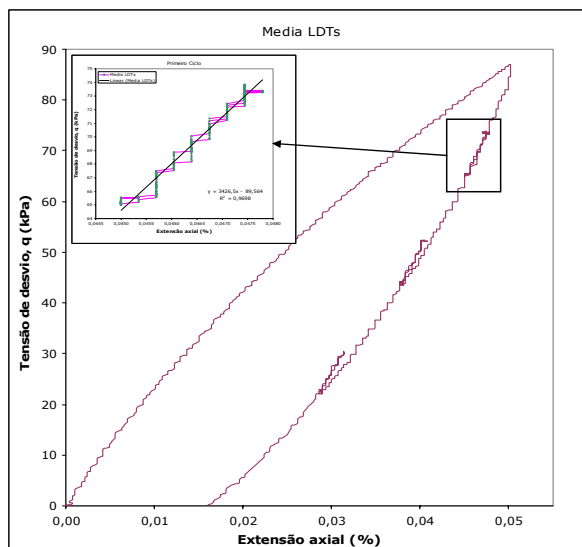
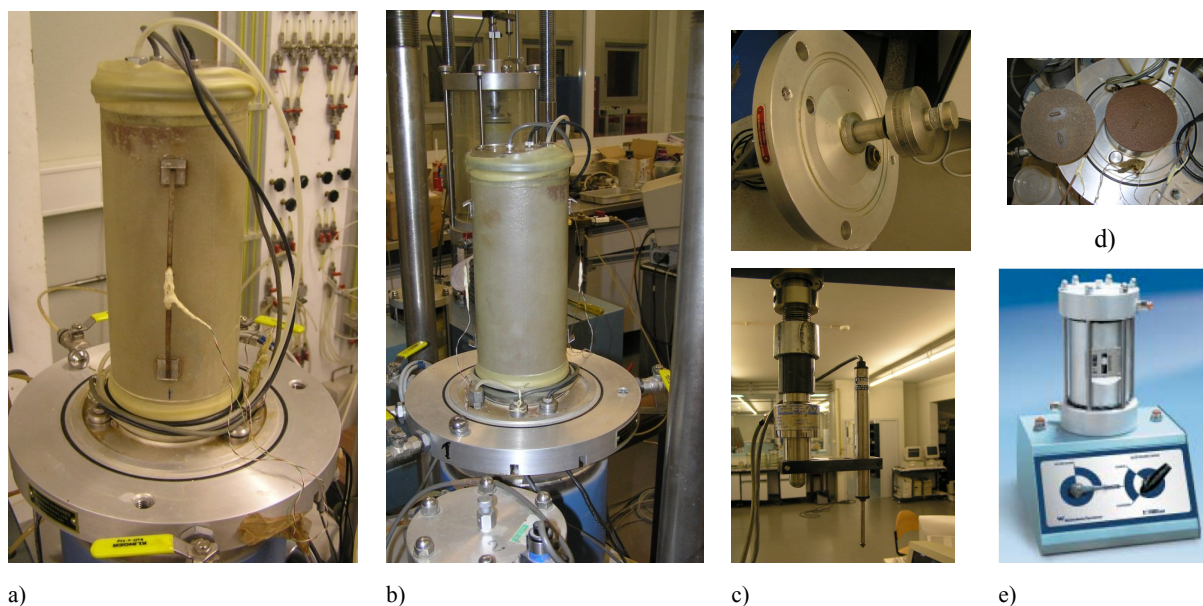


Figura 3.38: Análise de um ciclo de descarga-recarga

Nas Figuras 3.39 representa-se esquematicamente uma célula triaxial com o provete e a devida instrumentação, bem como os diversos equipamentos ligados ao ensaio.

Os provetes cilíndricos de 100 mm de diâmetro e altura de cerca de 193mm foram preparados para o programa experimental de ensaios triaxiais isotropicamente consolidados (para tensões de 30, 70, 100, e 150 kPa), previamente saturados e carregados sob condições drenadas. Foi realizada a aquisição automática da medição das pressões neutras e de confinamento através de transdutores de pressão, das tensões recorrendo-se ao uso de células de carga internas (instaladas no interior da câmara) e externas (fora da câmara), para as deformações axiais recorreu-se a instrumentação interna ou local – LDT's – dentro da câmara – e externa – LVDT's – fora da câmara (Viana da Fonseca, 1996). Estes aparelhos estão ilustrados nas Figuras 3.39 e 3.40. Com a célula interna consegue-se um bom controlo da carga e deformações e evita-se o atrito do êmbolo que eventualmente ocorra no sistema da célula externa e do LVDT, aliás, a diferença de precisão entre dados adquiridos pela instrumentação interna e externa é bem nítida na Figura 3.38. Os ensaios foram realizados na condição $K_0 = 1$, valor expectável e medido em solos compactados (Gomes Correia et al. 2001), e que se explica pela aparente sobreconsolidação gerada pelo processo de indução energética, que aparentemente tende a igualar as tensões verticais e horizontais.



a) b) c) d) e)
Figuras 3.39: Esquema de montagem do provete com toda instrumentação interna (LDTs), e externa (LVDTs)

- a) Provette com instrumentação interna (LDTs) e o bender/extender elements ligados
- b) Outro pormenor do provete instrumentado com LDTs
- c) Células de carga interna e externa a câmara triaxial, e instrumentação externa (LVDT)
- d) Bender/extender elements montados na placa porosa
- e) Medidor de volume

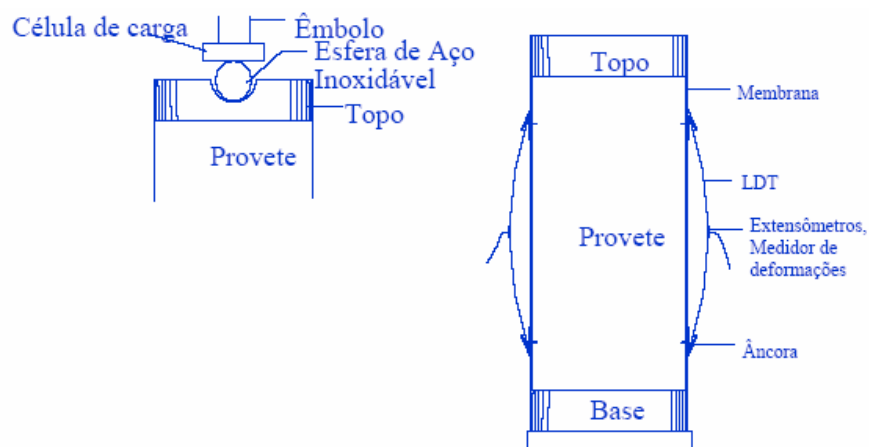


Figura 3.40: Esquema de aplicação da carga e instrumentação interna (LDT's)

3.6.4 Uso dos Bender/Extender Elements

Neste trabalho, para além da medição do parâmetro B, sempre que possível, procedeu-se a medição da velocidade das ondas sísmicas de compressão “P” através dos *extender elements* (ou transdutores de extensão) associados a *bender elements* (ou transdutores de flexão), principalmente na fase final da saturação com vista à verificação do nível de saturação obtido (Vieira et al., 2005), e no início de cada fase de carregamento para avaliação do módulo de distorção dinâmico G_0 (ver expressão 3.15), a partir do qual é possível determinar o módulo de deformabilidade dinâmico ou (E_{din}) puramente elástico ($E_{el} = E_0 = E_{máx}$), com vista a comparação com os resultados fornecidos pelos métodos convencionais de avaliação desta propriedade. Estes dispositivos, bender – extender elements, que se encontram detalhadamente abordados em Ferreira (2003), continuam em desenvolvimento e têm conhecido notáveis avanços e resultados (Viana da Fonseca e Ferreira, 2002; Ferreira 2006). Têm sido aplicados com sucesso no Laboratório de Geotecnia da FEUP e constituem mais uma ferramenta para análise dos mais variados problemas, permitindo de forma bastante prática e simples a medição simultânea das ondas longitudinais (de compressão P) e transversais (de corte S). Não sendo objecto fundamental deste trabalho o estudo das ondas sísmicas, não se entrará em grandes detalhes sobre o assunto, fazendo-se aqui apenas referência às potencialidades destes sistemas no controle e aumento da capacidade da gestão dos processos de saturação, e determinação de parâmetros mecânicos dos solos (mais pormenores em Viana da Fonseca, 1996; Viana da Fonseca e Ferreira, 2002 e Ferreira, 2003). As Figuras 3.41 e 3.42 apresentam parte do sistema instalado no Laboratório de Geotecnia da FEUP.

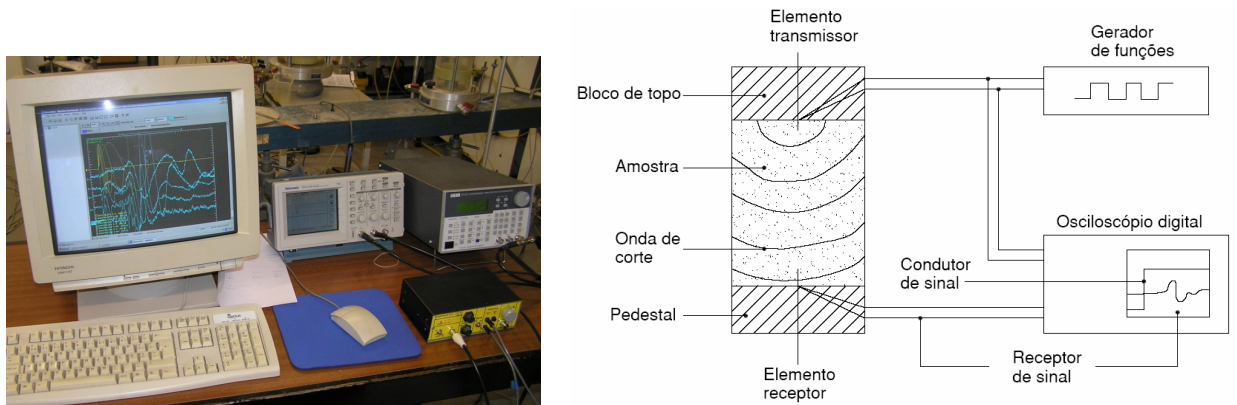


Figura 3.41: Equipamento para a medição das ondas sísmicas com o respectivo esquema de ligação

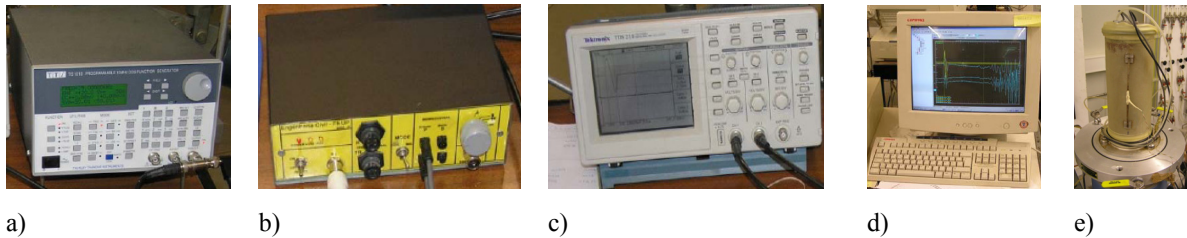


Figura 3.42: Componentes do sistema de medição de ondas sísmicas

- a) Gerador de funções
- b) Controlador do sistema com amplificador de sinal
- c) Osciloscópio digital ligado ao computador
- d) Computador (sistema de aquisição)
- e) Provete com bender elements

Simplificadamente, o princípio seguido durante a saturação, foi o de que tendo em conta que a velocidade de propagação da onda na água é de aproximadamente 1500m/s, um provete saturado terá pelo menos aquela ou próximo daquela velocidade nessa condição de saturação. Assim, procura-se atingir o valor de B mais alto possível e verificar se a velocidade da onda P (V_p) terá atingido aquele valor de referência.

Este sistema permite ainda avaliar parâmetros de rigidez dinâmicos ou puramente elásticos a partir do módulo de distorção G_0 ($G_0 = G_{din} = G_{máx}$), calculado com base na velocidade da onda de corte (V_s), a partir do qual, como foi visto, é possível determinar a deformabilidade. Este assunto será abordado mais à frente nesta dissertação.

O cálculo das velocidades das ondas é feito pela aplicação das seguintes expressões:

$$V_p = \frac{H}{t_p} \quad (3.13)$$

$$V_s = \frac{H}{t_s} \quad (3.14)$$

onde H representa a altura do provete (na realidade a distância entre as extremidades dos *bender elements*), t_p e t_s correspondem aos tempos de propagação das ondas P e S respectivamente.

Tendo ainda em consideração a relação existente entre o módulo de distorção e a velocidade de propagação da onda de corte, determina-se pela expressão bastante fundamentada da teoria da elasticidade, o valor de G_0 :

$$G_0 = \rho \times V_s^2 \quad (3.15)$$

sendo ρ , a massa volúmica do solo determinada pela expressão

$$\rho = \frac{\gamma_s}{g} \times \frac{1}{1 + e} \quad (3.16)$$

em que:

γ_s = peso volúmico das partículas sólidas;

g = aceleração da gravidade.

É preciso realçar que o valor de V_s aqui apresentado é determinado directamente a partir das condições de instalação dos *bender elements* no sistema do aparelho triaxial, mas na prática, este valor está também associado a outros factores, tendo neste trabalho um papel fundamental a função de índice de vazios do solo que é determinado por via experimental e determinante na aplicação das expressões de adimensionalização dos módulos de deformabilidade cíclicos e tangente inicial (E_{ti}) obtidos no ensaio triaxial.

A propósito da variação do valor de G_0 , convém referir que vários estudos foram desenvolvidos para identificar o efeito de diversos factores que influenciam o módulo G_0 (Barros, 1997), tendo sido constatado que apenas alguns desses factores são considerados como muito importantes para a estimativa do módulo de distorção inicial G_0 podendo se destacar os seguintes:

- tensão principal efectiva na direcção da propagação da onda;
- tensão principal efectiva na direcção da vibração das partículas;
- índice de vazios;
- anisotropia estrutural;
- grau de saturação (particularmente em argilas e siltes); e,
- cimentação (natural ou artificial).

Durante os ensaios, constatou-se que tanto na amostra EN-206 como na EN-MG, a verificação da saturação pelo uso dos *bender elements* não apresentou um comportamento satisfatório de acordo com os valores de referência. Pela medição do parâmetro B, geralmente atingia-se valores elevados da ordem dos 0,91 a 0,93 (amostra EN-206) e 0,96 a 0,98 (amostra EN-MG), para valores relativamente baixos de velocidades das ondas P, o que indicava que o provete não estaria saturado. Ressalva-se que para valores bastante altos de confinamento e sucessivos incrementos destes e da pressão neutra, o valor de B não ultrapassa os valores já referidos, ou seja, considerou-se provete saturado para aqueles valores de B como foi abordado anteriormente, pela considerações de Black e Lee (1973).

No final de alguns dos ensaios triaxiais, para confirmação e dissipação de dúvidas sobre a efectiva saturação dos provetes no fim do processo descrito, foram realizadas determinações rigorosas dos provetes parafinados (Figura 3.43) do teor em água e do peso específico seco final, tendo-se assim, dado o conhecimento da densidade das partículas, verificado que, de facto, a saturação era total.



a) Provetes parafinados para verificação da saturação



b) Medição do peso imerso

Figura 3.43: Processo de verificação da saturação – determinação do volume dos provetes parafinados com medição do peso em água

3.6.5 Processo de Molhagem e Secagem dos Provetes

O estudo do comportamento mecânico de solos tropicais sujeitos a condições climáticas, que alteram significativamente a sua condição higrométrica de uma estação sazonal para outra, tem grande interesse para a elaboração de projectos geotécnicos usando parâmetros adequados provenientes de ensaios que reflectam a situação real de campo. É com base nesse comportamento variado que se pretendeu neste trabalho avaliar os parâmetros de deformabilidade submetendo o solo a um processo de molhagem e secagem, de modo a simular as estações do ano, por um lado a situação em que ocorrem grandes chuvadas e o solo fica saturado, e por outro lado, o período em que não chove e o solo fica seco com elevada sucção, podendo de certa forma aumentar a sua resistência.

Para tal, o autor propôs submeter os provetes moldados nos três pontos definidos em compactação, a ciclos sucessivos de molhagem e secagem.

Para o estudo foram realizados 12 ensaios triaxiais cíclicos, sendo 6 para cada amostra, já que os ensaios foram feitos em três pontos de moldagem, dois provetes para cada ponto de compactação, nos seguintes termos:

- o primeiro ponto corresponde ao teor em água ótimo;
- o segundo corresponde ao ponto com o teor em água ótimo menos 2%;
- e o terceiro, corresponde ao ponto com o teor em água ótimo mais 2%.

Para cada ponto foram ensaiados dois provetes, um nas condições normais de compactação, outro também nas mesmas condições de compactação, mas passando por três ciclos de molhagem e secagem em estufa a uma temperatura de 40°C, até se conseguir uma variação de peso insignificante, a partir do qual se considera o provete seco.

Os três ciclos de molhagem e secagem aqui propostos têm por objectivo verificar a evolução do solo no que diz respeito as suas características mecânicas. É claro que durante a vida útil da obra, haverá um maior número destes ciclos higrométricos, o que sugeria um grande número de simulações de molhagem-secagem, mas dado o tempo limitado deste estudo experimental, e atendendo a que este processo é bastante moroso, optou-se assim, para começar, já se considerar apenas três ciclos higrométricos. Há consciência de que não havendo disponibilidade de estudos indicativos que recomendem sobre o número de ciclos de molhagem-secagem dos provetes, o número aqui adoptado pode condicionar os resultados recebidos, o que é perfeitamente compreensível, uma vez que variando o número de ciclos de molhagem-secagem, alteram-se

progressivamente as condições do solo, provavelmente até uma situação estável. No entanto, considera-se este como um bom ponto de partida e quiçá uma indicação para futuros trabalhos desta natureza!

A temperatura de 40°C foi estabelecida tendo em conta que nestas regiões tropicais, durante o Verão a temperatura ambiente pode atingir tal valor em vários dias do ano, causando a secagem quase completa do solo *in-situ*, aliado ao facto de este ser um estudo pioneiro sobre o qual não há experiência registada, pelo menos do conhecimento do autor. Este fenómeno de solo dissecado, é observado nas plataformas rodoviárias em zonas tropicais em estradas não revestidas e em várias circunstâncias, e em alguns casos o que como se verá mais adiante, decorre em fissuras de retracção à superfície. Houve um especial cuidado neste processo de modo a evitar danos nos provetes, assim como ocorrências significativas de variações volumétricas antes de serem ensaiados na câmara triaxial. Esquemáticamente mostra-se na Figura 3.44 como serão preparados os provetes para os ensaios triaxiais de cada amostra.

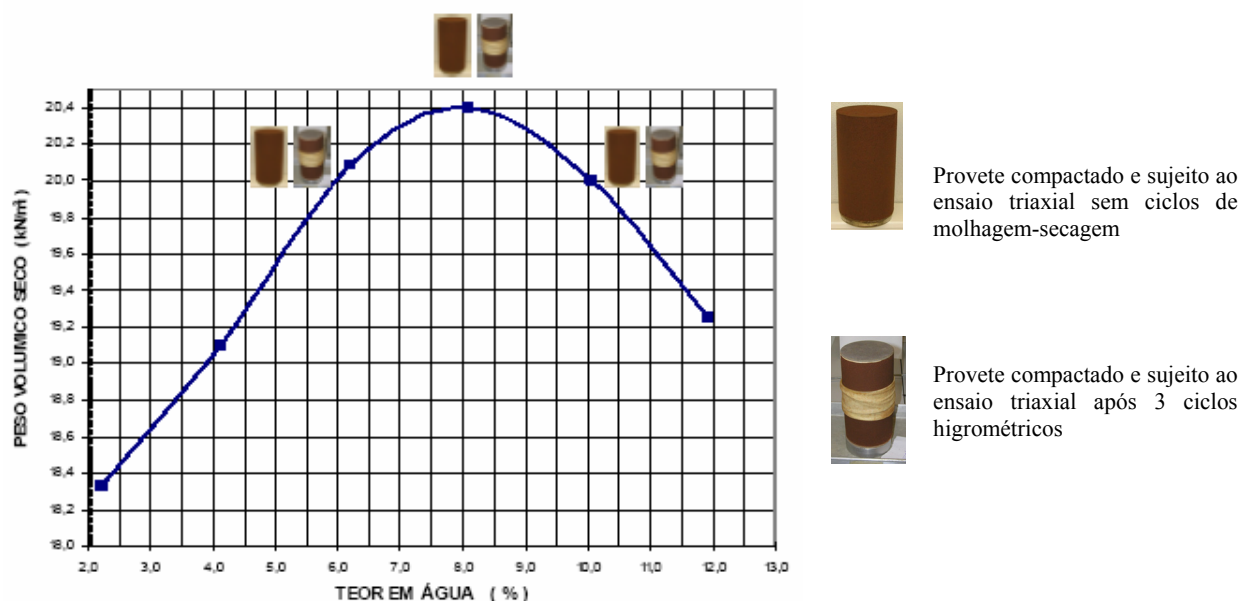


Figura 3.44: Esquema do programa experimental para os ensaios triaxiais cíclicos

Os ciclos de molhagem dos provetes foram feitos em câmara triaxial, num processo que é, em tudo, semelhante à saturação dos provetes para os ensaios triaxiais. Já que o ensaio triaxial viria a ser feito com vários níveis de consolidação, houve a preocupação de realizar a molhagem destes provetes com o valor mais baixo de consolidação, neste caso, 30 kPa.

Para as duas amostras de solos, verificaram-se situações distintas. A amostra aqui designada como EN-206 (solo muito arenoso e não plástico) em todos os provetes necessitou de valores de pressões muito elevadas para a saturação, pois com a pressão da célula da ordem dos 730 kPa (mantendo obviamente a consolidação de 30 kPa), ou seja, com a pressão interna da ordem dos 700 kPa, obteve-se um valor de B da ordem de 0,91-0,93. Os provetes apresentaram um bom comportamento em todo processo de molhagem-secagem, não se tendo verificado fissuras, desintegração ou expansão. O facto de uma das amostras ser bastante arenosa, permitiu a percolação da água durante a saturação sem significativas variações volumétricas, aliás, como seria de esperar após os resultados dos ensaios CBR, que praticamente não apresentaram expansão do solo. Na Figura 3.45 a) e b), mostra-se os provetes desta amostra arenosa (EN-206) durante o processo de molhagem e secagem.



Figura 3.45: a) Provetes em câmaras triaxiais durante a molhagem b) Proвете em fase de secagem

Ao contrário da amostra anterior, a designada por EN-MG, que também é areno-siltosa, mas com alguma argila e plasticidade significativa, mostrou um comportamento bem diferente, pois com pressões da célula da ordem dos 530 kPa, e a pressão interna da ordem dos 500 kPa, conseguiu-se atingir um valor de B da ordem de 0,94-0,96. Na saturação, a aplicação do vácuo foi mais demorada, pois devido à presença de muitos finos, a saída do ar era mais difícil. Estes provetes manifestaram nítida expansão durante o processo de saturação sem desintegração, mas verificaram-se neles fissuras durante a secagem (ver Figura 3.46). As fissuras foram mais notórias no provete compactado com o teor em água ótimo, seguido daquele com mais 2% do mesmo, e,

finalmente, aquele que tinha menos 2% do óptimo. As fissuras em solos desta natureza, também são observadas *in situ*, nas suas condições de jazida, quando expostos ao sol por longos períodos sem ocorrência de chuvas, como foi constatado durante a recolha das amostras para este trabalho (ver Figura 3.46 c)). Entretanto, as fissuras desaparecem quando se realiza um novo ciclo de molhagem, dada a capacidade de adsorção das partículas finas de argila. No final do segundo e terceiro ciclos de molhagem era absolutamente imperceptível qualquer fissura no provete, o que faz pressupor que a reconsolidação deve ter um efeito positivo na reorganização das partículas e que a estrutura parece agregar ou cimentar (assimilando-se a uma “cozedura”).

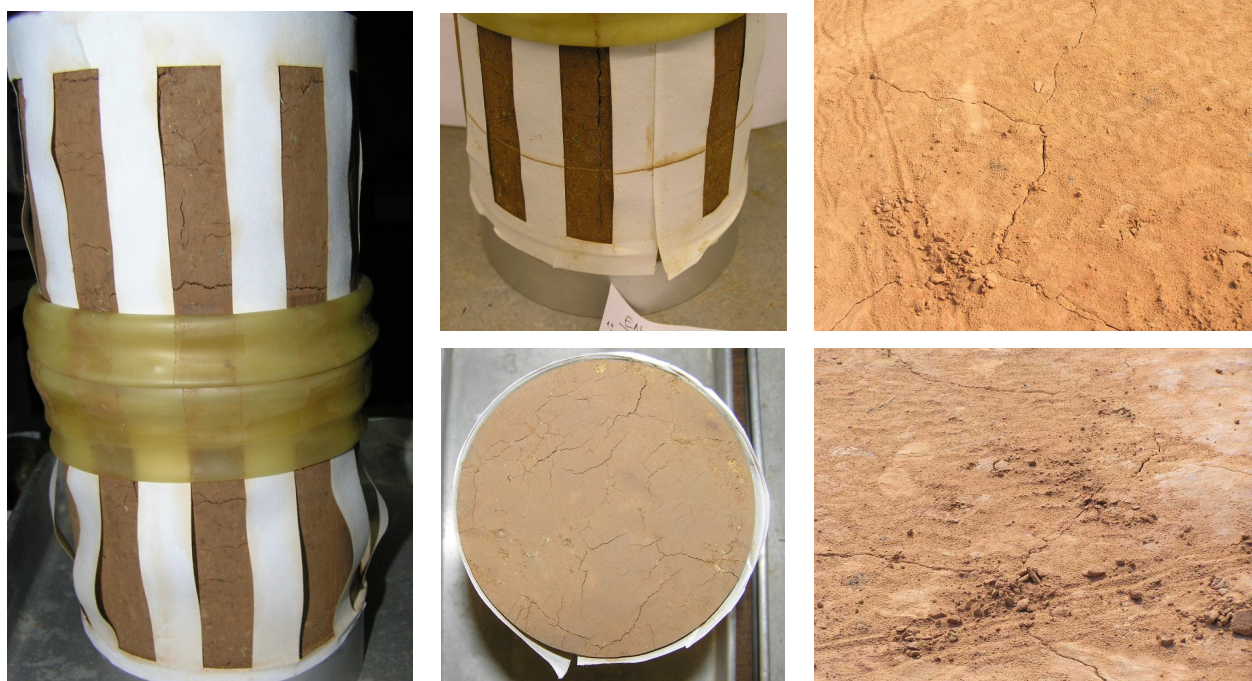


Figura 3.46: a) Vista do provete com fissuras durante a secagem

b) Outras vistas do provete fissurado

c) Fissuração do solo *in situ* em locais diferentes

O objectivo fundamental deste estudo é de avaliar parâmetros de deformabilidade e da resistência que terão como base os resultados dos ensaios triaxiais. Sendo este tema de maior destaque do presente trabalho, os fundamentos para um carácter evolutivo serão discutidos pormenorizadamente à medida que se fizer a análise e modelação para a determinação dos módulos de deformabilidade do solo.

3.7 Ensaios de Sucção

3.7.1 Aspectos Gerais

Como já vimos anteriormente, a água retida acima do nível freático encontra-se num estado de pressão inferior à pressão atmosférica que é designada por sucção do solo. Representando a força com que o solo retém a água, é cada vez maior quanto mais seco estiver o solo, atingindo valores desde zero para solo saturado, até centenas de milhares de kPa para solo seco.

O grande afastamento dos valores limites de sucção levou a introdução de um conceito que é o potencial de sucção (pF), que é o logaritmo da sucção expressa pela altura, em centímetros, de uma coluna de água que exerce uma pressão equivalente mas de sinal contrário, o que em mecânica dos solos é traduzida pelas pressões neutras negativas.

A sucção pode ser expressão de várias maneiras, nomeadamente:

- em pF (dada a sua natureza logarítmica da curva; sendo $pF = 0$ correspondente a 1 cm de coluna de água, e $pF = \infty$ para a sucção nula);
- em cm de coluna de água;
- ou ainda em unidade SI (kPa), que tem sido preferida por muitos autores.

Pode-se então definir curvas de sucção que relacionam o logaritmo de tensão aplicada com o teor em água do solo para solos diferentes, como na Figura 3.47.

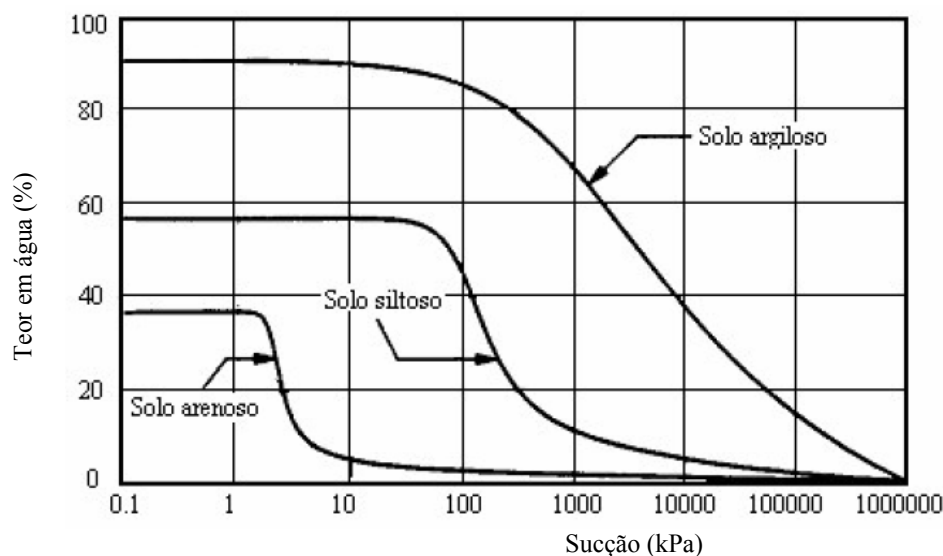


Figura 3.47: Curvas típicas de sucção para alguns solos (Vanapalli, 1994)

A relação entre a sucção e o teor em água para um material poroso expresso pela curva de sucção, para além de representar a sua capacidade de retenção de água, pode também dar uma ideia da distribuição dos índices de vazios no material.

3.7.2 Factores que afectam a curva de retenção ou de sucção

Os solos arenosos apresentam valor de sucção de entrada de ar menor que os solos siltosos ou argilosos, devido à formação de poros de maiores dimensões. Ao se aplicar uma determinada pressão de confinamento estes poros de maiores dimensões podem diminuir, fazendo com que a entrada de ar ocorra e corresponda a um valor maior de sucção. Diversos factores interferem no formato da curva de retenção, dos quais se podem destacar o tipo de solo, a humidade de moldagem, os ciclos de molhagem e secagem, e ainda a história das tensões.

Nos solos com granulometria uniforme (ou seja granulometria não extensa) a curva de sucção tem patamar bem definido. Se se caminhar para a dissecação, a explicação física do patamar dá-se pela capacidade de os poros conseguirem “segurar” a água, havendo, a partir daí, grandes variações do teor em água para pequenas variações de tensão.

Croney et al. (1952), tendo observado que embora a relação entre sucção e teor em água seja similar para todos os materiais porosos, há importantes diferenças associadas às características físicas de cada material. Deste modo, sugeriu a classificação dos materiais porosos em quatro grupos distintos a saber:

- 1) materiais de estrutura rígida (exemplo: grés, solos cimentados);
- 2) solos incompressíveis (exemplo: areias limpas e gravilhas)
- 3) solos saturados compressíveis (exemplo: argilas gordas);
- 4) solos parcialmente compressíveis (exemplo: argilas arenosas e siltosas).

Estes materiais apresentam características típicas de sucção que ajudam a avaliar o seu comportamento quando submetidos a ciclos higrométricos.

Mais desenvolvimentos sobre a sucção e solos não saturados foram apresentados no Capítulo 2.

Sobre os ciclos de molhagem e secagem, importa referir que a curva de retenção (ou sucção) não é única para um mesmo provete, podendo ser diferente quando obtida por processo de secagem ou molhagem. A variação da estrutura do provete durante a secagem e a formação de ar ocluso

durante o processo de molhagem são os dois principais factores que interferem neste fenómeno. A estrutura do provete pode variar quando este é molhado ou secado.

Segundo Croney (1952), os solos de estruturas compressíveis, quando submetidos à secagem, apresentam aumento de densidade até que o limite de contracção seja alcançado. Na Figura 3.48 estão apresentadas algumas curvas de retenção de um solo argiloso indeformado, submetido a ciclos de molhagem e secagem. O provete de solo indeformado foi sujeito a ciclos higrométricos desde a saturação. Partindo desta condição inicial, foi submetido à secagem seguindo a curva A, e posteriormente molhado (curva B) e novamente secado (curva C). A diferença entre as curvas A e B não é atribuída única e exclusivamente à permanência de ar ocluso, indiciando também o rearranjo das partículas induzido pelo processo de secagem. As curvas B e C formam histerese, onde as variações estruturais e volumétricas do primeiro ciclo de secagem não ocorrem mais.

No ensaio referente a Figura 3.48, foi feito um pequeno “loop” no primeiro ciclo de secagem, partindo da sucção de 2.9 pF, podendo observar-se que ao ser saturado, partindo deste valor de sucção, o provete passa a apresentar as mesmas condições do início deste ensaio, sugerindo que até este nível de sucção não ocorreram variações volumétricas irreversíveis.

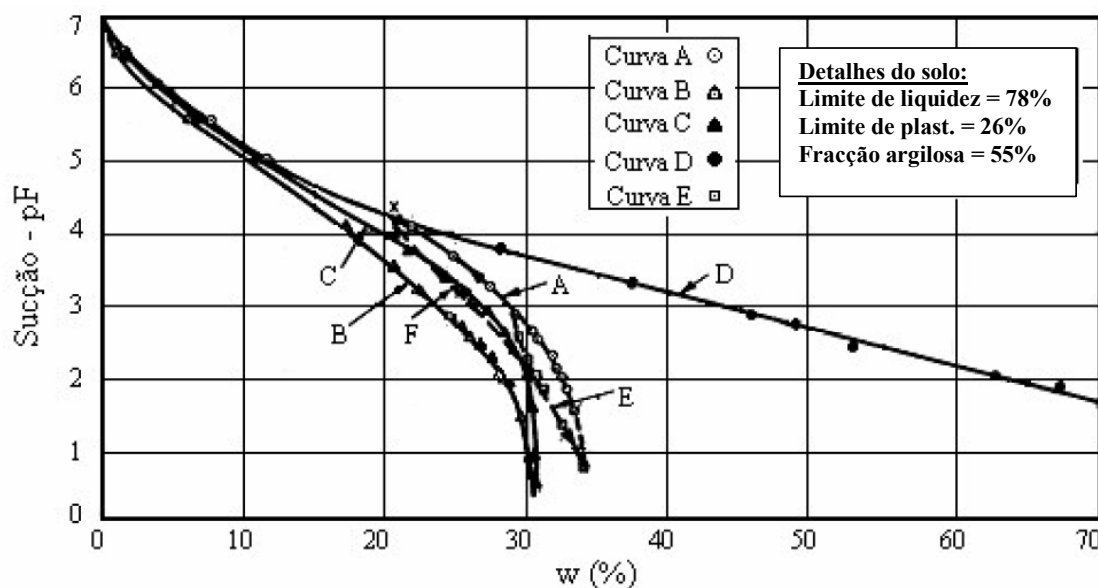


Figura 3.48: Curvas de retenção obtidas em ciclos de molhagem e secagem (Croney, 1952)

Croney afirma ainda que provavelmente nenhuma reorientação das partículas ocorre até que a sucção não exceda o máximo valor a que esteve submetido durante a sua história geológica de formação. A curva D (Figura 3.48) foi obtida da amostra deste solo preparada com a consistência de lama e submetida posteriormente a secagem. Segundo Croney, o ponto onde as curvas A e D

coincidem, representa a máxima sucção imposta ao solo indeformado durante a sua formação. As variações estruturais no primeiro ciclo de secagem só ocorrem a partir deste valor de sucção, ou seja, há uma fase inicial de sucção em que o processo de molhagem e secagem não tem influência na estrutura do solo, sendo o solo moldado com consistência de lama fundamental para a determinação daquele ponto. E mesmo para solos incompressíveis os ciclos de molhagem e secagem podem não coincidir para o valor de sucção igual a zero. Este facto deve-se à forma como a água é extraída da estrutura do solo durante a molhagem e secagem.

Algumas pesquisas têm demonstrado que ciclos de molhagem e secagem influenciam nos valores de resistência ao corte dos solos (Nishimura e Fredlund, 2002). Concluíram que os ciclos de molhagem e secagem podem provocar uma pequena histerese em relação aos valores de resistência ao corte, aliás nos resultados dos ensaios triaxiais sobre amostras sujeitas aos ciclos higrométricos, vê-se claramente que há uma evolução do solo, embora não tenha sido neste trabalho avaliado especificamente o comportamento histerético em relação à resistência.

3.7.3 Ensaios realizados

Para a realização dos ensaios de sucção, procurou-se numa primeira abordagem utilizar provetes nas mesmas condições daqueles que foram usados nos ensaios triaxiais, ou seja nas condições de compactação nos pontos correspondentes ao teor em água ótimo, ótimo -2% e ótimo +2%. Foram preparados provetes a partir de amostras remexidas, tal como para todos os ensaios. Numa segunda abordagem, verificou-se que não havia condições de compactar o solo dinamicamente e cravar nos anéis, pois desta forma se dispenderia muito material, já escasso, e o processo de cravação também seria difícil, por isso optou-se por uma compactação estática sob condições físicas (índice de vazios e humidade) semelhantes.

Para esta dissertação realizou-se apenas o ensaio de sucção correspondente ao ramo de secagem pela aplicação de pressões negativas crescentes. Não se efectuou o ensaio correspondente ao ramo de molhagem por limitações do sistema utilizado, pois a utilização de placas porosas cerâmicas não garante a continuidade da fase líquida para valores decrescentes em termos absolutos de sucção, pela própria estrutura da placa, esse fenómeno é também visível no tubo de saída do fluxo de água expulso para a bureta ao longo do ensaio.

No entanto, tratando-se de solos com certa compressibilidade, espera-se, à luz das considerações anteriores, que haja uma certa histerese das curvas secagem-molhagem.

3.7.3.1 Descrição do sistema utilizado

O sistema utilizado é constituído por dois extractores, sendo um com capacidade de sucções até 500 kPa e outro até 1500 kPa. Os extractores de pressão estão ligados ao exterior por tubos que atravessam as suas paredes, e na parte exterior são ligados a buretas ou outro sistema que permite a verificação do tempo de equilíbrio. O sistema é alimentado por um compressor de ar e possui um conjunto de manómetros que permitem o controlo das pressões impostas aos provetes. Na Figura 3.49 apresentam-se fotografias dos 2 aparelhos montados e os provetes em ensaio no interior de um dos extractores de pressão. Dos manómetros instalados, existe um de alta precisão que é utilizado para valores baixos de sucção (até 100 kPa) e garante um controlo rigoroso na aplicação das pressões.



Figura 3.49: Esquema de montagem dos equipamentos e colocação dos provetes na panela

Numa primeira fase, foram testados os extractores para ver se havia diferenças nos valores das curvas de sucção, tendo se verificado que até aos 400 kPa (limite do manómetro disponível neste equipamento no extractor de 500 kPa), não se verificavam diferenças significativas com a curva obtida no extractor de 1500 kPa. Esta constatação permitiu que se decidisse pelo uso apenas do extractor com maior capacidade para todos os ensaios, pois é possível numa única vez ensaiar provetes em três placas cerâmicas sobrepostas no interior do extractor com auxílio de separadores

apropriados. Uma limitação com que se deparou foi a capacidade do compressor de ar, pois o sistema disponível no Laboratório de Geotecnia tem uma limitação de pressões de 800 kPa.

Estes aparelhos utilizam placas porosas adequados para materiais granulares, cujas sucções geralmente não excedem 1MPa para teores em água muito baixos. Refira-se que para solos argilosos, cujas sucções muito elevadas podem atingir valores da ordem de 10 MPa, convém utilizar uma membrana de celulose que é adequada para qualquer tipo de solo.

3.7.3.2 Funcionamento das Placas Porosas Cerâmicas

Para se poder trabalhar efectivamente com este tipo de equipamento de sucção é importante uma boa compreensão de como a placa porosa cerâmica funciona, e dos princípios físicos envolvidos no processo de extracção da água do solo. A Figura 3.50 a) representa a secção transversal de um extractor com a placa porosa cerâmica montada e o tubo de saída do fluxo de água que atravessa a parede do extractor para atmosfera, e ainda um provete de solo sobre a superfície da placa porosa.

Cada placa é formada por uma placa cerâmica porosa num dos lados, coberta no outro lado por um diafragma fino de neoprene selado nos bordos. Uma tela interna entre a placa e o diafragma garante a passagem do fluxo de água. Um tubo de saída que atravessa o extractor liga esta à atmosfera. A placa porosa cerâmica funciona como um material de poros abertos e as da Soilmoisture Equipment Corp são um exemplo de um material poroso de estrutura de poros abertos, como é visível na Figura 3.50 b) e c).

Os materiais porosos contêm uma passagem ou um canal, uma pequena abertura para absorver ou descarregar líquidos. Nestes equipamentos são usados materiais com uma estrutura de poros abertos que permitem a um líquido movimentar-se de uma superfície para outra oposta através duma rede de canais aleatoriamente dispostos mas interconectados.

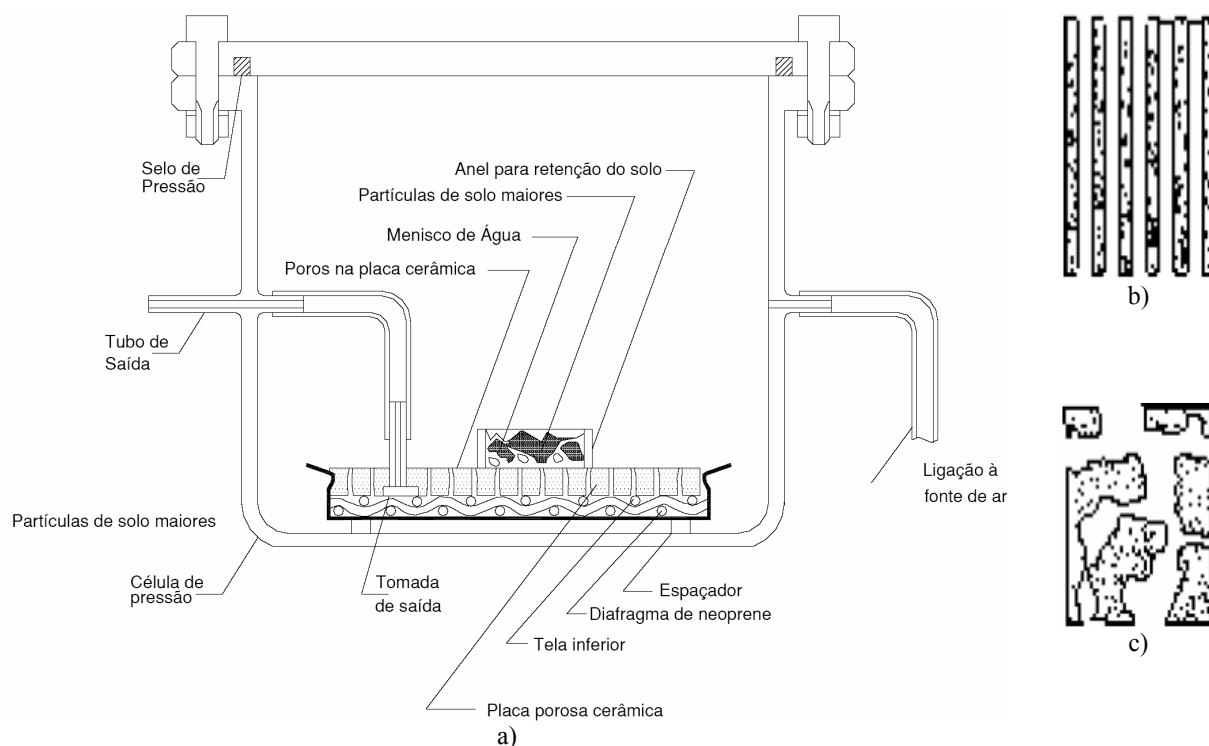


Figura 3.50: a) Secção transversal de um extrator de pressão (Soilmoisture Equipment Corp)
b) e c) Configuração da estruturas de poros abertos nas placas porosas cerâmicas (Soilmoisture Equipment Corp)

3.7.3.3 Metodologia do ensaio

Tratando-se de uma análise do solo em determinadas condições de compactação, preparou-se as amostras com os teores em água correspondentes àqueles que foram usados para os ensaios triaxiais para se poder ter uma base de comparação de resultados, por isso, foram preparados provetes também em condições de compacidade similares. Como foi referido anteriormente, a compactação foi de tipo estática e o processo de preparação dos provetes é como se expõe na Figura 3.51. Conhecido o volume do anel, coloca-se nele a quantidade de solo de maneira a obter o peso volúmico desejado. A compactação pode ser feita, manual ou mecanicamente com recurso a uma prensa.

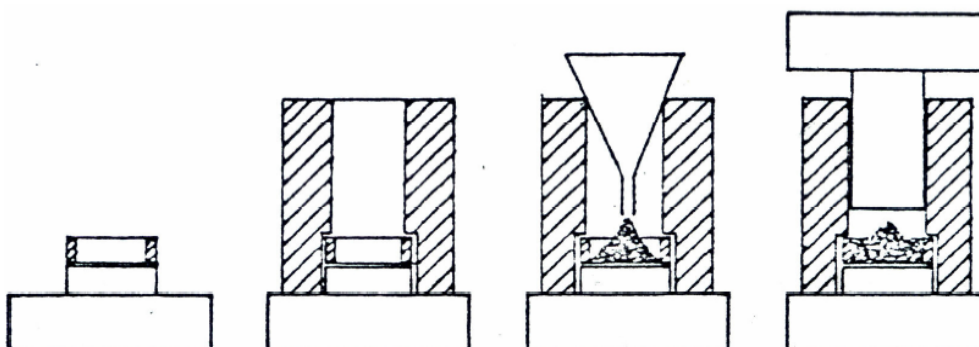


Figura 3.51: Esquema da compactação estática do solo directamente no anel, para obtenção da baridade desejada

Antes da compactação, as placas porosas são saturadas durante 24 horas por imersão em água. Após preparação de todos provetes juntamente com os anéis, estes são colocados sobre a placa porosa já saturada e procede-se agora a saturação do solo. Neste caso, deixou-se durante 1 hora dentro dum recipiente de modo que a água pudesse saturar o solo, sem no entanto provocar perdas de material, pois pode haver empolamento no caso de materiais argilosos e consequente perda de solo para fora do anel. Na Figura 3.52 apresentam-se fotografias da forma dos provetes assim preparados, a placa porosa cerâmica e ainda os provetes já saturados colocados sobre a placa porosa no interior do extractor de pressão.

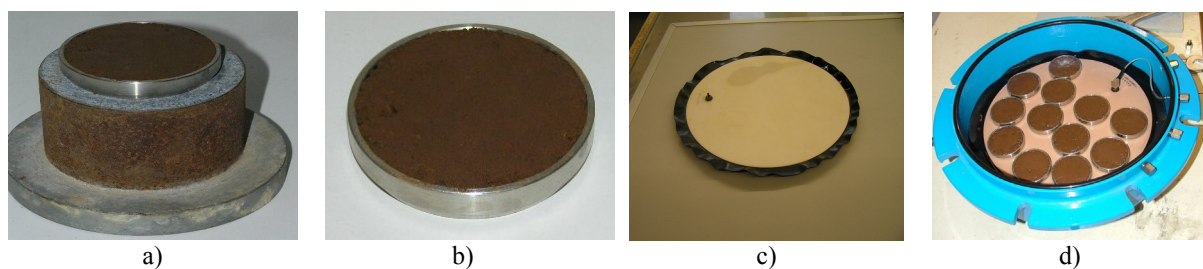


Figura 3.52: a) e b) Provetes compactados no respectivo anel (molde)

c) Placa porosa

d) Aspecto dos provetes obtidos por compactação estática, já saturados e colocados no extractor

Finda a fase de saturação do solo, as placas porosas são colocadas no interior do extractor de pressão ao nível dos respectivos tubos de drenagem, fecha-se e sela-se bem o topo de modo que não haja fugas de ar. A Figura 3.53 vai ajudar a perceber o funcionamento do sistema.

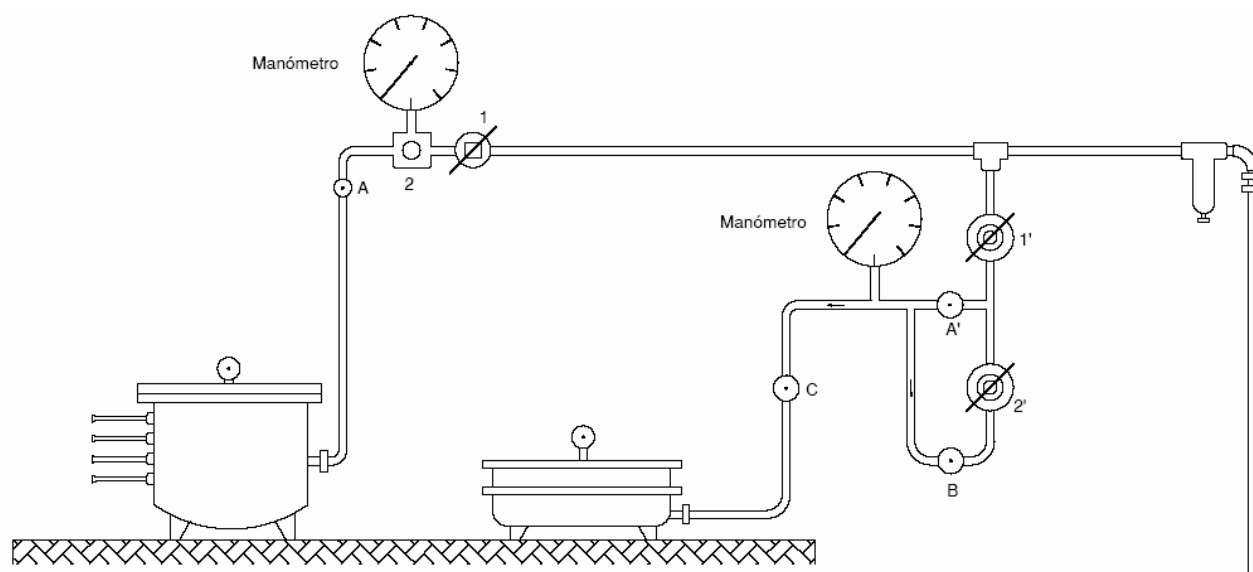
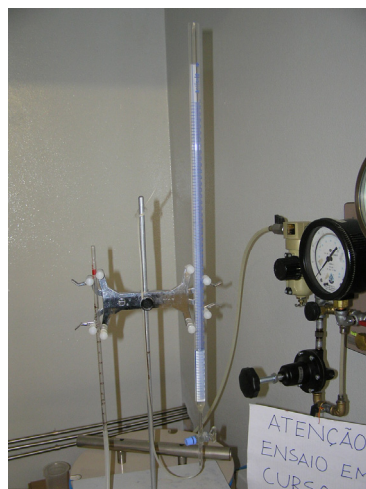
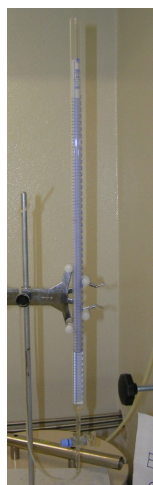


Figura 3.53: Esquema genérico do “set up” do sistema para o ensaio de sucção, com os dois extractores
 1- Regulador de pressão; 2- Regulador “nulmatic”; 1' e 2' – Reguladores de pressão em série
 A, B e C – Válvulas; A' – Válvula de bypass

Depois de se tapar o extractor, verifica-se se a pressão no manómetro está a zero (reguladores de pressão fechados), abre-se a válvula (A) e os tubos de drenagem laterais para que a pressão no interior da câmara e da bureta para onde a água é expulsa estejam à pressão atmosférica. Então regula-se a pressão desejada para que o fluxo de água comece a sair do interior do extractor para a bureta. Deixa-se ficar durante algumas horas (geralmente 18-48 horas) para que o sistema atinja o equilíbrio que será assegurado quando não houver variação de volume de água escoado, sendo para tal usada uma bureta que permita verificar pequenas variações do fluxo de água escoado. Nesta dissertação, para as fases próximas do equilíbrio, utilizaram-se buretas muito finas, pois nestas a variação do fluxo é bem perceptível (ver Figura 3.54). Fecham-se então os tubos de drenagem, com pinças de Mohr ou outro meio equivalente para impedir que a água retorne ao extractor, assim como a válvula (A) para que não entre pressão no extractor.



a) Buretas ligadas ao extractor



b) Bureta de maior capacidade



c) Bureta de menor capacidade

Figura 3.54: Buretas ligadas ao tubo de fluxo de água

Retira-se a tampa e pesa-se imediatamente o anel com a amostra para determinação do teor em água correspondente (este processo deve ser muito rápido para evitar a perda de água da amostra). A seguir, fecha-se a extractor, abre-se o regulador de pressão e regula-se para o valor desejado de sucção e espera-se o tempo necessário para que o equilíbrio se estabeleça novamente.

Após este novo equilíbrio, fecham-se os tubos de drenagem, reduz-se a zero a pressão, fecha-se a válvula e abre-se o extractor de pressão e repete-se os procedimentos anteriores para determinação dos teores em água. Estes procedimentos repetem-se várias vezes a medida que se vai aumentando a sucção até os valores desejados.

Em qualquer nível de sucção, a água flui dos vazios intersticiais de solo para o exterior através da placa cerâmica. Este fluxo mantém-se até que a curvatura efectiva dos meniscos da água no solo seja igual à dos furos da placa. O equilíbrio é atingido e o fluxo cessa.

Quando feitos estudos de equilíbrio de humidade, é recomendável que se tenham amostras de pequena altura para garantir que o tempo para alcançar o equilíbrio seja relativamente curto. O tempo necessário para alcançar o equilíbrio varia com o quadrado da altura da amostra. Por exemplo, uma amostra de solo de 2 cm de altura requererá um tempo quatro vezes mais para alcançar o equilíbrio em relação a uma amostra de 1 cm de altura. No equipamento utilizado, aconselha-se que se limite a altura das amostras de solo a 1 cm. Os anéis para retenção de 1 cm de altura por 5,5 cm de diâmetro são ideais para amostras remexidas. Os anéis utilizados para este estudo foram especialmente adquiridos para este trabalho, pois devem ser tais que permitam a

compactação e sejam resistentes à corrosão.

Podem ser feitos estudos de retenção de humidade com amostras de solo remexidas ou com amostras intactas. No caso do presente trabalho, devido a natureza das amostras e seus objectivos, foram remoldadas (compactadas como acima descrito). Frequentemente, a estrutura do solo é um factor pouco importante no valor dos teores em água para sucções entre 10 e 35 kPa, e este deve ser um dado a considerar antes de se optar por amostras intactas ou remexidas.

3.7.3.4 Resultados obtidos

O cálculo dos valores de sucção é bastante simples. Para cada valor das pressões estabilizadas, determina-se o respectivo valor de teor em água e compõe-se um gráfico dessa relação. Na Figura 3.55 estão apresentados os valores que são usados para estabelecimento da curva de retenção (ou sucção), assim como um gráfico desenhado para um dos ensaios com os valores já referidos, neste caso para o solo da estrada EN-MG, moldado com o teor em água óptimo. O processo é repetitivo, por isso, é dispensável aqui apresentar os cálculos para cada ensaio, apresentam-se sim, os resultados obtidos para os vários níveis de sucção realizados em forma de quadros e gráficos nos passos seguintes, que o autor acha de mais fácil compreensão. Os Quadros 3.10 e 3.11 e gráficos das Figuras 3.55 e 3.56 são resumos de todos os ensaios para as diferentes condições de compactação para as duas amostras estudadas.

Quadro 3.10: Cálculo dos teores em água em função da sucção para a amostra **EN-206**

Ensaio	TENSÃO DE SUCCÃO (kN/m ²)	0,1	5	10	20	40	80	160	320	400	500	600	700	800	w de compactação (%)
Lama	T. EM ÁGUA (%)	18,95	18,05	12,30	6,32	5,08	5,02	4,82	4,67	4,66	4,62	4,53	4,40	4,38	18,95
w _{opt}		13,18	9,53	7,95	7,35	6,78	6,10	5,49	4,83	4,83			4,63		8,15
w _{opt} +2%		12,20	10,70	9,62	8,51	7,46	6,46	5,69	5,22	5,12	5,01		4,99	4,81	9,76
w _{opt} -2%		13,60	11,04	7,46	6,72	6,17	5,33	5,30	5,11	4,90		4,65	4,61		5,81

Quadro 3.11: Cálculo dos teores em água em função da sucção para a amostra **EN-MG**

Ensaio	TENSÃO DE SUCCÃO (kN/m ²)	0,1	5	10	20	40	80	160	320	400	500	600	700	800	w de compactação (%)
Lama	T. EM ÁGUA (%)	36,81	29,03	27,69	25,58	24,03	21,70	21,17	17,19	15,65	14,83	14,09	13,52	13,37	36,81
w _{opt}		36,60	29,85	24,40	20,67	18,78	17,71	16,80	15,80	15,38	15,38	14,91	14,44	14,39	13,23
w _{opt} +2%		35,19	29,86	22,48	21,09	20,72	19,69	18,38	17,42	17,00	16,61	16,19	16,10	15,75	15,00
w _{opt} -2%		36,04	26,13	21,97	19,91	18,95	18,23	17,22	16,33	16,08	15,82	15,44	15,44	14,83	11,06

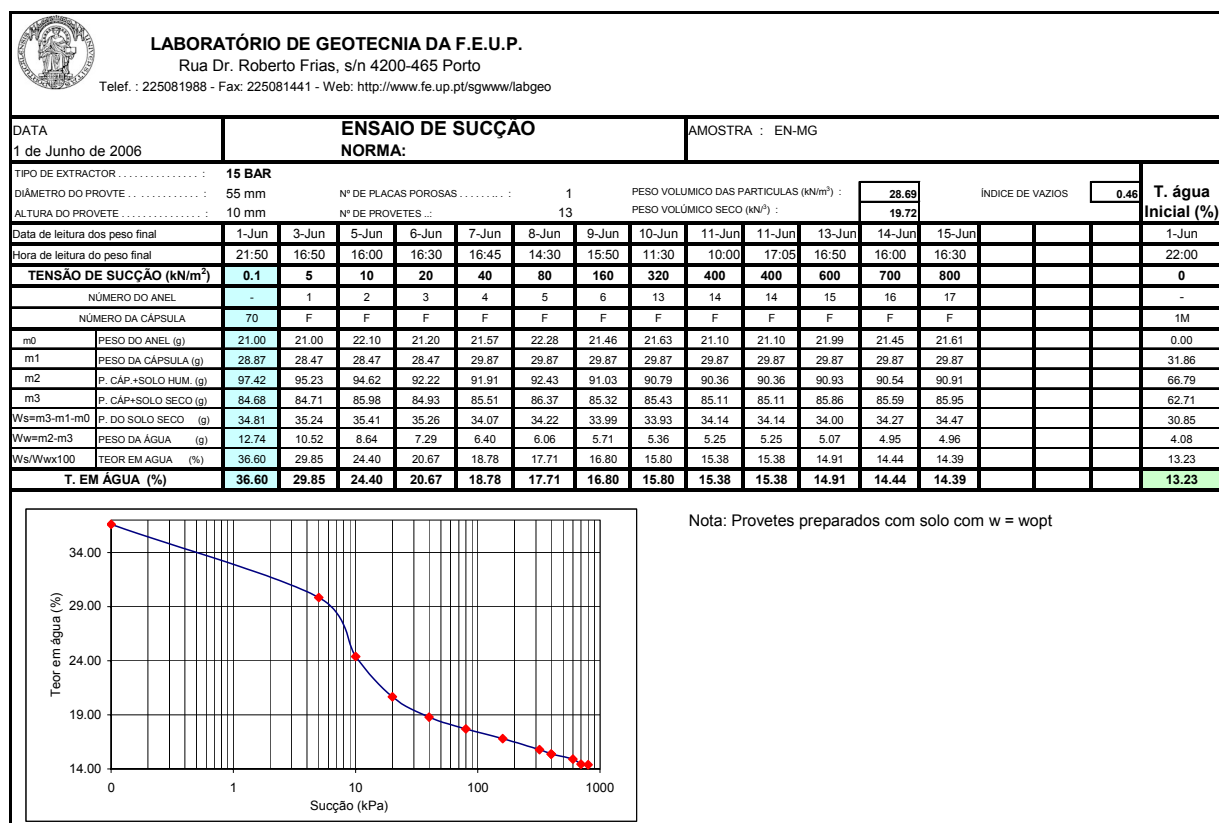


Figura 3.55: Exemplo de cálculo dos teores em água em função da sucção induzida

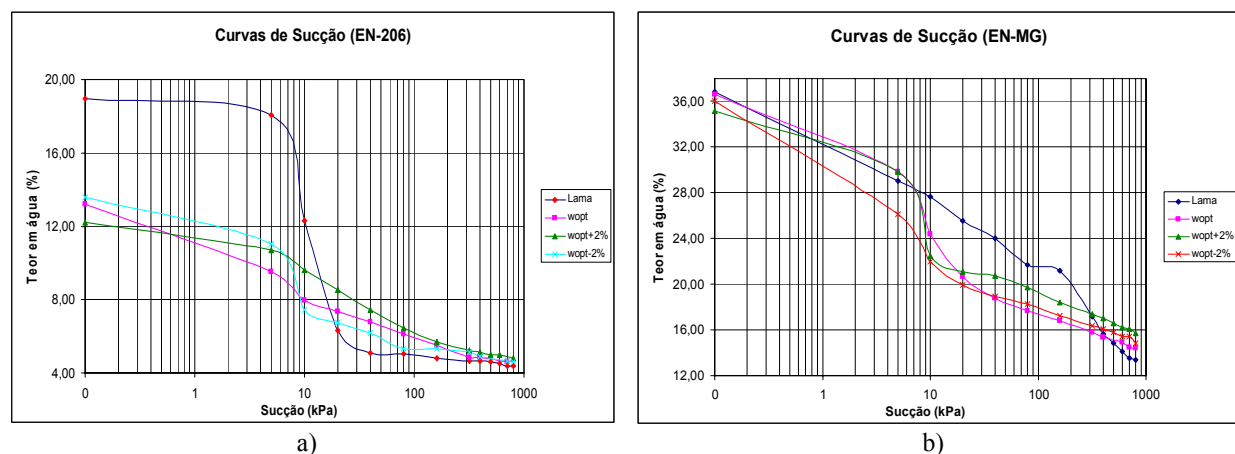


Figura 3.56: a) Curvas de sucção para a amostra EN-206

b) Curvas de sucção para a amostra EN-MG

Nota-se que para a amostra EN-206, após a saturação dos provetes, estes apresentam muito pouca expansibilidade, característica própria de um solo bastante arenoso. Os provetes moldados com consistência de lama denotam um elevado valor de teor em água, não resultante da expansão, mas sim do excesso de água com que se preparou a amostra. Aliás, vê-se bem, que logo após a

aplicação da sucção, com 10 kPa, o teor em água diminui drasticamente para valores próximos dos solos moldados noutras condições.

Para os provetes saturados da amostra EN-MG, nota-se uma grande diferença entre os valores dos teores em água de compactação com os observados após a saturação, isto é resultado da expansibilidade do solo, esperada já que o mesmo apresenta relativa plasticidade ($A = \frac{IP}{\% < 0.002mm}$, $A = 75\%$ - pouco activa). Este solo contraiu de maneira bastante evidente, diminuindo naturalmente o índice de vazios, facto esse notado na Figura 3.57.



Figura 3.57: Provetes ensaiados da amostra EN-MG, com clara diminuição de volume (retracção)

Pode-se verificar que a forma das curvas da amostra EN-206 são muito próximas da dos solos arenosos. A variação das tensões de sucção é muito mais pequena, comparativamente à outra amostra devido às características areno-siltosas do solo. Já as curvas do solo da amostra EN-MG tendem a aproximar-se mais das correspondentes aos solos siltosos, pois, para os mesmos valores de sucção esta ainda apresenta um elevado valor de teor em água (entre 13% e 15% - ver Figuras 3.56 b). Na forma da curva de sucção desta, a não existência de um patamar claro, pode ser explicada pela não uniformidade dos diâmetros dos vazios, característica própria dos materiais com granulometria extensa.

4 RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

4.1 Enquadramento do trabalho experimental

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios do programa experimental em forma de quadros e gráficos, dando mais ênfase aos ensaios triaxiais. Posteriormente são apresentados os cálculos realizados com objectivo de adimensionalizar e normalizar os resultados para modelação que permitirá determinar os módulos de deformabilidade dos solos. Para cada caso são feitas as principais análises dos resultados de forma muito sucinta.

Porém, antes de se discutir propriamente os resultados experimentais, convém referir que este trabalho não foi apenas coroado de êxitos no que diz respeito ao programa experimental, pois teve também momentos de muita dificuldade em diversas fases do mesmo. Só para citar algumas situações, a começar pela amostragem, devido ao não conhecimento das propriedades dos materiais, uma vez que a colheita foi feita num período muito curto (final do ano de 2004) em que o autor se deslocou a Moçambique com propósito de passar as festas natalícias e de fim do ano, não tendo sido possível fazer a identificação dos materiais, pois o Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM), encontrava-se numa fase de pouca actividade, e também não foi possível obter junto dos empreiteiros indicações sobre os materiais. Isto obrigou a identificação dos materiais no laboratório da FEUP (LABGEO), o que veio a demonstrar que, afinal, nem todo o material colhido era aproveitável, assim como era insuficiente para o conjunto de ensaios programados. Assim, no ano seguinte, nas férias anuais de 2005/06, foi feita uma nova colheita de solos que complementaram os já existentes e permitiram a realização dos ensaios. Como se vê, este processo não só enfrentou dificuldades técnicas, mas também de ordem financeira, pois o transporte das amostras de Moçambique para Portugal envolveu custos relativamente elevados.

Para além das dificuldades referidas, houve outras em relação a realização dos ensaios triaxiais. Na condução dos mesmos, houve inicialmente um problema de instabilidade eléctrica no equipamento, o que produziu resultados dos ensaios pouco animadores, ou seja, praticamente não se conseguiu nenhum resultado digno de proveito do primeiro ensaio. Aliás, mesmo após a resolução deste problema, houve momentos em que ocorreram falhas nos transdutores dos deslocamentos (particularmente dos LDT's), o que deu origem a alguns resultados com menos

qualidade expressos em gráficos pouco elucidativos. Associado a este facto, esteve também o pouco conhecimento destes solos, no que diz respeito ao seu comportamento no domínio da tensão-deformação, pois já foi referido que o autor não tem conhecimento de estudos dignos de registo sobre o assunto. A instabilidade do equipamento determinou a obtenção de resultados numéricos e gráficos impossíveis de interpretar, pois a irregularidade dos mesmos era grande, o bastante para que se pudesse ler ou retirar qualquer parâmetro significativo. As Figuras 4.1 a) e b) apresentam um desses gráficos, do qual, como se vê, não é possível tirar qualquer proveito. Foram feitas várias tentativas de filtragem dos dados experimentais de maneira a obter uma curva próxima daquela que seria a ideal, mas este esforço traduziu-se em sucessivos fracassos, pois o nível de incertezas criado era bastante alto, sendo por isso realizado um estudo de melhoramento do sistema e conduzidos novos ensaios. A filtragem dos dados experimentais era feita sequencialmente a partir dos valores iniciais supostamente correctos, e com valores lidos pelo sistema de aquisição, e corrigidos através de uma função apropriada.

Apesar destes imponderáveis todos, este primeiro ensaio serviu de base para se ter ideia dos valores do parâmetro de pressões neutras, B de Skempton, para a amostra em causa, dos valores máximos das cargas para a deformação pretendida, bem como da tensão de rotura, o que permitiu um melhor controlo dos ensaios subsequentes após a resolução dos problemas com o equipamento.

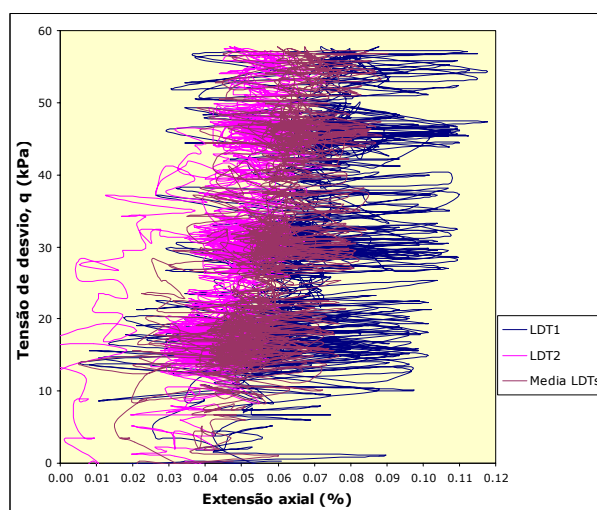
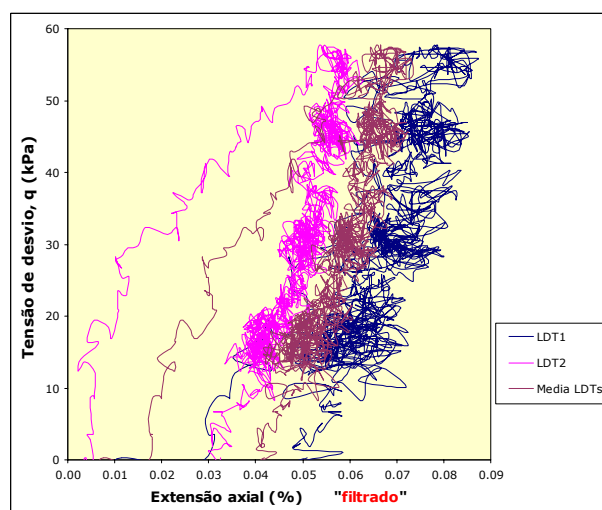


Figura 4.1: a) Gráficos dum ensaio triaxial no qual ocorreu instabilidade eléctrica do equipamento.



b) Tentativa de filtragem dos resultados para se obter o gráfico correcto.

Estes imponderáveis todos, juntamente com o tempo normalmente longo que ensaios desta natureza exigem, determinaram um atraso significativo do trabalho e, conseqüentemente, obrigaram a reajustes constantes da forma de abordagem da dissertação de maneira a evitar grande extensão do prazo de apresentação da mesma atendendo a vários condicionalismos a que o autor está sujeito. Resolvido este problema dos equipamentos, que passou por um ajuste do sistema de aquisição, começou a intensa campanha de ensaios triaxiais, cujos resultados são a seguir apresentados e discutidos.

A outra grande dificuldade prendeu-se com a definição da função de normalização em relação ao índice de vazios em termos absolutos, função essa que é necessária para determinar os parâmetros, da lei de Hertz (1881) e Janbu (1963), mais adiante apresentada. No Laboratório de Geotecnia, existe equipamento disponível para tal, mas a dificuldade de montagem e monitorização de todo processo inviabilizou o ensaio. Inicialmente tentou-se preparar o solo com o maior índice de vazios possível e sem estrutura para a condução do ensaio isotrópico, procurando assim cobrir gamas vastas de índice de vazios e sob condições remoldadas. Por se tratarem de amostras com quantidades significativas de areia, aliás, uma das amostras é de solo arenoso não plástico, dificultou muito a montagem do provete na câmara “stress path”. A Figura 4.2 mostra como ficou o provete na primeira tentativa de montagem.

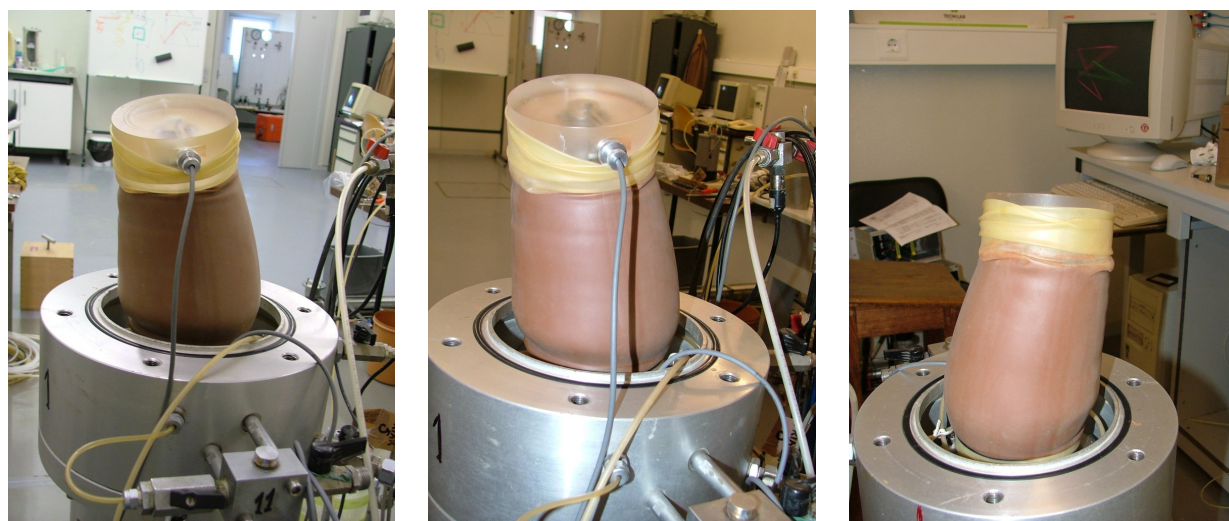


Figura 4.2: Aspecto do provete após a retirada do molde e colocação em câmara triaxial “stress path”.

A realização do ensaio exige um controlo bem rigoroso da geometria do provete, o que como é visível é muito difícil nestas condições. Foi então preparado um outro provete com um menor teor em água, mas um novo problema ocorreu. Por se tratar de solo muito arenoso, este assentou imediatamente após a colocação na câmara, criando grandes dificuldades na montagem dos LDT's, tendo sido ainda necessário aumentar a quantidade de solo para compensar a altura perdida no assentamento, o que implicou o aumento do diâmetro na parte mais baixa do provete, dando origem a uma certa perda de controlo das dimensões. Não obstante estes imponderáveis, o provete foi montado e durante o ensaio, numa fase bastante avançada (quando a pressão de consolidação era cerca de 1000 kPa) a membrana sofreu rotura permitindo a passagem de água para o interior do provete. Desta forma, o ensaio foi dado como inválido, e devido ao tempo bastante longo que o mesmo exige, pois são necessários ciclos de descargas e recargas semelhantes ao que se faz em ensaios edométricos, não foi possível realizar mais ensaios de modo a incluir neste trabalho, tendo sido decidido que seriam feitos ensaios para determinação daquela função e os resultados seriam apresentados em trabalhos futuros.

4.2 Sobre a Deformabilidade e leis de adimensionalização

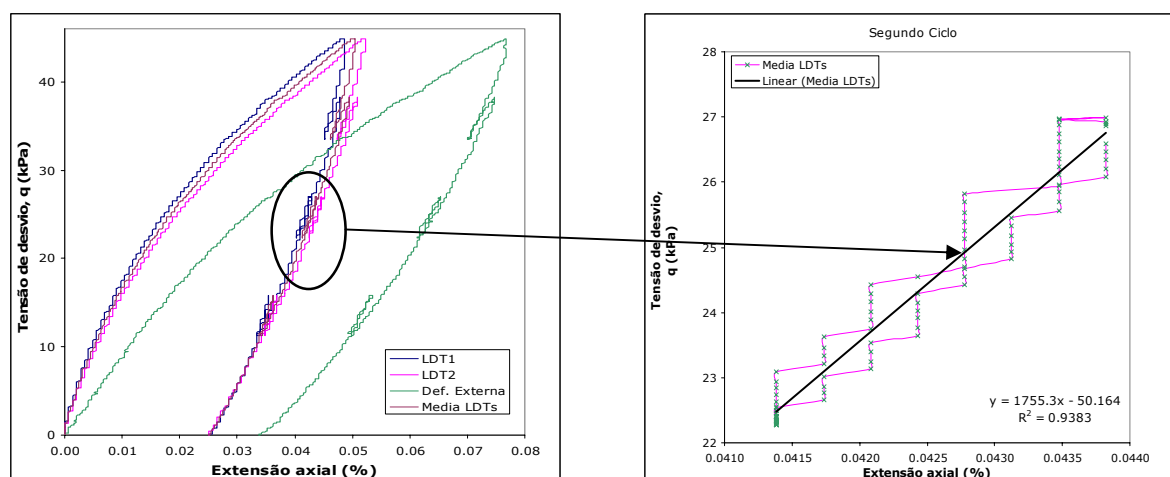
A deformabilidade traduz a resposta mecânica de um material em esforço, que pode recuperar a forma primitiva após o fim do esforço de deformação, ou, se não é perfeitamente elástico, essa recuperação pode ser parcial. Nos solos de suporte de plataformas viárias, para cargas transientes ou de curta duração, como as de tráfego, verifica-se a recuperação quase completa das deformações induzidas, desde que o leito tenha sido convenientemente compactado, e o próprio pavimento dimensionado de modo a evitarem-se deformações plásticas significativas, como por exemplo as progressivas devidas a micro-colapsos associados ao afluxo de água. A repetição de deformações “elásticas” excessivas nos pavimentos resulta em fissuração dos revestimentos betuminosos (rotura por fadiga).

Como bem se expressa em Medina e Motta (2ª edição 2005), as deformações elásticas dos leitos têm sido chamadas de resilientes, visto que dependem de factores que não se costumam associar ao comportamento de outros materiais de construção (aço, betão, etc.). No caso dos solos, aqueles

factores incluem a estrutura e a reologia associada às três fases (sólida, líquida e gasosa), de equilíbrio instalado após a compactação do leito e durante a vida útil do pavimento.

A consideração da deformabilidade dos leitos de plataformas no desenvolvimento dos métodos de dimensionamento de pavimentos ou plataformas ferroviárias baseados na aplicação da teoria da elasticidade assume especial importância actualmente. É por estas razões que se desenvolvem intensos estudos no campo da mecânica dos pavimentos para um melhor conhecimento das propriedades dos solos compactados e aplicados em leitos de pavimentos e bases de plataformas, tendo sido com esse objectivo que se desenvolveu o presente trabalho.

Os primeiros valores dos módulos de deformabilidade provenientes dos ensaios triaxiais são obtidos por cálculos simples pela relação entre tensão-deformação, ou seja, representam a inclinação da recta entre os extremos da histerese de um ciclo de descarga recarga, estando associados a diversas condições de compactidade e estado (hídrico em particular). Para que esses resultados em análise tenham significado para condições diversas de estado e nível de tensão, foram aplicadas leis de adimensionalização dos módulos de deformabilidade em relação aos índices de vazios e tensão efectiva de confinamento, de maneira a determinar os valores dos parâmetros de dependência K e n da lei de Janbu (uma expressão da lei de Hertz), que são função das tensões efectivas presentes no decurso do ensaio triaxial cíclico. O esquema típico de um ensaio completo com os três ciclos é representado na Figura 4.3, a partir do qual se desenvolve o modelo para a determinação dos parâmetros necessários para avaliação do valor final do módulo de deformabilidade.



a) Ensaio com uma determinada tensão de consolidação

b) Pormenor do 1º ciclo de descarga-recarga

Figura 4.3: Gráficos de tensões cíclicas vs extensões axiais e exemplo de análise de um ciclo de descarga-recarga

O comportamento observado destes diferentes materiais nos diversos ensaios e ciclos foi modelado através de leis de adimensionalização que tornaram esta análise mais globalizante, com objectivo de avaliar a possibilidade da sua utilização em leitos de pavimentos, em conformidade com os valores mínimos de rigidez lavrados em Cadernos de Encargos de Projectos.

O módulo de deformabilidade do solo é influenciado por alguns factores tais como o nível de tensão ao qual é sujeito, pelo índice de vazios com que o solo fica depois de ser compactado, pela dimensão dos grãos, composição mineralógica dos grãos, forma dos grãos, tipo de solo, arranjo das partículas e ainda pela história das tensões (Lambe and Whitman, 1969; Ladd et al., 1977; Lambrechts and Leonards, 1978).

Hertz demonstrou que a relação entre o módulo de deformabilidade quasi-elástico e o nível da tensão que é aplicada a um solo, é uma relação não-linear do tipo exponencial e o efeito do nível de tensão é representado pela relação utilizada por Janbu (1963), de acordo com a expressão seguinte:

$$E = K \times p_a \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^n, \quad (p_a \text{ é a pressão atmosférica e vale } 101,3 \text{ kPa}) \quad (4.1)$$

No presente trabalho, como é normal em análise de carregamentos eminentemente verticais, σ'_c tem significado da tensão vertical efectiva presente para o nível de deformação da qual se extrai o valor de “ E ”, naturalmente em função da tensão de confinamento horizontal. Na expressão acima, para estados de tensão isotrópicos ou anisotrópicos, os parâmetros K e n , são constantes adimensionais que dependem do tipo de solo e são determinados experimentalmente em ensaios triaxiais em diferentes tensões efectivas de confinamento. A expressão pode ser adaptada para situações de K_0 diferente de 1. Mohkam (1983), Charif (1991) e Biarez et al. (1999), realizaram estudos em areias que mostraram que o aumento em deformações plásticas, conduzem na equação (4.1), a uma diminuição do valor de K e a um aumento do valor de n de 0,5 a 1, quando a deformação aumenta de um nível elástico linear $\varepsilon=2 \times 10^{-5}$ até 10^{-1} , no entanto, este valor de n depende das características do material em estudo. Nos estudos de Flora et al. (1994) o valor de n encontrado variava de $n = 0,31$ a $0,91$; em Gomes Correia et. al (2001) o valor encontrado para n é de $0,67$, de Marques (2004) de $n = 0,74$ e de Vieira (2005) de $n = 0,33$ (para condições elásticas – módulos dinâmicos) e $n = 0,5$ para os módulos de descarga-recarga em ciclos de pequena deformações).

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

A avaliação do módulo de deformabilidade é bastante difícil desde a quase impossibilidade de medir a tensão de pré-consolidação *in situ* de um depósito de solo granular, ou de obter amostras indeformadas para ensaios laboratoriais. Assim, os ensaios triaxiais consolidados drenados podem ser usados para avaliação de E , restringindo-se em muitos casos a amostras reconstituídas que normalmente tem um valor de tensão de pré-consolidação que não chegam a duas vezes o valor *in situ* (Head, 1986). Por essas razões, a estimativa de um valor preciso é sempre feita com base em ensaios *in situ*, embora hoje se façam ajustes das respostas obtidas em laboratório (nomeadamente em ensaios triaxiais de grande precisão) sob amostras de boa qualidade, dos valores de referência de campo, através de relações entre G_0 do ensaio cross-hole (CH), e G_0 do ensaio triaxial com uso dos bender elements (BE) ou de instrumentação de grande precisão (Viana da Fonseca et al., 1997 e 2003).

No quadro 4.1 representam-se alguns valores “típicos” recolhidos por Das (1990), enfatizando-se que a designação “elástica” pode não ser fundamentalmente correcta (ou seja, dinâmica inicial), mas antes correspondentes aos módulos “pseudo-elásticos” (típicos de ciclos de descarga-recarga).

Quadro 4.1: Valores típicos de módulos de deformabilidade elásticos e coeficientes de Poisson para solos granulares

Módulo de deformabilidade “elástico”		
Tipo de solo	MPa	Coefficiente de Poisson
Areia solta	10 – 24	0,20 – 0,40
Areia medianamente densa	17 -28	0,25 – 0,40
Areia densa	35 – 55	0,30 – 0,45
Silte arenoso	10 – 17	0,20 – 0,40
Areia e cascalho	69 -170	0,15 – 0,35

Fonte: Das, B. M. 1990. *Principles of Foundation Engineering*, 2nd ed., p. 161. PWS-Kent Publishing Co., Boston.

A normalização do módulo de deformabilidade em função do índice de vazios do solo é feita com recurso a funções empíricas obtidas de diversos estudos. Algumas das funções mais usadas e bastante divulgadas na bibliografia da especialidade são apresentadas no Quadro 4.2.

Quadro 4.2: Funções de Índice de vazios

Função	Expressão geral	Referência
$F(e)_1$	$\frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (4.2)$	Hardin y Richart (1963); Iwasaki et al. (1978)
$F(e)_2$	$\frac{1}{0,3 + 0,7 \times e^2} \quad (4.3)$	Hardin (1978); Chung et al. (1984)
$F(e)_3$	$e^{-x} \quad (4.4)$	Jamiolkowski et al. (1991); Lo Presti (1995)

(*) $x = -1,3$, valor proposto para areias com alguns finos

Tendo em conta os aspectos atrás referidos neste trabalho, fizeram-se análises dos resultados dos ensaios em função das leis do índice de vazios apresentadas no Quadro 4.2, considerando-se, por simplificação a média dos módulos de descarga-recarga nos ciclos de muito baixas deformações em cada condição. A escolha do valor a considerar foi feita de acordo com a tendência do comportamento dos materiais. Nos ensaios da amostra EN-206, consideram-se todos os ciclos de descarga-recarga, por apresentarem todos tendências similares, e o solo responder nestas gamas de forma manifestamente quasi-elástica, pelo facto de a histerese ser de muito pequena magnitude em praticamente todos os pequenos ciclos dos ensaios realizados.

O mesmo comportamento já não se verificou na amostra EN-MG (com maior percentagem de finos), pois aqui nota-se claramente o efeito do tipo de organização das partículas “lamelares”. De facto, os solos com finos têm reconhecidamente maior fluência e, consequentemente, a inércia dos mecanismos cinemáticos nos pequenos ciclos do ensaio é mais evidente, traduzindo-se no facto de, no primeiro ciclo de descarga-recarga, não se formar a histerese. Pelo contrário, o solo ainda tem tendência a deformar-se no “caminho” de deformações anteriores, embora já se tenha realizado a inversão da aplicação da carga. Já no terceiro ciclo, volta a verificar-se o efeito de inércia cinemática, mas no sentido contrário, pois o solo responde aparentemente mais lentamente à aplicação da recarga. O segundo ciclo, considera-se mais representativo do comportamento cíclico em condições estáveis de jazida, pois o solo está mais estabilizado e responde quase instantaneamente ao processo de recarga, formando efectivamente a histerese.

Como exemplo desses comportamentos distintos, apresenta-se nas Figuras 4.4 e 4.5, os gráficos de dois ensaios para as duas amostras, que são representativos dos outros ensaios para cada uma das amostras e provetes ensaiados.

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

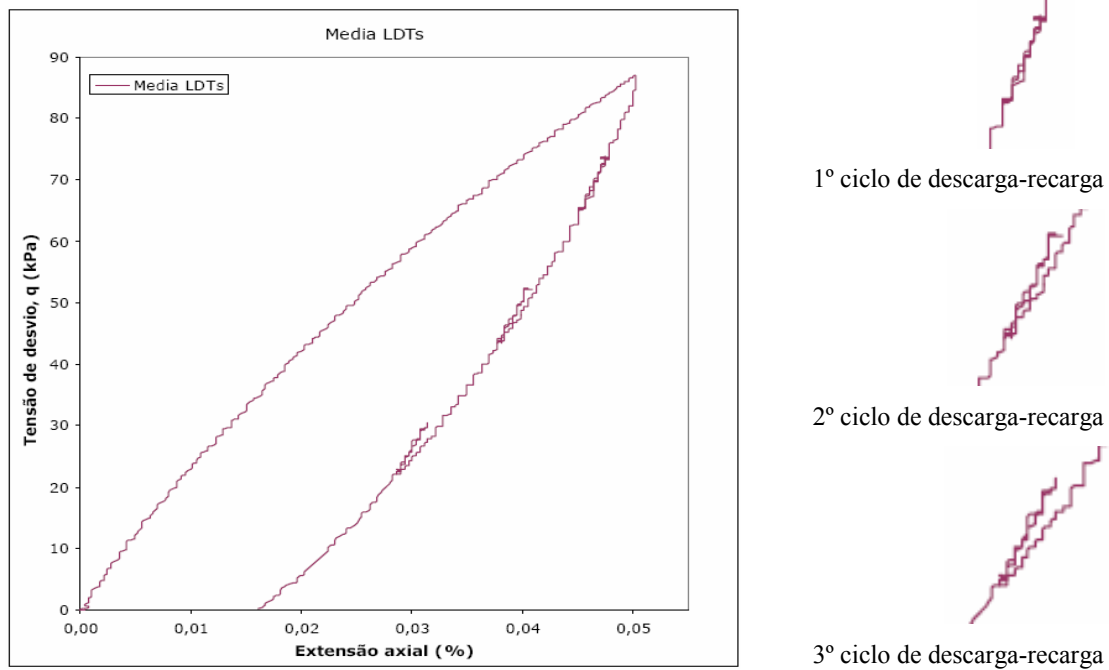


Figura 4.4: Exemplo típico de um dos ensaios da amostra EN-206, com as histereses bem definidas

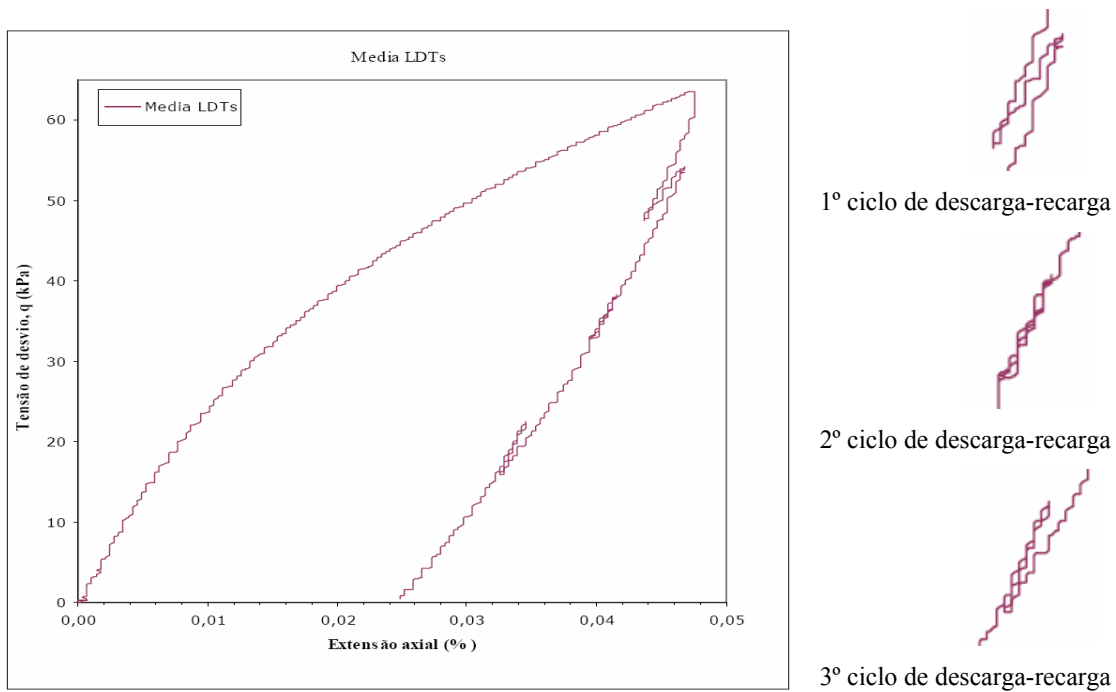


Figura 4.5: Exemplo típico de um dos ensaios da amostra EN-MG, com as histereses extremas mal definidas

Nos parágrafos que se seguem, apresentam-se os valores encontrados e incluem-se nos diversos quadros e gráficos aí dispostos. Neles se relacionam o módulo de deformabilidade e a tensão de consolidação para todos os provetes sujeitos ou não a ciclos higrométricos, e consequentemente com a condição de moldagem. Após esta fase de apresentação de resultados dos ensaios triaxiais, seguem-se outros conjuntos de quadros e gráficos com valores já transformados tendo em conta as leis de adimensionalização e normalização em relação ao índice de vazios e à tensão de confinamento, acima apresentados.

Nesta dissertação, e voltando à questão de falta de referência sobre o assunto aplicado a este solo, optou-se pelo estudo de todas funções de índice de vazios. Em estudos posteriores (os ensaios ainda em curso), será discutida qual seria a mais adequada, face aos índices de vazios dos ensaios e melhor coeficiente de correlação (R^2) das várias análises. Convém referir que a função $F(e)$, validada para gamas de tensões relativamente pequenas, tem sido ultimamente preferida por muitos autores devido as suas vantagens de aplicação e maior universalidade. Aliás, a propósito da função do índice de vazios, refira-se que foram investigadores italianos os primeiros a propor a substituição da função de índice de vazios $F(e)=(B-e)^2/(1+e)$ por uma do tipo $F(e)=e^{-x}$, pelo facto de esta última apresentar a vantagem de ser mais simples e o expoente x variar dentro de uma gama bem mais restrita de valores.

Lo-Presti (1998) com base em resultados de ensaios em coluna ressonante e de ensaios de torção com medições locais de deslocamentos obteve para as areias de *Toyoura* e de *Quiou* o expoente $x=1,3$. Jamiolkowski (1998) reuniu um conjunto de resultados laboratoriais realizados sobre diversos tipos de solos e verificou que aquele expoente x variava entre 0,9 e 1,5. Esta sugestão, de índole empírica, pode ser mais bem fundamentada do ponto de vista microestrutural recorrendo-se ao modelo de Hertz (1881).

Expostos os princípios das leis de normalização, para um determinado ciclo de descarga-recarga, ter-se-á o respectivo módulo adimensional pela relação:

$$E_{dr,i} = \frac{E_i}{F(e)} \quad (4.5)$$

$E_{dr,i}$ é o módulo de deformabilidade normalizado para o ciclo i ;

E_i corresponde de facto a um valor de E que é o módulo de deformabilidade adimensionalizado e normalizado, definido entre os vértices de histerese de cada ciclo de descarga-recarga e para a

tensão de consolidação. Para esta tensão, entenda-se a tensão vertical efectiva, no estado de tensão instalada no ciclo i , em muitos casos, valor médio dos três ciclos (no solo mais arenoso), admitindo-se este valor médio das tensões relativas aos três ciclos (que estão muito próximos) e o valor do segundo ciclo (no solo menos arenoso), sendo este o representativo.

4.3 Análise dos resultados experimentais

Para uma melhor compreensão, na análise dos resultados dos ensaios triaxiais e para cada função de índice de vazios, seguir-se-á a ordem:

- cálculo dos módulos resultantes dos ensaios triaxiais com base na aquisição de dados;
- normalização e adimensionalização com a Função $F(e)$;
- análise das tendências e determinação de K e n ;
- determinação da função final do “Módulo de Deformabilidade Adimensional”.

Em consequência do exposto, serão apresentados os gráficos de resultados e quadros correspondentes às diversas fases dos ensaios e dos vários provetes a partir dos quais se analisam os módulos de deformabilidade. Nessas análises estão patentes os resultados alcançados para os provetes ensaiados sem e com ciclos de molhagem e secagem. Os índices de vazios sobre células sombreadas correspondem aos provetes ensaiados sem ciclos de molhagem e secagem.

4.4 Análise da amostra EN-206

Começando pela amostra mais arenosa (EN-206), apresenta-se uma sequência gráfica dos ensaios desde o início e todos os ciclos de descarga-recarga realizados. Nota-se que para esta amostra, são utilizados os valores médios em virtude de, em todos os ciclos, os módulos resultarem bem definidos, fruto de um comportamento histerético bem delineado.

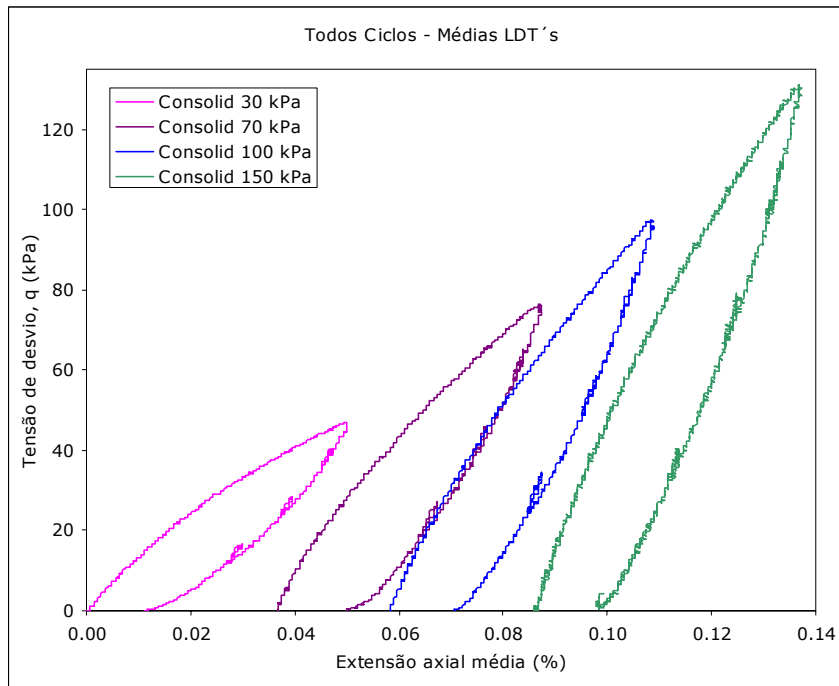


Figura 4.6: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provetes EN-206 sem ciclos higrométricos e $w = w_{opt} - 2\%$.

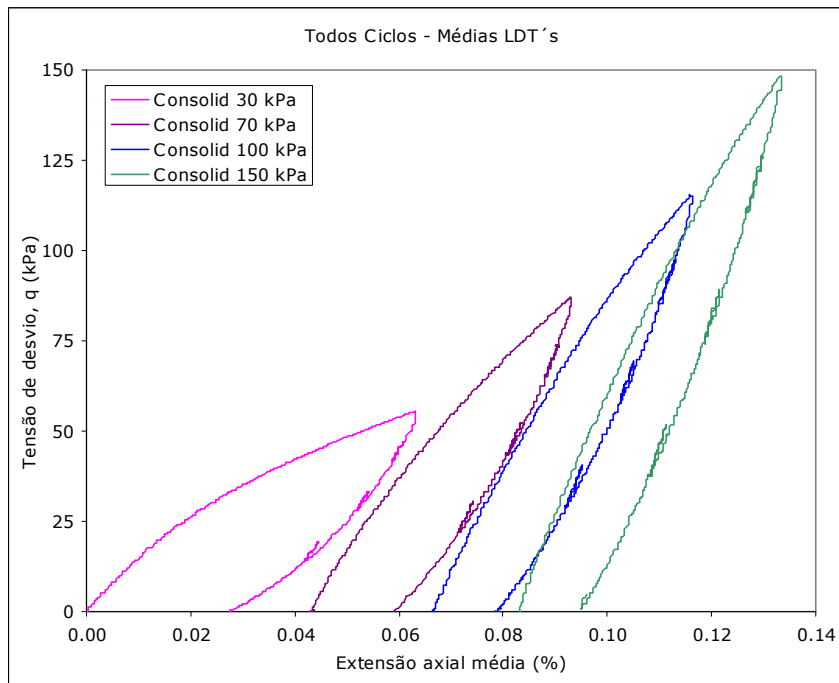


Figura 4.7: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provetes EN-206 sem ciclos higrométricos e $w = w_{opt}$.

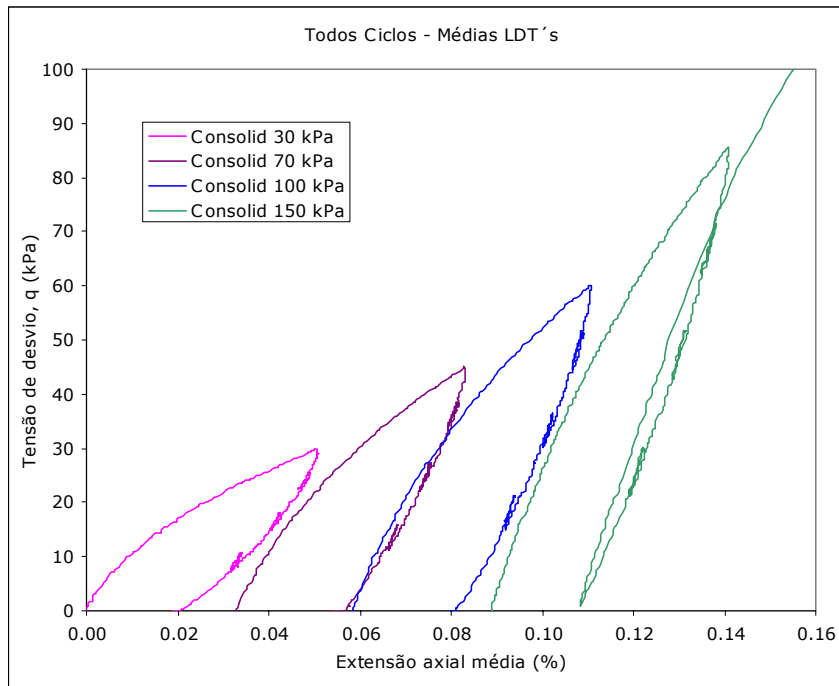


Figura 4.8: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provetes EN-206 sem ciclos higrométricos e $w = w_{opt} + 2\%$.

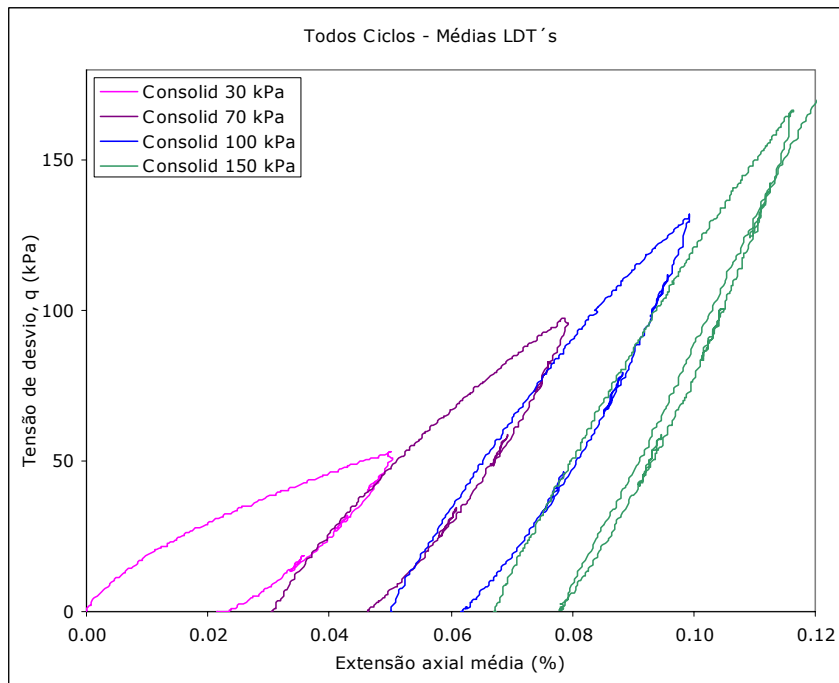


Figura 4.9: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provetes EN-206 com ciclos higrométricos e $w = w_{opt} - 2\%$.

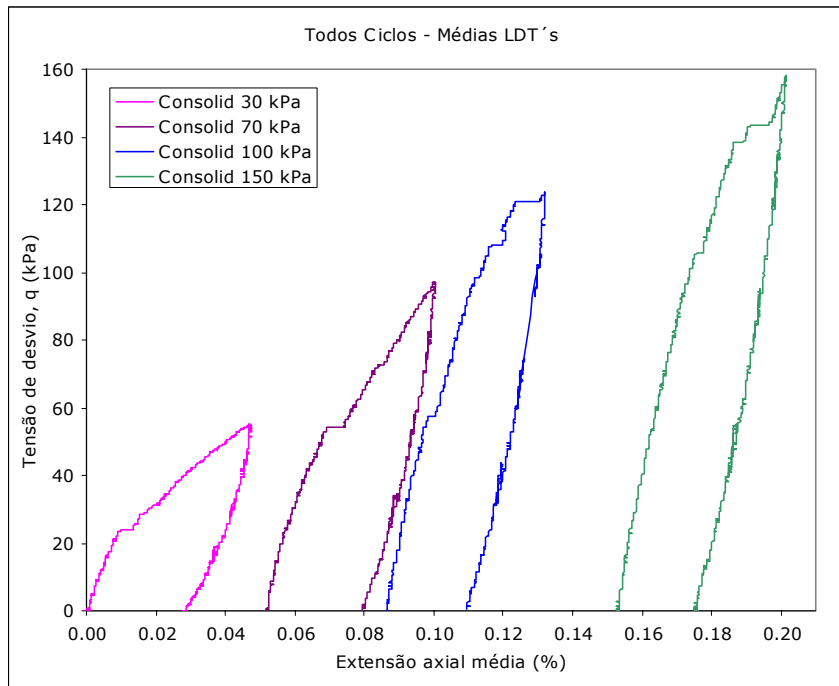


Figura 4.10: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-206 com ciclos higrométricos e $w = w_{opt}$.

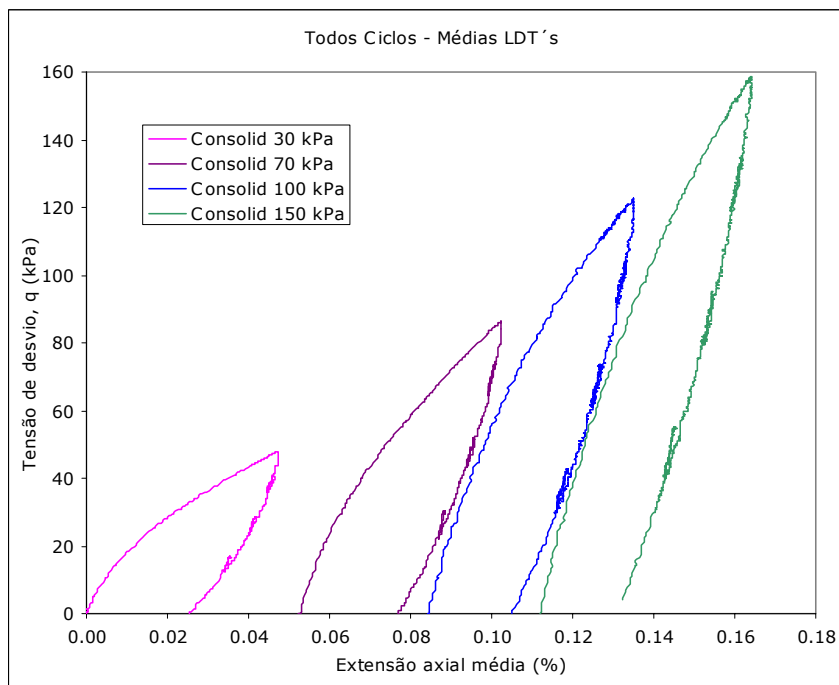


Figura 4.11: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-206 com ciclos higrométricos e $w = w_{opt} + 2\%$.

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Foram determinados no fim dos ensaios triaxiais, os valores do ângulo de atrito. Os seus valores estão apresentados no Quadro 4.3.

Quadro 4.3: ângulos de atrito ϕ' na rotura.

Aproximação do ângulo ϕ' na rotura			
Amostra EN-206			
Sem ciclos de molhagem-secagem (s – m/s)		Com ciclos de molhagem-secagem (c – m/s)	
moldagem com	$\phi'_r(^{\circ})$	moldagem com	$\phi'_r(^{\circ})$
$w_{opt}-2\%$	44.8	$w_{opt}-2\%$	44.2
w_{opt}	42.9	w_{opt}	42.3
$w_{opt}+2\%$	43.2	$w_{opt}+2\%$	43.2

Dos valores expressos no quadro, constata-se que a resistência pouco – nos teores em água de compactação mais baixos – ou nada – nos de maior teor em água – se altera sem ou com ciclos de molhagem-secagem. Também não se denota particular sensibilidade ao teor em água – o que é o mesmo que dizer – à compacidade, pelo menos nas gamas analisadas.

Para esta amostra, começa-se a análise pela apresentação dos resultados absolutos dos módulos de deformabilidade. No quadro, estão representadas as tensões de consolidação, as tensões verticais efectivas e os módulos de deformabilidade não normalizados em função da condição de compactação (explicitamente do teor em água de compactação).

No quadro acima apresentado, o ângulo de atrito na rotura é manifestamente menor no ponto do teor em água ótimo. Este comportamento é anormal, pois para o teor em água ótimo a compacidade é máxima, logo, o ângulo de atrito efectivo é máximo, poderemos sim, não ter resistência máxima, pois esta normalmente é do lado seco. Este facto pode ser explicado pelo facto destas amostras serem bastante parecidas em termos de pesos volúmicos secos, como pode ser observado na curva de compactação. Os ciclos de molhagem e secagem também podem ter originado perturbações nas amostras que alterariam as suas condições normais do ensaio. Provavelmente estas dúvidas seriam dissipadas pela realização de novos ensaios, pois as incongruências dos resultados observadas podem ser atribuídas a factores relacionados com as variações experimentais que dificilmente são controladas durante o ensaio. Portanto, estes valores não podem ser tidos como absolutamente conclusivos.

Quadro 4.4: Valores de E não normalizados para todos os provetes desta amostra (E em MPa)

AMOSTRA 1 EN206

		Sem ciclos de molhagem-secagem		Com ciclos de molhagem-secagem	
		$\sigma'_c =$	σ'_v kPa	$\sigma'_c =$	σ'_v kPa
Provete com $w = w_{opt} - 2\%$	E_{30}	30		30	
		1º ciclo	186.31	1º ciclo	238.66
		2º ciclo	182.09	2º ciclo	237.26
		3º ciclo	129.72	3º ciclo	222.48
	E_{70}	70		70	
		1º ciclo	290.52	1º ciclo	429.53
		2º ciclo	252.02	2º ciclo	364.51
		3º ciclo	244.65	3º ciclo	325.99
	E_{100}	100		100	
		1º ciclo	374.96	1º ciclo	480.89
		2º ciclo	308.95	2º ciclo	422.41
		3º ciclo	316.61	3º ciclo	385.75
	E_{150}	150		150	
		1º ciclo	429.98	1º ciclo	538.17
		2º ciclo	407.60	2º ciclo	522.38
		3º ciclo	322.82	3º ciclo	449.64
Provete com $w = w_{opt}$	E_{30}	30		30	
		1º ciclo	241.24	1º ciclo	329.18
		2º ciclo	229.33	2º ciclo	283.73
		3º ciclo	194.18	3º ciclo	270.99
	E_{70}	70		70	
		1º ciclo	342.65	1º ciclo	529.5
		2º ciclo	343.73	2º ciclo	473.21
		3º ciclo	301.56	3º ciclo	469.79
	E_{100}	100		100	
		1º ciclo	404.47	1º ciclo	700.32
		2º ciclo	395.35	2º ciclo	656.72
		3º ciclo	345.32	3º ciclo	560.84
	E_{150}	150		150	
		1º ciclo	521.10	1º ciclo	770.83
		2º ciclo	485.23	2º ciclo	696.09
		3º ciclo	427.14	3º ciclo	633.88
Provete com $w = w_{opt} + 2\%$	E_{30}	30		30	
		1º ciclo	141.95	1º ciclo	304.08
		2º ciclo	142.93	2º ciclo	260.68
		3º ciclo	123.69	3º ciclo	308.59
	E_{70}	70		70	
		1º ciclo	199	1º ciclo	449.16
		2º ciclo	195.94	2º ciclo	443.31
		3º ciclo	193.57	3º ciclo	417.86
	E_{100}	100		100	
		1º ciclo	276.8	1º ciclo	535.84
		2º ciclo	263.36	2º ciclo	530.68
		3º ciclo	254.51	3º ciclo	437.65
	E_{150}	150		150	
		1º ciclo	310.45	1º ciclo	546.16
		2º ciclo	312.48	2º ciclo	532.24
		3º ciclo	270.74	3º ciclo	514.85

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

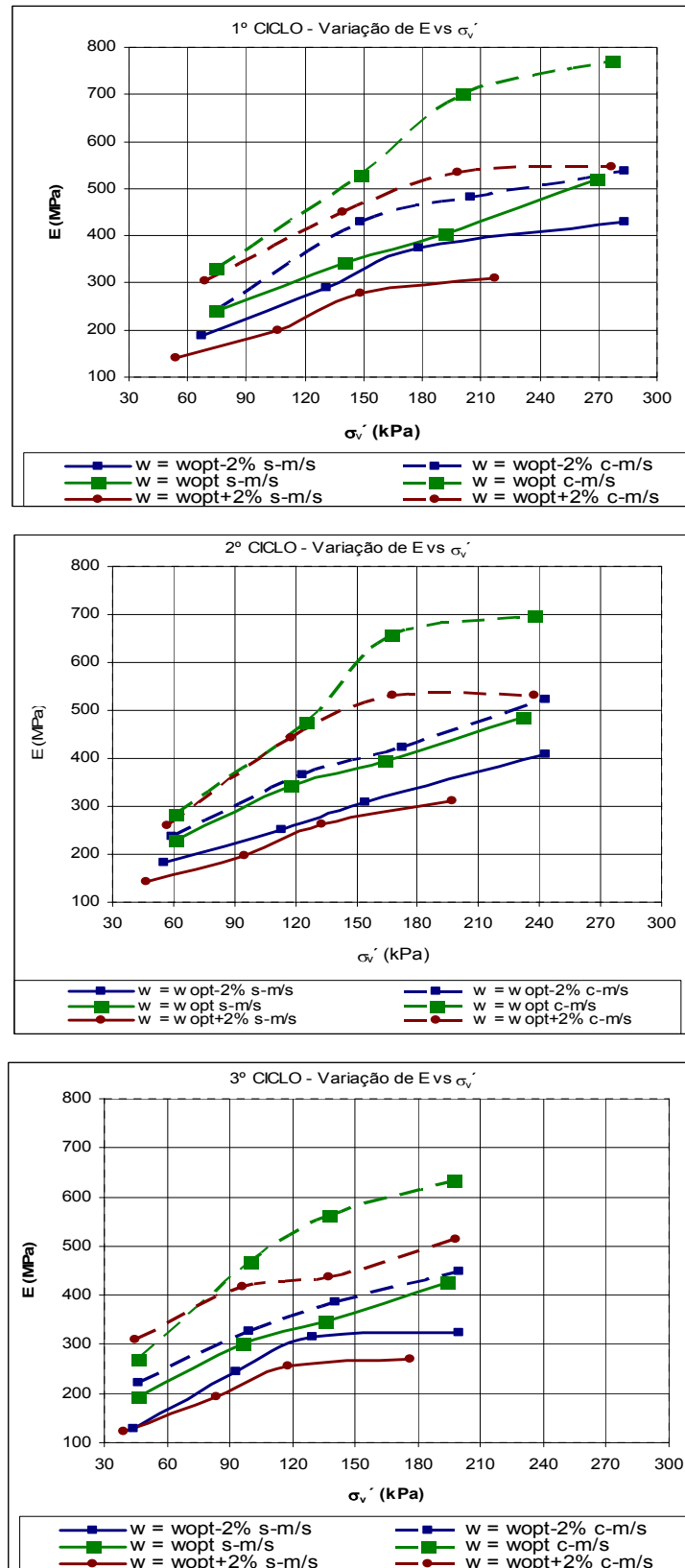


Figura 4.12: Relação entre o módulo de deformabilidade não normalizado e a tensão vertical efectiva.

Para ter uma percepção da dependência com o nível de tensão de confinamento, fez-se uma análise dos valores ponderados dos três módulos de deformabilidade em cada tensão de consolidação, numa média deste tipo:

$$\bar{E}_j = \frac{\sum E_{ij} \times \sigma'_{v,ij}}{\sum \sigma'_{v,ij}} \quad (4.5)$$

sendo E_j , o valor ponderado para cada tensão de consolidação ($j = 30, 70, 100$ e 150 kPa), E_{ij} e $\sigma'_{v,ij}$ o módulo histerético de cada pequeno ciclo de descarga-recarga, em uma tensão média (correspondente ao valor médio da gama de tensões verticais efectivas, de cada laçada). Estes valores estão representados no Quadro 4.5 e na Figura 4.13.

Quadro 4.5: Módulos de deformabilidade não normalizados referentes às médias dos ciclos (E em MPa)

Valores Médios							
Sem ciclos de molhagem-secagem				Com ciclos de molhagem-secagem			
Todos provetes	E ₃₀	$\sigma'_c =$ 30		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 30		σ'_v kPa
		W _{opt} -2%	166.04	55.32	W _{opt} -2%	232.80	59.59
		W _{opt}	221.58	60.73	W _{opt}	294.63	60.69
		W _{opt} +2%	136.19	46.58	W _{opt} +2%	291.12	56.58
	E ₇₀	$\sigma'_c =$ 70		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 70		σ'_v kPa
		W _{opt} -2%	262.40	112.31	W _{opt} -2%	373.34	123.73
		W _{opt}	329.31	118.02	W _{opt}	490.83	124.44
		W _{opt} +2%	196.17	94.78	W _{opt} +2%	436.78	117.84
	E ₁₀₀	$\sigma'_c =$ 100		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 100		σ'_v kPa
		W _{opt} -2%	333.51	154.14	W _{opt} -2%	429.68	172.60
		W _{opt}	381.71	163.85	W _{opt}	639.29	168.26
		W _{opt} +2%	264.89	133.16	W _{opt} +2%	501.39	167.83
	E ₁₅₀	$\sigma'_c =$ 150		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 150		σ'_v kPa
		W _{opt} -2%	386.80	242.11	W _{opt} -2%	503.40	242.11
		W _{opt}	477.82	231.81	W _{opt}	700.27	237.14
		W _{opt} +2%	297.89	196.76	W _{opt} +2%	531.08	237.37

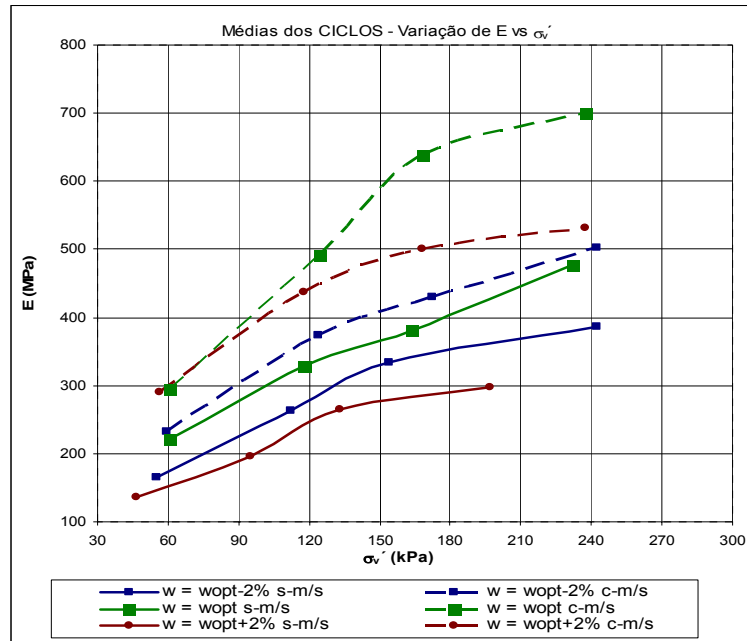


Figura 4.13: Relação entre o módulos de deformabilidade médios não normalizados vs tensão vertical efectiva.

Nota-se que nos gráficos referidos, há uma clara variação do comportamento da deformabilidade em função da variação da condição higrométrica do provete e do teor em água. Parece haver para a amostra arenosa um benefício, ou seja um aumento da rigidez com os ciclos de molhagem-secagem. Assim, parece haver uma menor sensibilidade dos valores dos módulos E_{dr} em relação ao teor em água, mas maior sensibilidade em relação ao processo higrométrico, quer dizer, o aumento da rigidez parece ser mais evidente por via dos ciclos de molhagem-secagem, do que propriamente por via da variação do teor em água do solo (pelo menos, na gama considerada, de +/- 2%).

4.4.1 Função de Índice de vazios $F(e)_1$

Para as análises de normalização que se seguem neste parágrafo, tomar-se-á a lei antes expressa pela equação 4.2:

$$F(e)_1 = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (4.2 - \text{bis})$$

Quadro 4.6: Valores de E ($E_{i,n}$ em MPa) normalizados para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_i)$

AMOSTRA 1 EN206									
Provede com $w = w_{opt} - 2\%$	Sem ciclos de molhagem-secagem				Com ciclos de molhagem-secagem				$F(e)_i = ((2,17-e)^2)/(1+e)$
	$E_{30,n}$	$\sigma'_e = 30$		σ'_v kPa	$E_{30,n}$	$\sigma'_e = 30$		σ'_v kPa	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{70,n}$	$\sigma'_e = 70$		σ'_v kPa	$E_{70,n}$	$\sigma'_e = 70$		σ'_v kPa	$e_{30} = 0.33191$ $e_{30} = 0.34993$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{100,n}$	$\sigma'_e = 100$		σ'_v kPa	$E_{100,n}$	$\sigma'_e = 100$		σ'_v kPa	$e_{70} = 0.31678$ $e_{70} = 0.33477$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{150,n}$	$\sigma'_e = 150$		σ'_v kPa	$E_{150,n}$	$\sigma'_e = 150$		σ'_v kPa	$e_{100} = 0.31698$ $e_{100} = 0.33506$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
Provede com $w = w_{opt}$	$E_{30,n}$	$\sigma'_e = 30$		σ'_v kPa	$E_{30,n}$	$\sigma'_e = 30$		σ'_v kPa	$e_{150} = 0.31673$ $e_{150} = 0.33476$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{70,n}$	$\sigma'_e = 70$		σ'_v kPa	$E_{70,n}$	$\sigma'_e = 70$		σ'_v kPa	$e_{30} = 0.33402$ $e_{30} = 0.35118$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{100,n}$	$\sigma'_e = 100$		σ'_v kPa	$E_{100,n}$	$\sigma'_e = 100$		σ'_v kPa	$e_{70} = 0.33372$ $e_{70} = 0.35139$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{150,n}$	$\sigma'_e = 150$		σ'_v kPa	$E_{150,n}$	$\sigma'_e = 150$		σ'_v kPa	$e_{100} = 0.33312$ $e_{100} = 0.35193$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
Provede com $w = w_{opt} + 2\%$	$E_{30,n}$	$\sigma'_e = 30$		σ'_v kPa	$E_{30,n}$	$\sigma'_e = 30$		σ'_v kPa	$e_{150} = 0.33287$ $e_{150} = 0.35151$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{70,n}$	$\sigma'_e = 70$		σ'_v kPa	$E_{70,n}$	$\sigma'_e = 70$		σ'_v kPa	$e_{70} = 0.35135$ $e_{70} = 0.38858$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{100,n}$	$\sigma'_e = 100$		σ'_v kPa	$E_{100,n}$	$\sigma'_e = 100$		σ'_v kPa	$e_{30} = 0.35116$ $e_{30} = 0.38823$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{150,n}$	$\sigma'_e = 150$		σ'_v kPa	$E_{150,n}$	$\sigma'_e = 150$		σ'_v kPa	$e_{70} = 0.35077$ $e_{70} = 0.38765$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

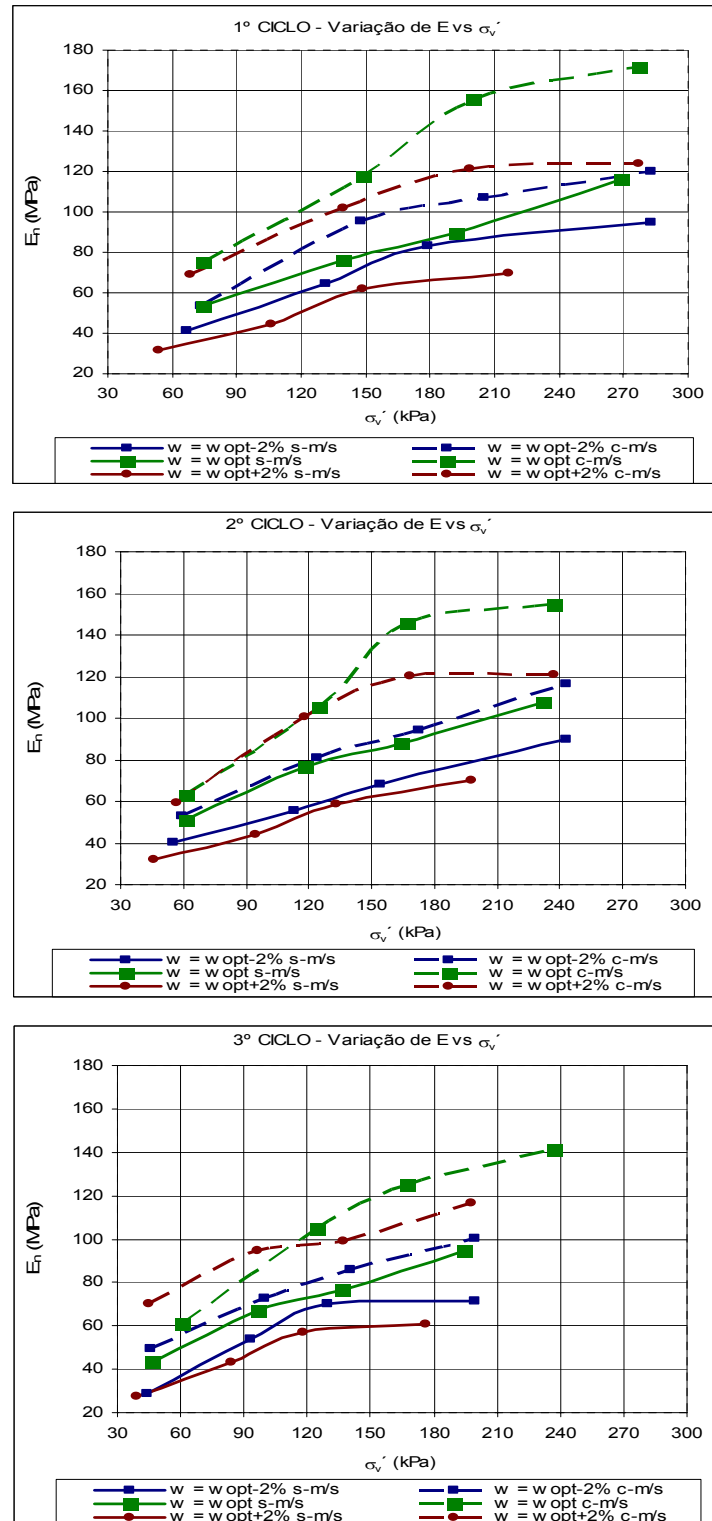
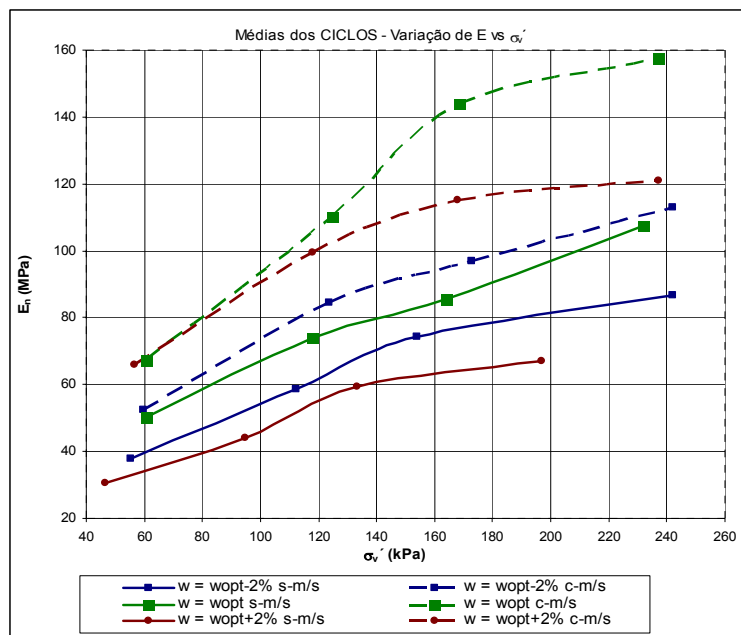


Figura 4.14: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado ($F(e)_1$), e a tensão efectiva vertical.

Como foi referido, para a análise desta amostra, serão considerados valores ponderados que se apresentam no Quadro 4.7.

Quadro 4.7: Módulos de deformabilidade normalizados ($E_{i,n}$ em MPa) referentes as médias ponderadas dos ciclos

Media Ponderada							
Todos provetes	$\sigma'_c = 30$			σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa
	$E_{30,n}$	$w_{opt}-2\%$	37.77	55.32	$w_{opt}-2\%$	52.33	59.59
		w_{opt}	50.16	60.73	w_{opt}	67.34	60.69
		$w_{opt}+2\%$	30.68	46.58	$w_{opt}+2\%$	65.99	56.58
	$\sigma'_c = 70$			σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa
	$E_{70,n}$	$w_{opt}-2\%$	58.60	112.31	$w_{opt}-2\%$	84.56	123.73
		w_{opt}	73.88	118.02	w_{opt}	110.00	124.44
		$w_{opt}+2\%$	43.93	94.78	$w_{opt}+2\%$	99.54	117.84
	$\sigma'_c = 100$			σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa
	$E_{100,n}$	$w_{opt}-2\%$	74.44	154.14	$w_{opt}-2\%$	96.90	172.60
		w_{opt}	85.61	163.85	w_{opt}	144.04	168.26
		$w_{opt}+2\%$	59.44	133.16	$w_{opt}+2\%$	115.09	167.83
	$\sigma'_c = 150$			σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa
	$E_{150,n}$	$w_{opt}-2\%$	86.90	242.11	$w_{opt}-2\%$	113.11	242.11
		w_{opt}	107.34	231.81	w_{opt}	157.37	237.14
		$w_{opt}+2\%$	66.94	196.76	$w_{opt}+2\%$	120.84	237.37

Figura 4.15: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado ($E(e)_i$), e a tensão efectiva vertical (valores ponderados).

No Quadro 4.8 estão expressos os valores e na Figura 4.15 representadas as leis de variação à luz de uma modelação do tipo Hertz-Janbu.

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.8: Módulo de deformabilidade ($E_{i,n}$ em MPa) versus tensão vertical efectiva

Módulos de Deformabilidade para as diferentes condições (EN-206) (MPa)											
Média				Média				Média			
$w_{opt} - 2\%$				w_{opt}				$w_{opt} + 2\%$			
$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s	$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s	$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s
55.32	37.77	59.59	52.33	60.73	50.16	60.69	67.34	46.58	30.68	56.58	65.99
112.31	58.60	123.73	84.56	118.02	73.88	124.44	110.00	94.78	43.93	117.84	99.54
154.14	74.44	172.60	96.90	163.85	85.61	168.26	144.04	133.16	59.44	167.83	115.09
242.11	86.90	242.11	113.11	231.81	107.34	237.14	157.37	196.76	66.94	237.37	120.84

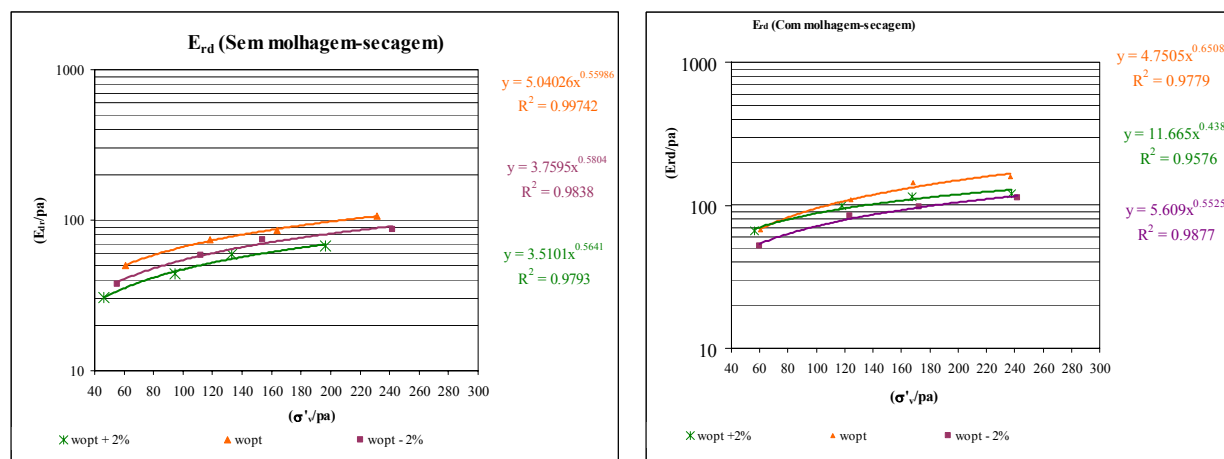


Figura 4.16: Relação entre o módulo de deformabilidade e da tensão vertical efectiva.

4.4.1.1 Análise de tendências – cálculo de K e n

A análise de tendência dos valores de K e n , referentes às leis de Hertz-Janbu, é a seguir estudada com base nos gráficos de valores já normalizados dos módulos de deformabilidade para a lei de índice de vazios considerada. É preciso recordar que esta avaliação deve ser feita tendo em conta a referência da compactação e consequentemente do teor em água, e também os ciclos higrométricos, ou seja, a avaliação da tendência deve ser feita considerando conjuntamente a compactação e os ciclos de molhagem-secagem.

A análise dos valores absolutos terá necessariamente que ser feita com a reconsideração do efeito da compactação, expressa pela função de índice de vazios que adiante se apresentará. A determinação dos parâmetros K e n do modelo de Hertz-Janbu adoptado, para análise de tendência, é feita pela bilogartmização do módulo de deformabilidade normalizado e tensão efectiva de vertical (ver expressão 4.1). Os valores constantes nos gráficos seguintes representam os resultados dos módulos de deformabilidade normalizados em função do índice de vazios, com as funções já referidas.

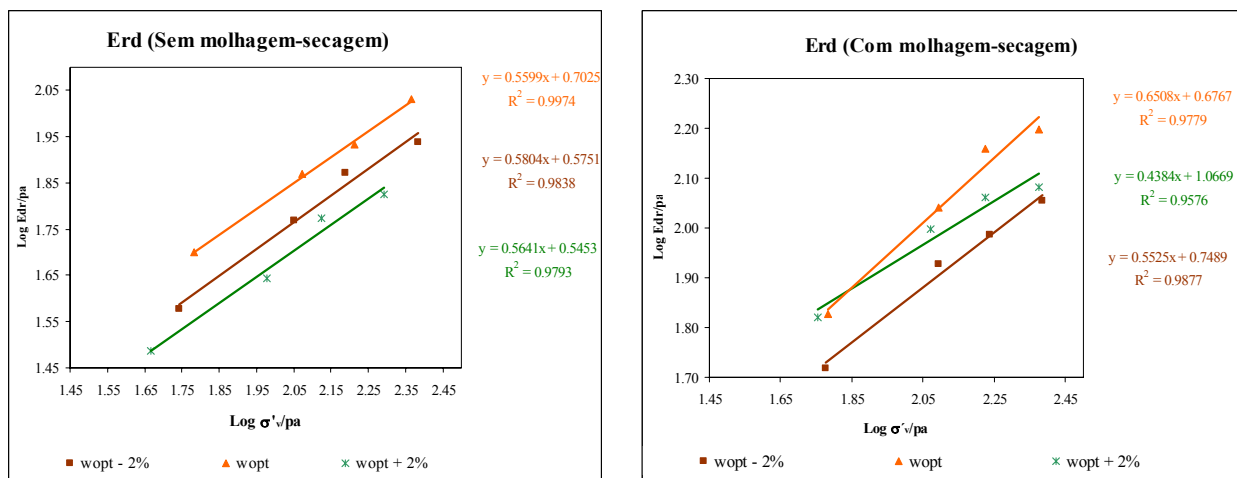


Figura 4.17: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K e n

A partir dos resultados expressos graficamente acima e da avaliação numérica das tendências das curvas resultantes, tomou-se um valor “médio” e único para n de 0.5, simplificação que permitirá avaliar os valores da constante de rigidez, K , seguindo a mesma apreciação em todos os casos, tornando assim estas dependências mais facilmente comparáveis. Os resultados dessa avaliação estão representados na Figura 4.18 e compilados no Quadro 4.9, sendo os valores do parâmetro K definidos pela lei de Janbu já apresentada.

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

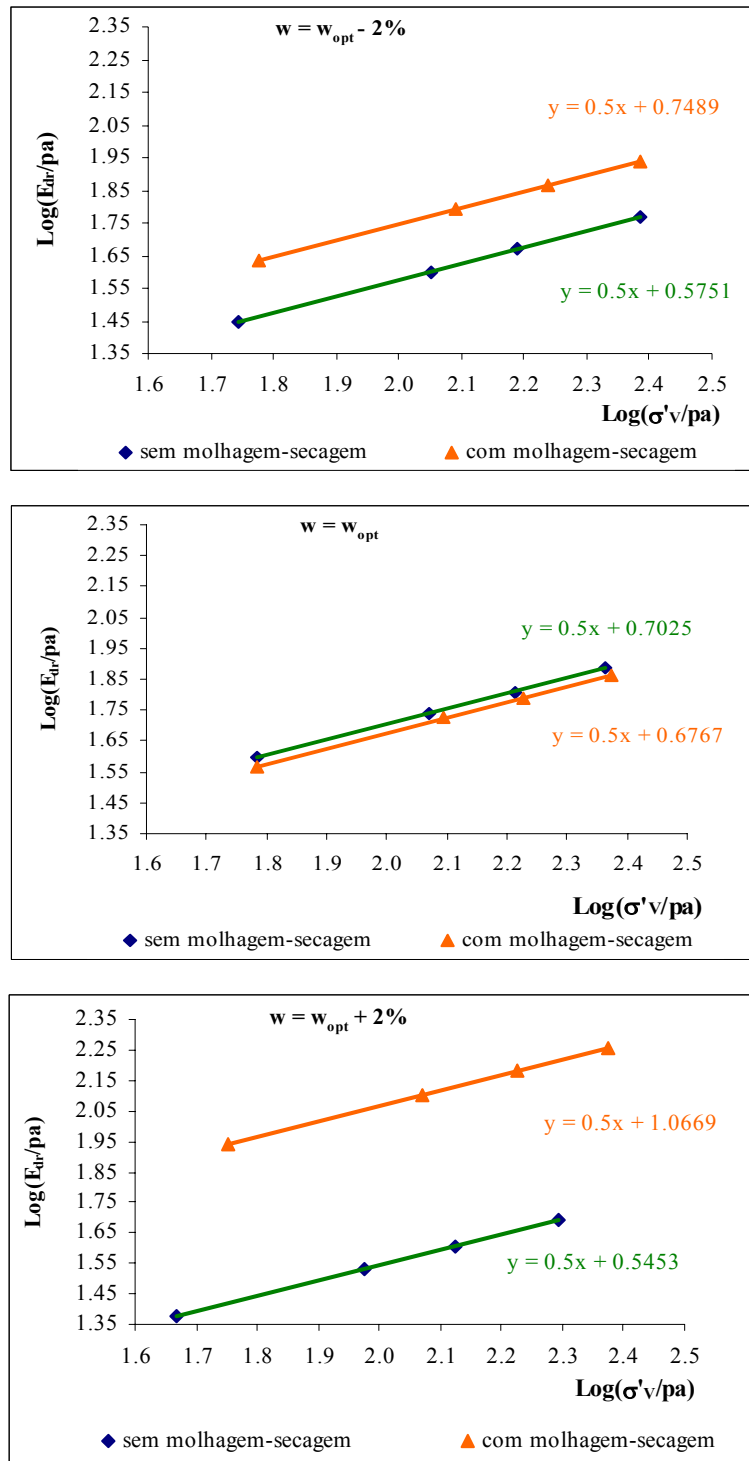


Figura 4.18: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K

Como foi utilizada uma função logarítmica na base 10, é preciso para a determinação do K realizar a operação inversa, ou seja, a partir da função $y = ax + b$, $K = 10^b$.

Quadro 4.9: Valores de K

Provete	K para $n = 0,5$		
	$w_{opt} - 2\%$	w_{opt}	$w_{opt} + 2\%$
Sem molhagem-secagem	3.76	5.04	3.51
Com molhagem-secagem	5.61	4.75	11.67

De uma forma mais ou menos evidente, verifica-se uma reduzida influência (e não tem o mesmo sentido nas condições sem e com molhagem-secagem) do teor em água de compactação nos valores da constante de rigidez K , mas o mesmo já não se passa em relação aos ciclos higrométricos, ou seja, a variação do parâmetro K é muito sensível ao processo de molhagem-secagem. No entanto, no ponto óptimo, praticamente não se nota essa influência do processo de molhagem-secagem do solo. Tomando os valores médios dessa constante, K , e substituindo os valores da função do índice de vazios em cada condição, obtém-se as equações finais das tendências dos módulos tendo em conta a função de normalização em causa, que estão compiladas no Quadro 4.10.

Quadro 4.10: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão efectiva de consolidação para $F(e)_1$

Provete	Moldagem	$E = K \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
Sem molhagem-secagem	$w_{opt} - 2\%$	$E = 3,8 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 5,0 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{opt} + 2\%$	$E = 3,5 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
Com molhagem-secagem	$w_{opt} - 2\%$	$E = 5,7 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 4,8 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{opt} + 2\%$	$E = 11,7 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$

4.4.2 Função de índice de vazios $F(e)_2$

Para as análises de normalização que se seguem neste parágrafo, tomar-se-á a lei antes expressa (equação 4.3), seguindo a mesma filosofia que a delineada para a função anterior:

$$F(e)_2 = \frac{1}{0,3 + 0,7 \times e^2} \quad (4.3 - \text{bis})$$

Quadro 4.11: Valores de E normalizados ($E_{i,n}$ em MPa) para todos os provetes desta amostra, $(F(e))_2$

AMOSTRA 1 EN206										
Provete com $w = w_{opt} - 2\%$	Sem ciclos de molhagem-secagem				Com ciclos de molhagem-secagem				$F(e)_2 =$	$1/(0,3+0,7 \cdot e^2)$
	MPa	$\sigma'_c =$ 30		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 30		σ'_v kPa			
	$E_{30,n}$	1º ciclo	70.26	66.96	1º ciclo	92.05	73.50	$e_{30} =$	0.33191	
		2º ciclo	68.67	55.20	2º ciclo	91.51	59.28	$e_{30} =$	0.34993	
		3º ciclo	48.92	43.80	3º ciclo	85.81	45.99			
	$E_{70,n}$	$\sigma'_c =$ 70		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 70		σ'_v kPa	$e_{70} =$	0.31678	
		1º ciclo	107.56	131.36	1º ciclo	162.56	148.14	$e_{70} =$	0.33477	
		2º ciclo	93.31	112.82	2º ciclo	137.95	123.67			
	$E_{100,n}$	$\sigma'_c =$ 100		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 100		σ'_v kPa	$e_{100} =$	0.31698	
		1º ciclo	138.86	178.66	1º ciclo	182.06	204.80	$e_{100} =$	0.33506	
		2º ciclo	114.41	154.00	2º ciclo	159.92	172.55			
	$E_{150,n}$	$\sigma'_c =$ 150		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 150		σ'_v kPa	$e_{150} =$	0.31673	
1º ciclo		159.19	283.08	1º ciclo	203.67	283.08	$e_{150} =$	0.33476		
2º ciclo		150.90	243.36	2º ciclo	197.69	243.36				
3º ciclo	119.51	199.89	3º ciclo	170.16	199.89					
Provete com $w = w_{opt}$	$E_{30,n}$	$\sigma'_c =$ 30		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 30		σ'_v kPa	$e_{30} =$	0.33402	
		1º ciclo	91.21	74.44	1º ciclo	127.17	74.40	$e_{30} =$	0.35118	
		2º ciclo	86.71	61.07	2º ciclo	109.61	61.02			
	$E_{70,n}$	$\sigma'_c =$ 70		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 70		σ'_v kPa	$e_{70} =$	0.33373	
		1º ciclo	129.51	139.81	1º ciclo	204.62	148.47	$e_{70} =$	0.35139	
		2º ciclo	129.92	117.83	2º ciclo	182.86	125.04			
	$E_{100,n}$	$\sigma'_c =$ 100		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 100		σ'_v kPa	$e_{100} =$	0.33318	
		1º ciclo	152.76	191.77	1º ciclo	270.81	200.41	$e_{100} =$	0.35193	
		2º ciclo	149.32	163.86	2º ciclo	253.95	166.90			
	$E_{150,n}$	$\sigma'_c =$ 150		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 150		σ'_v kPa	$e_{150} =$	0.33287	
		1º ciclo	196.75	269.00	1º ciclo	297.92	276.99	$e_{150} =$	0.35151	
		2º ciclo	183.21	232.04	2º ciclo	269.03	237.16			
3º ciclo	161.27	194.40	3º ciclo	244.99	197.28					
Provete com $w = w_{opt} + 2\%$	$E_{30,n}$	$\sigma'_c =$ 30		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 30		σ'_v kPa	$e_{70} =$	0.35135	
		1º ciclo	54.85	54.11	1º ciclo	123.36	68.52	$e_{70} =$	0.38858	
		2º ciclo	55.23	46.35	2º ciclo	105.76	56.66			
	$E_{70,n}$	$\sigma'_c =$ 70		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 70		σ'_v kPa	$e_{70} =$	0.35116	
		1º ciclo	47.80	39.28	3º ciclo	125.19	44.56	$e_{70} =$	0.38823	
		1º ciclo	76.88	105.84	1º ciclo	182.14	139.24			
	$E_{100,n}$	$\sigma'_c =$ 100		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 100		σ'_v kPa	$e_{100} =$	0.35077	
		2º ciclo	75.70	94.75	2º ciclo	179.76	117.94	$e_{100} =$	0.38765	
		3º ciclo	74.78	83.75	3º ciclo	169.44	96.35			
	$E_{150,n}$	$\sigma'_c =$ 150		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 150		σ'_v kPa	$e_{150} =$	0.35034	
		1º ciclo	106.88	148.34	1º ciclo	217.12	198.28	$e_{150} =$	0.38715	
		2º ciclo	101.69	132.85	2º ciclo	215.03	167.96			
3º ciclo	98.27	118.29	3º ciclo	177.33	137.26					
$E_{150,n}$	$\sigma'_c =$ 150		σ'_v kPa	$\sigma'_c =$ 150		σ'_v kPa	$e_{150} =$	0.35034		
	1º ciclo	119.81	216.81	1º ciclo	221.15	276.93	$e_{150} =$	0.38715		
	2º ciclo	120.59	197.34	2º ciclo	215.52	237.24				
3º ciclo	104.48	176.13	3º ciclo	208.47	197.93					

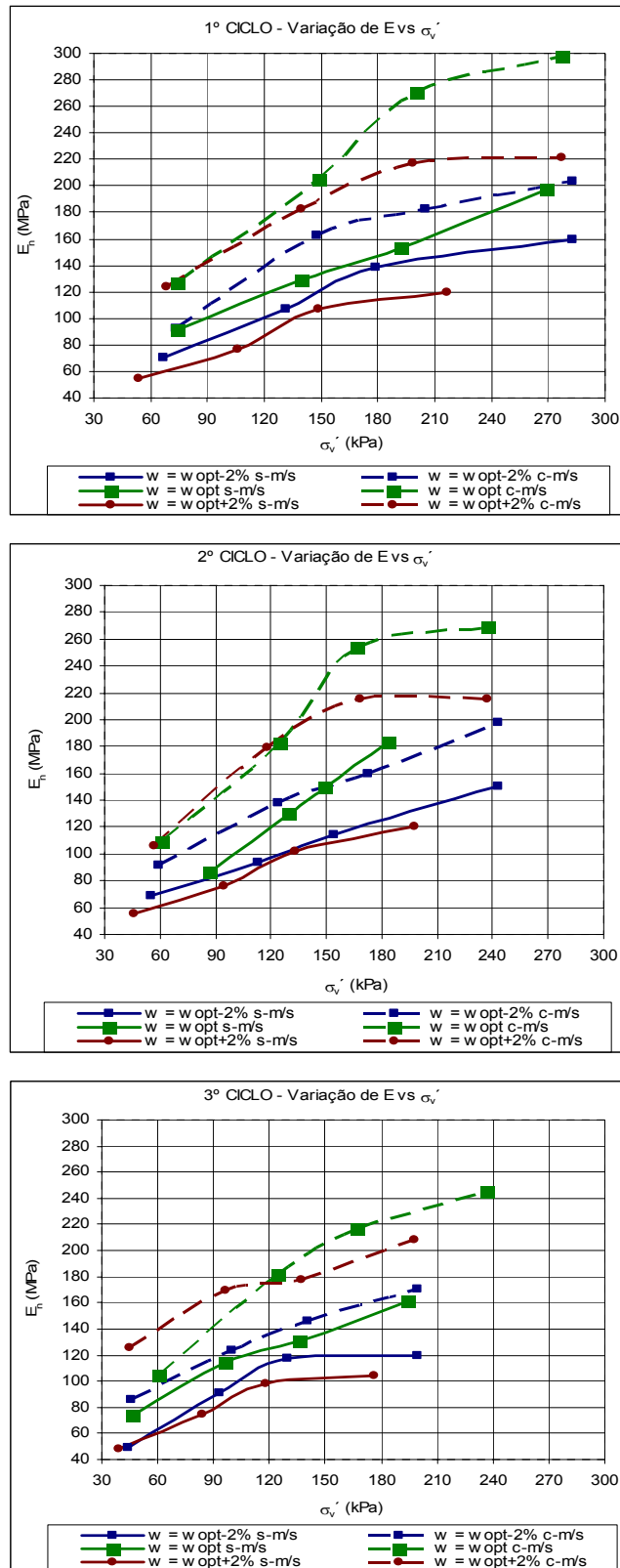


Figura 4.19: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado e a tensão vertical efectiva ($F(e)_2$).

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.12: Módulos de deformabilidade normalizados ($E_{i,n}$ em MPa) referentes as médias ponderadas dos ciclos

Média Ponderada							
Todos provetes	$\sigma'_{\text{c}} = 30$			σ'_{v} kPa	$\sigma'_{\text{c}} = 30$		σ'_{v} kPa
	$E_{30,n}$	$w_{\text{opt}}-2\%$	64.10	55.32	$w_{\text{opt}}-2\%$	90.27	59.59
		w_{opt}	85.14	60.73	w_{opt}	115.53	60.69
		$w_{\text{opt}}+2\%$	52.99	46.58	$w_{\text{opt}}+2\%$	117.97	56.58
	$\sigma'_{\text{c}} = 70$			σ'_{v} kPa	$\sigma'_{\text{c}} = 70$		σ'_{v} kPa
	$E_{70,n}$	$w_{\text{opt}}-2\%$	98.12	112.31	$w_{\text{opt}}-2\%$	143.87	123.73
		w_{opt}	125.41	118.02	w_{opt}	191.16	124.44
		$w_{\text{opt}}+2\%$	75.87	94.78	$w_{\text{opt}}+2\%$	177.89	117.84
	$\sigma'_{\text{c}} = 100$			σ'_{v} kPa	$\sigma'_{\text{c}} = 100$		σ'_{v} kPa
	$E_{100,n}$	$w_{\text{opt}}-2\%$	124.66	154.14	$w_{\text{opt}}-2\%$	164.91	172.60
		w_{opt}	145.44	163.85	w_{opt}	250.55	168.26
		$w_{\text{opt}}+2\%$	102.61	133.16	$w_{\text{opt}}+2\%$	205.57	167.83
	$\sigma'_{\text{c}} = 150$			σ'_{v} kPa	$\sigma'_{\text{c}} = 150$		σ'_{v} kPa
	$E_{150,n}$	$w_{\text{opt}}-2\%$	145.49	242.11	$w_{\text{opt}}-2\%$	192.45	242.11
		w_{opt}	182.31	231.81	w_{opt}	273.61	237.14
		$w_{\text{opt}}+2\%$	115.50	196.76	$w_{\text{opt}}+2\%$	215.75	237.37

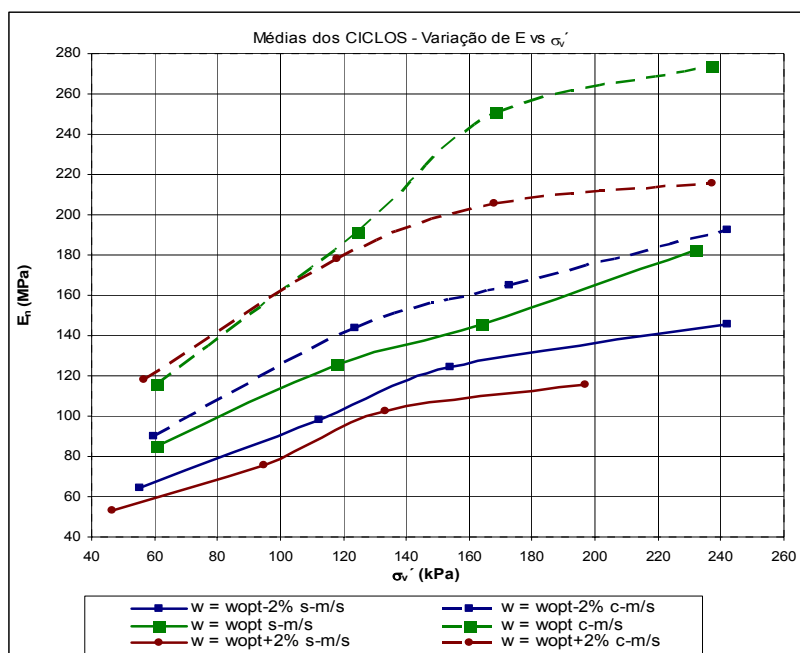


Figura 4.20: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado $F(e)_2$, e a tensão efectiva vertical (valores ponderados).

Quadro 4.13: Módulo de deformabilidade (em MPa) versus tensão vertical efectiva

Módulos de Deformabilidade para as diferentes condições (EN-206) (MPa)											
Média				Média				Média			
$w_{opt} - 2\%$				w_{opt}				$w_{opt} + 2\%$			
$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s	$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s	$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s
55.32	64.10	59.59	90.27	60.73	85.14	60.69	115.53	46.58	52.99	56.58	117.97
112.31	98.12	123.73	143.87	118.02	125.41	124.44	191.16	94.78	75.87	117.84	177.89
154.14	124.66	172.60	164.91	163.85	145.44	168.26	250.55	133.16	102.61	167.83	205.57
242.11	145.49	242.11	192.45	231.81	182.31	237.14	273.61	196.76	115.50	237.37	215.75

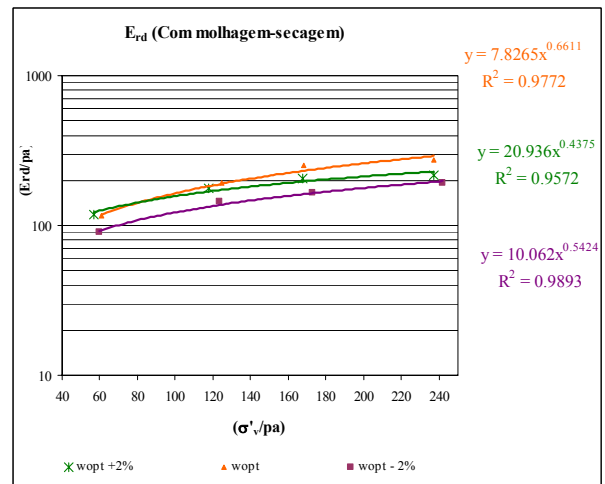
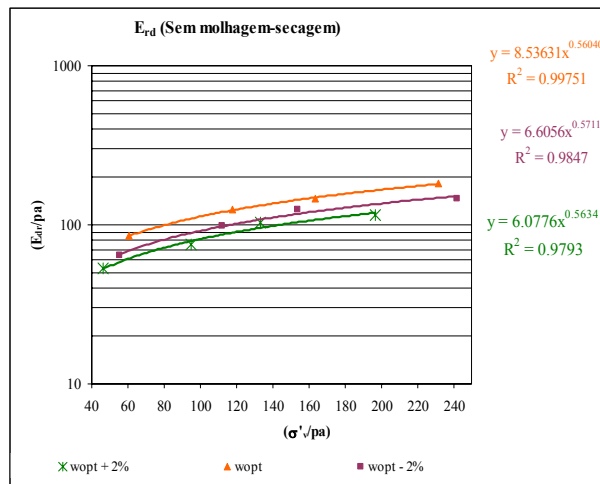
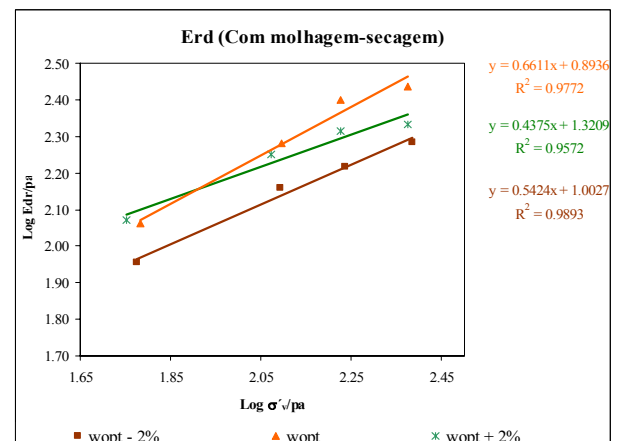
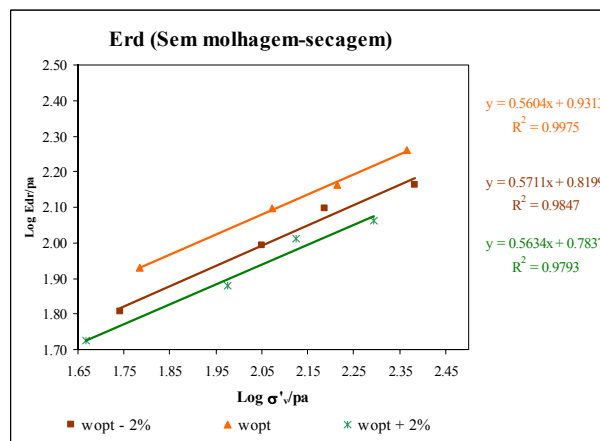


Figura 4.21: Relação entre o módulo de deformabilidade e da tensão vertical efectiva.

Figura 4.22: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K e n .

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Tal como foi avaliado para a primeira função, tomou-se um valor de n de 0.5, para avaliar os valores da constante de rigidez, K , apreciação essa seguida em todos os casos. Os resultados dessa avaliação estão representados na Figura 4.23 e compilados no Quadro 4.14, sendo os valores do parâmetro K mais uma vez definidos pela já conhecida e apresentada lei de Janbu.

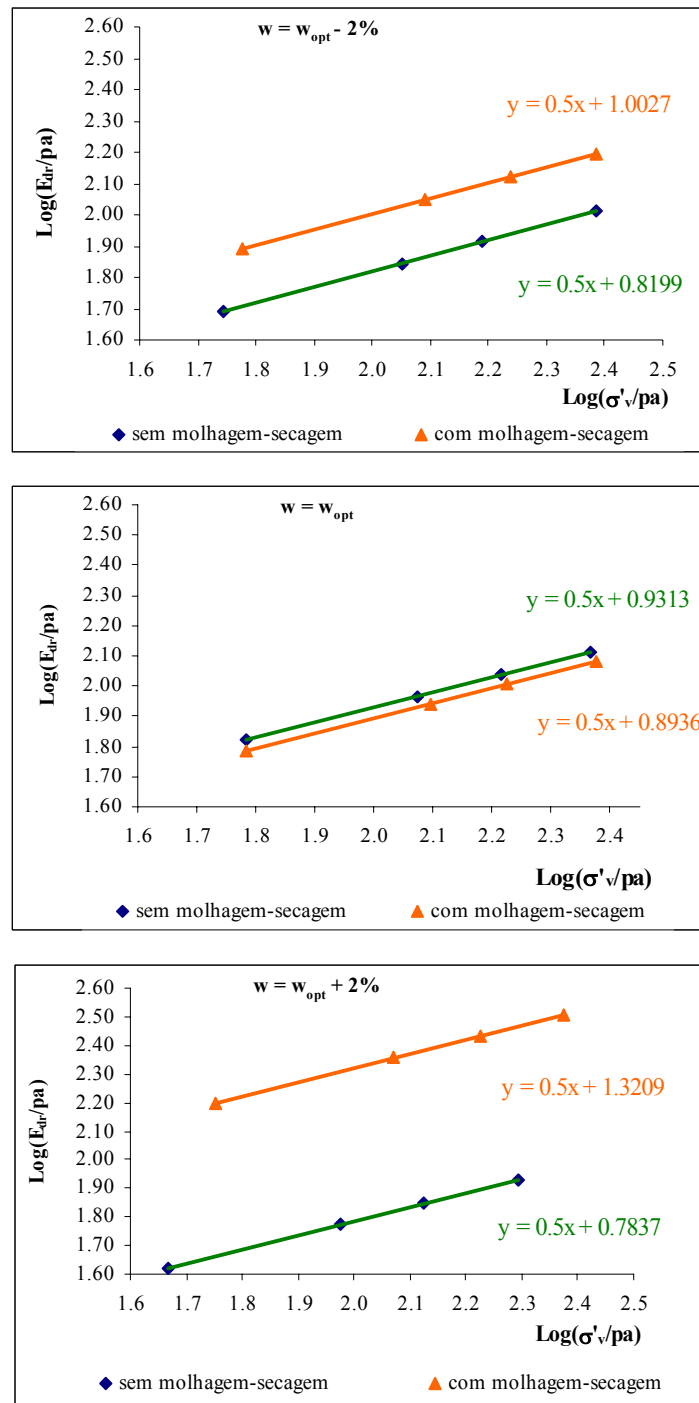


Figura 4.23: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K .

Quadro 4.14: Valores de K

Provete	K para $n = 0,5$		
	$w_{\text{opt}} - 2\%$	w_{opt}	$w_{\text{opt}} + 2\%$
Sem molhagem-secagem	6.61	8.54	6.08
Com molhagem-secagem	10.06	7.83	20.94

No caso da função $F(e)_2$ usada nesta análise, constata-se que a sensibilidade da compactação reflectida pelo teor em água nas constantes de rigidez K é mais evidente apenas para o ponto correspondente a w_{opt} , verifica-se no entanto uma influência praticamente nula do processo higrométrico naquele ponto. Tomando o valor dessa constante n de 0.5, e substituindo os valores da função do índice de vazios em cada condição, obtém-se as equações finais dos módulos de deformabilidade através das equações do Quadro 4.15.

Quadro 4.15: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão vertical efectiva

Provete	Moldagem	$E = K \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
Sem molhagem-secagem	$w_{\text{opt}} - 2\%$	$E = 6,6 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 8,5 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{\text{opt}} + 2\%$	$E = 6,1 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
Com molhagem-secagem	$w_{\text{opt}} - 2\%$	$E = 10,1 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 7,8 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{\text{opt}} + 2\%$	$E = 20,9 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$

4.4.3 Função de índice de vazios $F(e)_3$

Para as análises de normalização que se seguem neste parágrafo, tomar-se-á a lei antes expressa pela equação 4.4:

$$F(e)_3 = e^{-x} \quad (4.4 - \text{bis})$$

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.16: Valores de E normalizados ($E_{i,n}$ em MPa) para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_3)$

AMOSTRA 2 EN-MG										
Provete com w= w _{opt} - 2%	Sem ciclos de molhagem-secagem				Com ciclos de molhagem-secagem				F(e) ₃ =	e [^] (-1,3)
	E _{30,n}	MPa	σ' _c = 30		σ' _v kPa	σ' _c = 30		σ' _v kPa	e ₃₀ =	0.43257 0.45087
		1º ciclo	35.44	50.16	1º ciclo	25.38	46.81			
		2º ciclo	34.44	43.73	2º ciclo	32.39	41.73			
		3º ciclo	23.83	37.50	3º ciclo	26.94	36.44			
	E _{70,n}	σ' _c = 70		σ' _v kPa	σ' _c = 70		σ' _v kPa	e ₇₀ =	0.43224 0.45021	
		1º ciclo	39.63	92.46	1º ciclo	33.87	89.45			
		2º ciclo	44.01	85.54	2º ciclo	41.17	83.54			
		3º ciclo	38.37	78.62	3º ciclo	50.96	77.00			
	E _{100,n}	σ' _c = 100		σ' _v kPa	σ' _c = 100		σ' _v kPa	e ₁₀₀ =	0.43155 0.44941	
		1º ciclo	44.05	129.14	1º ciclo	38.24	124.57			
		2º ciclo	51.62	120.01	2º ciclo	45.52	117.10			
3º ciclo		55.47	110.88	3º ciclo	58.59	109.52				
E _{150,n}	σ' _c = 150		σ' _v kPa	σ' _c = 150		σ' _v kPa	e ₁₅₀ =	0.43077 0.44824		
	1º ciclo	55.36	185.91	1º ciclo	53.62	180.81				
	2º ciclo	64.45	175.22	2º ciclo	60.40	168.58				
	3º ciclo	65.91	163.99	3º ciclo	69.97	162.08				

Provete com w= w _{opt}	E _{30,n}	σ' _c = 30		σ' _v kPa	1º ciclo	31.04	51.85	2º ciclo	29.87	45.21	3º ciclo	27.60	38.47	e ₃₀ =	0.41800 0.35987
		σ' _c = 70		σ' _v kPa		σ' _c = 70			σ' _v kPa						
		1º ciclo	38.23	99.77		1º ciclo	39.46		94.97						
		2º ciclo	43.59	90.15		2º ciclo	48.86		89.60						
	E _{70,n}	σ' _c = 100		σ' _v kPa	σ' _c = 100		σ' _v kPa	e ₇₀ =	0.41800 0.35941						
		1º ciclo	44.97	135.88	1º ciclo	48.05	136.01								
		2º ciclo	56.02	124.70	2º ciclo	55.26	125.87								
		3º ciclo	63.55	113.58	3º ciclo	59.76	113.50								
	E _{150,n}	σ' _c = 150		σ' _v kPa	σ' _c = 150		σ' _v kPa	e ₁₅₀ =	0.41864 0.35751						
		1º ciclo	59.54	195.68	1º ciclo	53.38	194.40								
		2º ciclo	70.27	181.65	2º ciclo	69.16	181.30								
		3º ciclo	75.39	167.45	3º ciclo	93.48	166.24								

Provete com w= w _{opt} + 2%	E _{30,n}	σ' _c = 30		σ' _v kPa	1º ciclo	42.08	55.11	2º ciclo	46.53	47.25	3º ciclo	46.51	39.77	e ₇₀ =	0.47120 0.43997
		σ' _c = 70		σ' _v kPa		σ' _c = 70			σ' _v kPa						
		1º ciclo	51.72	101.76		1º ciclo	41.05		100.61						
		2º ciclo	56.18	91.38		2º ciclo	50.89		91.11						
	E _{70,n}	σ' _c = 100		σ' _v kPa	σ' _c = 100		σ' _v kPa	e ₇₀ =	0.47093 0.43948						
		1º ciclo	65.65	142.43	1º ciclo	43.62	134.50								
		2º ciclo	65.82	129.88	2º ciclo	63.99	123.71								
		3º ciclo	79.31	117.43	3º ciclo	59.84	113.40								
	E _{150,n}	σ' _c = 150		σ' _v kPa	σ' _c = 150		σ' _v kPa	e ₁₅₀ =	0.47019 0.43884						
		1º ciclo	79.28	201.59	1º ciclo	59.94	196.76								
		2º ciclo	100.63	185.46	2º ciclo	79.17	183.56								
		3º ciclo	108.36	169.07	3º ciclo	89.25	168.66								

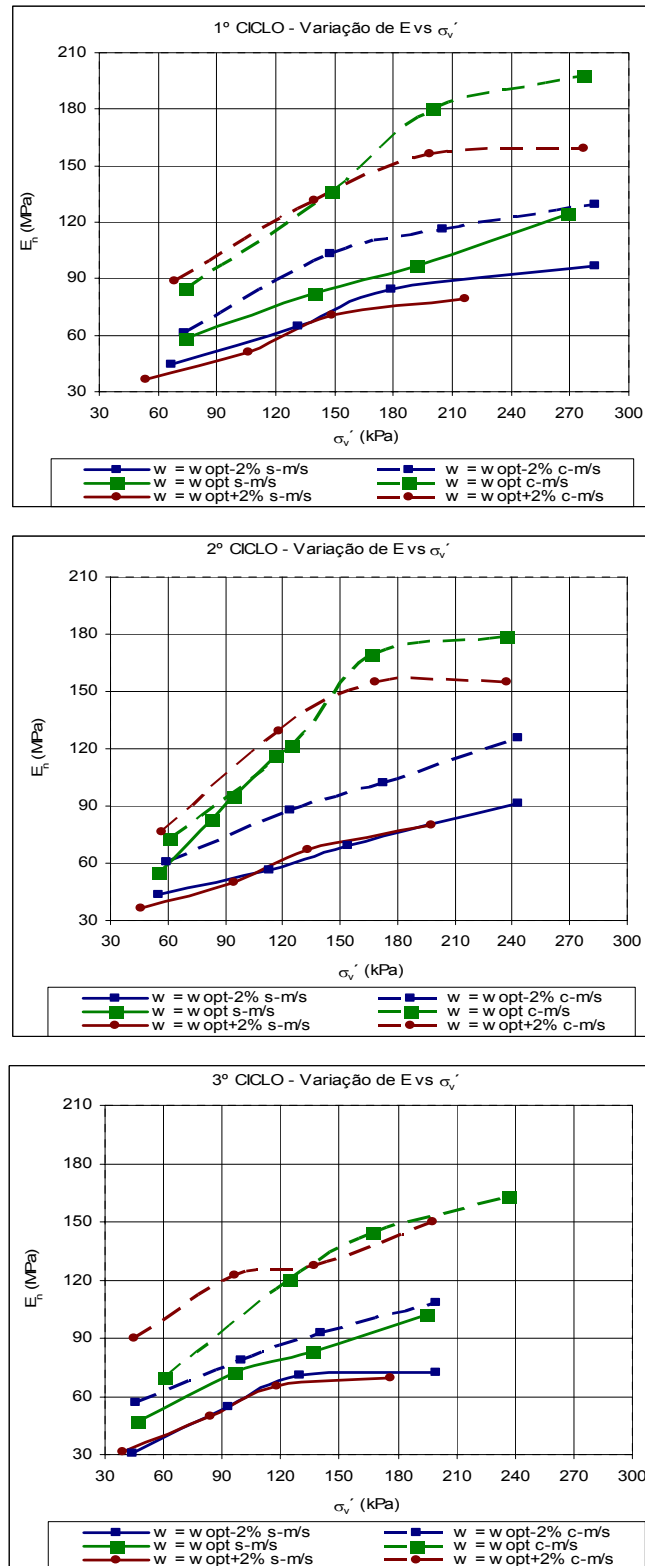


Figura 4.24: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado e a tensão vertical efectiva ($F(e)_3$).

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.17: Módulos de deformabilidade normalizados ($E_{i,n}$ em MPa) referentes as médias ponderadas dos ciclos

Media Ponderada								
Todos provetes	$\sigma'_c = 30$			σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$			σ'_v kPa
	$E_{30,n}$	$w_{opt}-2\%$	40.52	55.32	$w_{opt}-2\%$	59.76	59.59	
		w_{opt}	54.13	60.73	w_{opt}	76.72	60.69	
		$w_{opt}+2\%$	35.21	46.58	$w_{opt}+2\%$	85.09	56.58	
	$\sigma'_c = 70$			σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$			σ'_v kPa
	$E_{70,n}$	$w_{opt}-2\%$	59.46	112.31	$w_{opt}-2\%$	91.65	123.73	
		w_{opt}	79.67	118.02	w_{opt}	127.02	124.44	
		$w_{opt}+2\%$	50.38	94.78	$w_{opt}+2\%$	128.22	117.84	
	$\sigma'_c = 100$			σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$			σ'_v kPa
	$E_{100,n}$	$w_{opt}-2\%$	75.59	154.14	$w_{opt}-2\%$	105.13	172.60	
		w_{opt}	92.25	163.85	w_{opt}	166.69	168.26	
		$w_{opt}+2\%$	68.07	133.16	$w_{opt}+2\%$	148.01	167.83	
	$\sigma'_c = 150$			σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$			σ'_v kPa
$E_{150,n}$	$w_{opt}-2\%$	88.16	242.11	$w_{opt}-2\%$	122.59	242.11		
	w_{opt}	115.56	231.81	w_{opt}	181.85	237.14		
	$w_{opt}+2\%$	76.54	196.76	$w_{opt}+2\%$	155.18	237.37		

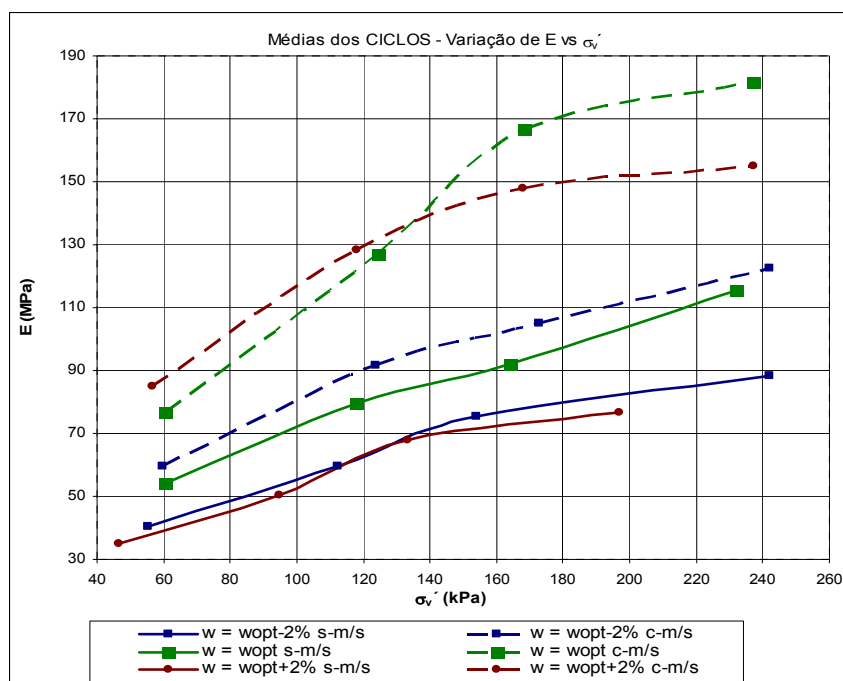


Figura 4.25: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado ($E(e)_s$), e a tensão efectiva vertical (valores ponderados)

Quadro 4.18: Módulo de deformabilidade (em MPa) versus tensão vertical efectiva

Módulos de Deformabilidade para as diferentes condições (EN-206) (MPa)											
Média				Média				Média			
$w_{opt} - 2\%$				w_{opt}				$w_{opt} + 2\%$			
$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s	$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s	$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s
55.32	40.52	59.59	59.765	60.73	54.13	60.69	76.72	46.58	35.21	56.58	85.09
112.31	59.46	123.73	91.647	118.02	79.67	124.44	127.02	94.78	50.38	117.84	128.22
154.14	75.59	172.60	105.13	163.85	92.25	168.26	166.69	133.16	68.07	167.83	148.01
242.11	88.16	242.11	122.59	231.81	115.56	237.14	181.85	196.76	76.54	237.37	155.18

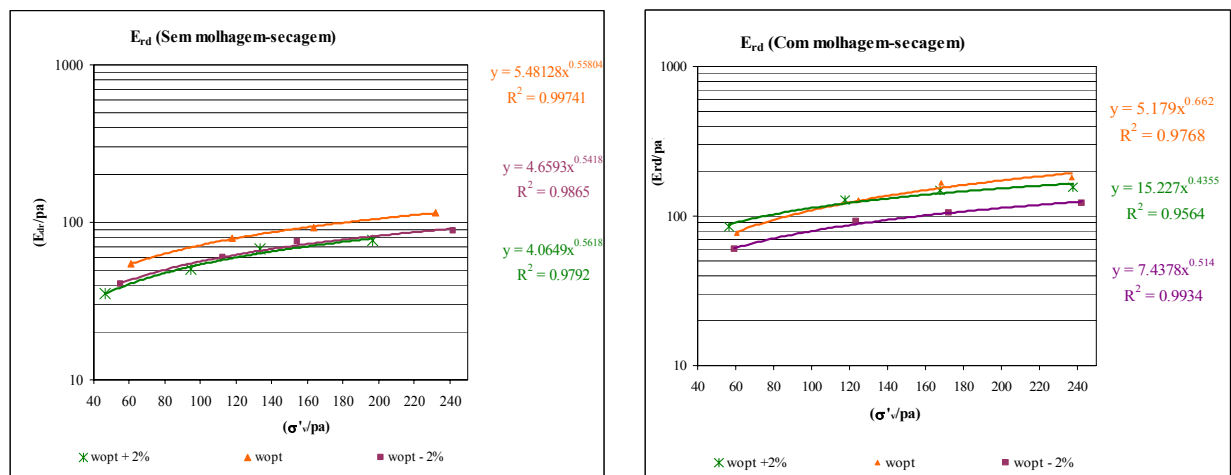
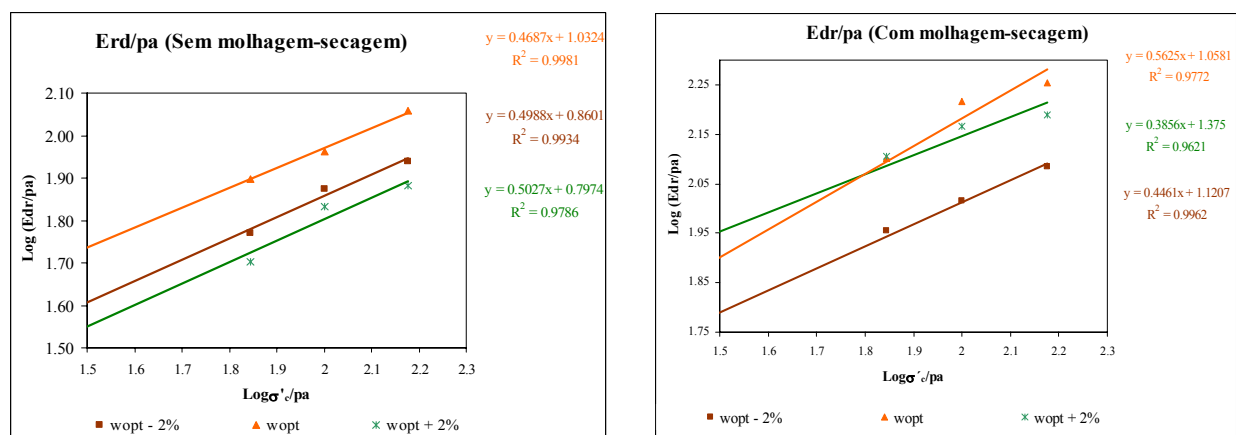


Figura 4.26: Relação entre o módulo de deformabilidade e da tensão efectiva de consolidação.

Figura 4.27: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de n .

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Finalmente para a última função, tomou-se novamente um valor de n de 0.5, para avaliar os valores da constante de rigidez, K . Os resultados dessa avaliação estão apresentados na Figura 4.28 e compilados no Quadro 4.19, sendo os valores do parâmetro K mais uma vez definidos pela lei de Janbu já apresentada (expressão 4.1).

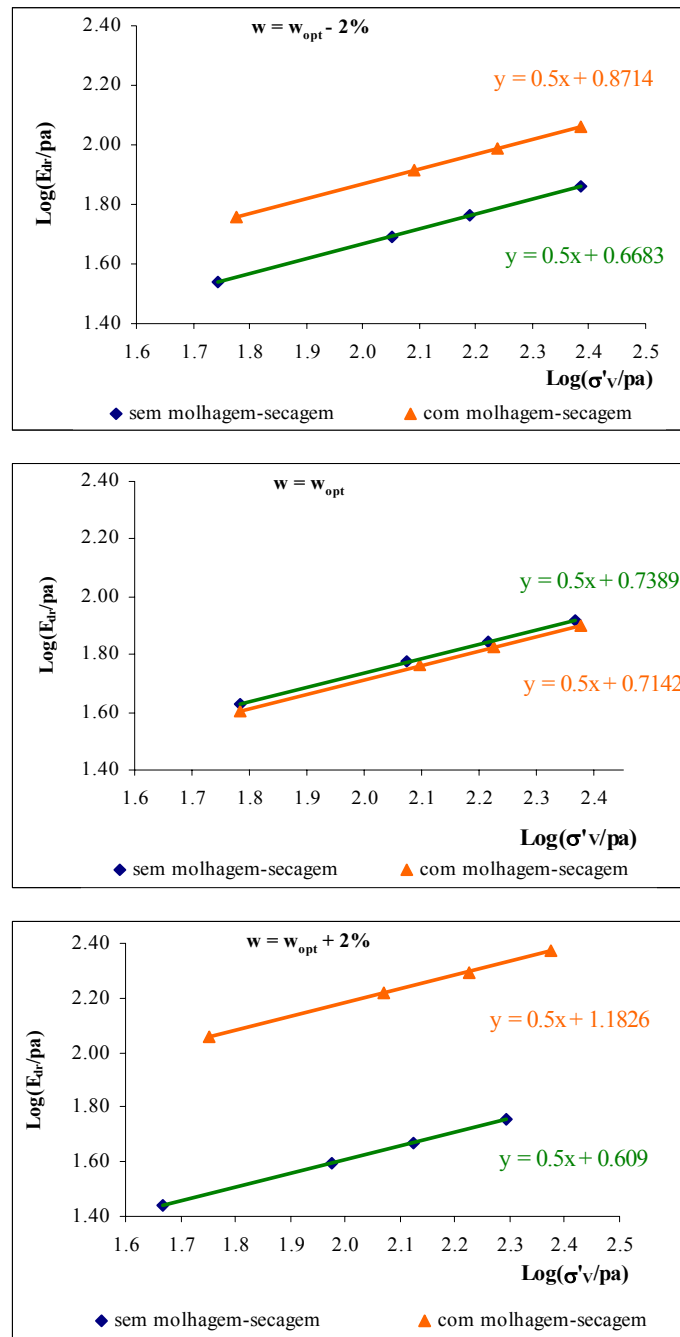


Figura 4.28: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K .

Quadro 4.19: Valores de K

Provete	K para $n = 0,5$		
	$w_{opt} - 2\%$	w_{opt}	$w_{opt} + 2\%$
Sem molhagem-secagem	4.66	5.48	4.06
Com molhagem-secagem	7.44	5.18	15.23

Para esta função de índice de vazios, novamente nota-se a muito reduzida influência do teor em água de compactação nas constantes de rigidez K no ponto correspondente ao w_{opt} , mas verifica-se uma relativa “grande” influência do processo higrométrico quando se passa dos pontos $w_{opt}-2\%$ e $w_{opt}+2\%$ dos provetes compactados sem ciclos de molhagem-secagem para os pontos $w_{opt}-2\%$ e $w_{opt}+2\%$ dos provetes compactados com aqueles ciclos. Pode-se concluir que a grande variação de K nos provetes sujeito aos ciclos higrométricos deve-se a esse processo e não à variação do teor em água de compactação.

Assumindo novamente os valores médios da constante n de 0.5, e substituindo os valores da função do índice de vazios em cada condição, obtém-se as equações para determinação do módulo de deformabilidade final expressos no Quadro 4.20.

Quadro 4.20: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão efectiva de consolidação

Provete	Moldagem	$E = K \times F(e)_3 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
Sem molhagem-secagem	$w_{opt} - 2\%$	$E = 4,7 \times F(e)_3 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 5,5 \times F(e)_3 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{opt} + 2\%$	$E = 4,1 \times F(e)_3 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
Com molhagem-secagem	$w_{opt} - 2\%$	$E = 7,4 \times F(e)_3 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 5,2 \times F(e)_3 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{opt} + 2\%$	$E = 15,2 \times F(e)_3 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$

Os resultados finais alcançados, provam que é a compacidade (na verdade o índice de vazios expresso pela função $F(e)$ e a sucção traduzida pela variação dos ciclos higrométricos) que determinam de sobremaneira os valores absolutos dos módulos de deformabilidade.

4.5 Análise da amostra EN-MG

Para esta amostra contendo mais material argiloso e siltoso em relação à anterior, verifica-se pelos resultados expressos nos seus gráficos que se apresentam a seguir, uma variação do comportamento da deformabilidade em função da variação da condição higrométrica do provete e do teor em água de compactação. Parece, ao contrário da amostra mais arenosa anteriormente analisada, não haver um ganho de resistência com os ciclos de molhagem-secagem, há mesmo uma razoável estabilidade, apresentando simultaneamente uma menor sensibilidade dos valores dos módulos E_{dr} em relação ao teor em água de compactação. No entanto, se os provetes moldados no ponto ótimo ganham relativo aumento de resistência quando sujeitos aos ciclos higrométricos, já os provetes moldados noutros pontos, tanto do lado seco, como do húmido, perdem a rigidez dando a entender que o teor em água e implicitamente a sucção têm maior influência neste tipo de solos manifestando particularmente em compacidades mais baixas.

A análise dos valores absolutos é feita de forma similar à descrita para a amostra mais arenosa, antes analisada.

Nos quadros seguintes e nos respectivos gráficos, apresentam-se os vários resultados das análises realizadas para a primeira amostra conduzidos seguindo a mesma metodologia. Já foi referido que a análise dos valores do módulo de deformabilidade deste solo, será feita tendo em conta o ciclo intermédio por se considerar que neste as deformações são significativamente representativas das deformações elásticas e correspondem a ciclos estáveis.

Em seguida são apresentados todos os gráficos dos ensaios desta amostra e posteriormente feitas as análises de deformabilidade.

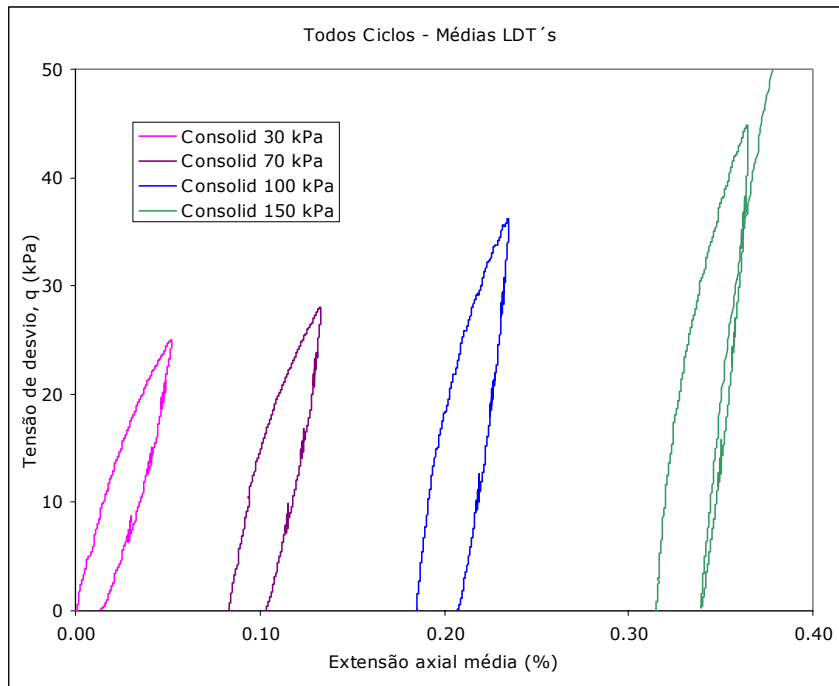


Figura 4.29: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-MG sem ciclos higrométricos ($w = w_{opt} - 2\%$).

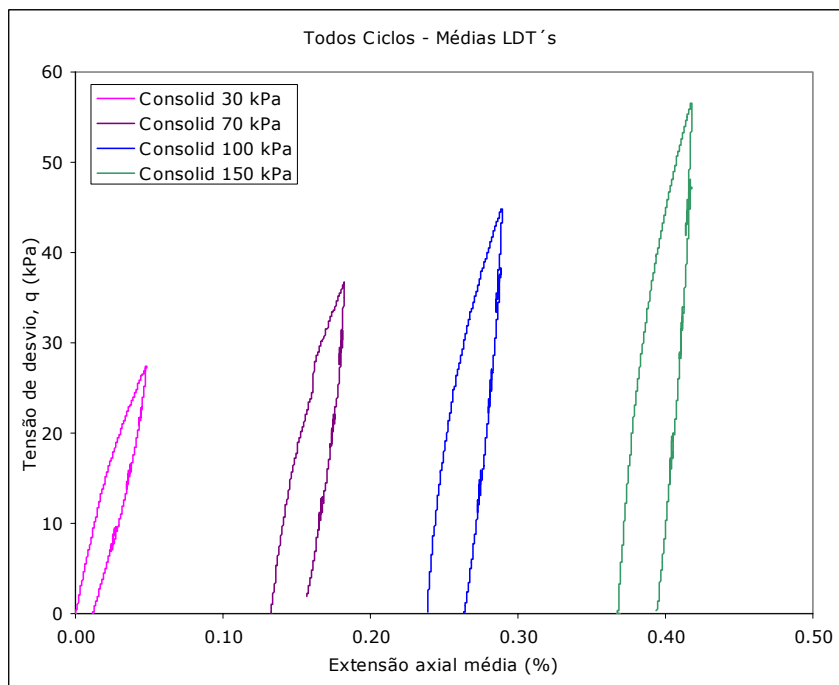


Figura 4.30: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-MG sem ciclos higrométricos ($w = w_{opt}$).

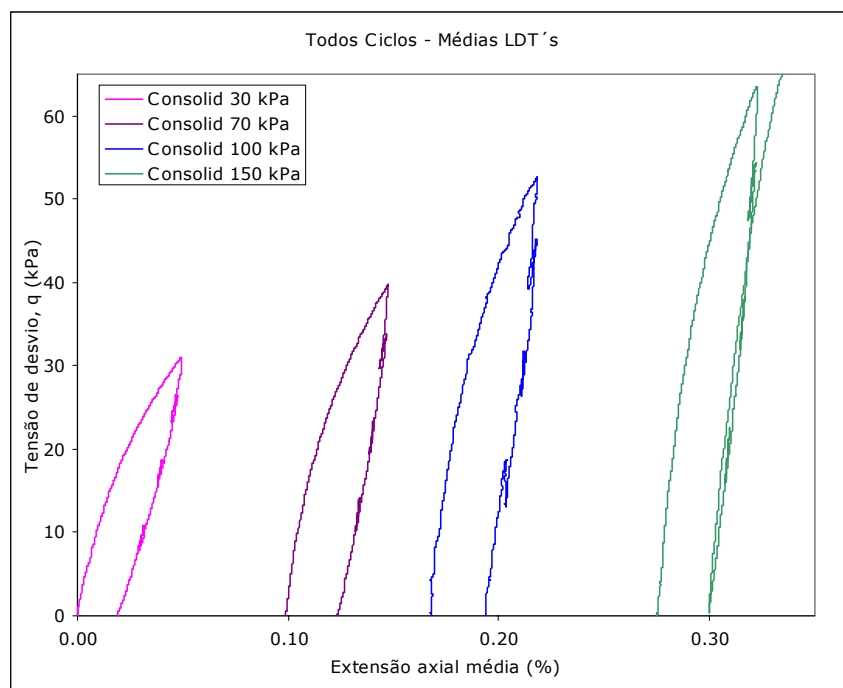


Figura 4.31: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provetes EN-MG sem ciclos higrométricos ($w = w_{opt} + 2\%$).

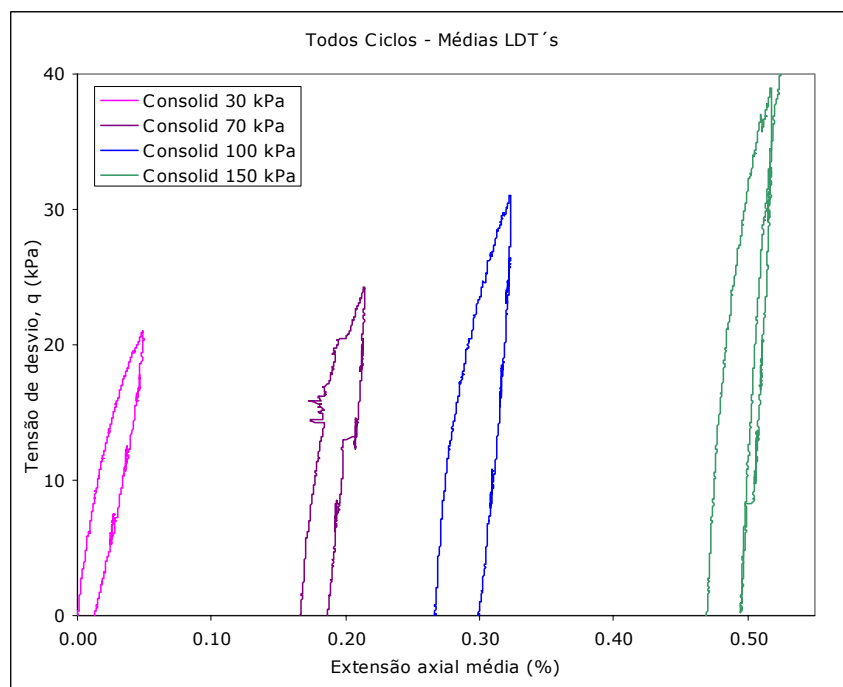


Figura 4.32: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provetes EN-MG com ciclos higrométricos ($w = w_{opt} - 2\%$).

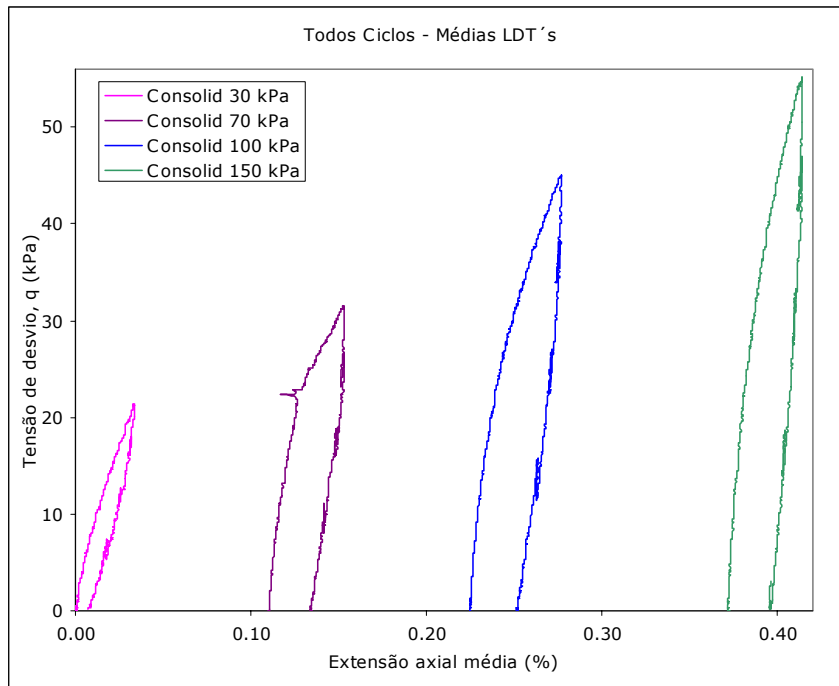


Figura 4.33: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-MG com ciclos higrômétricos ($w = w_{opt}$).

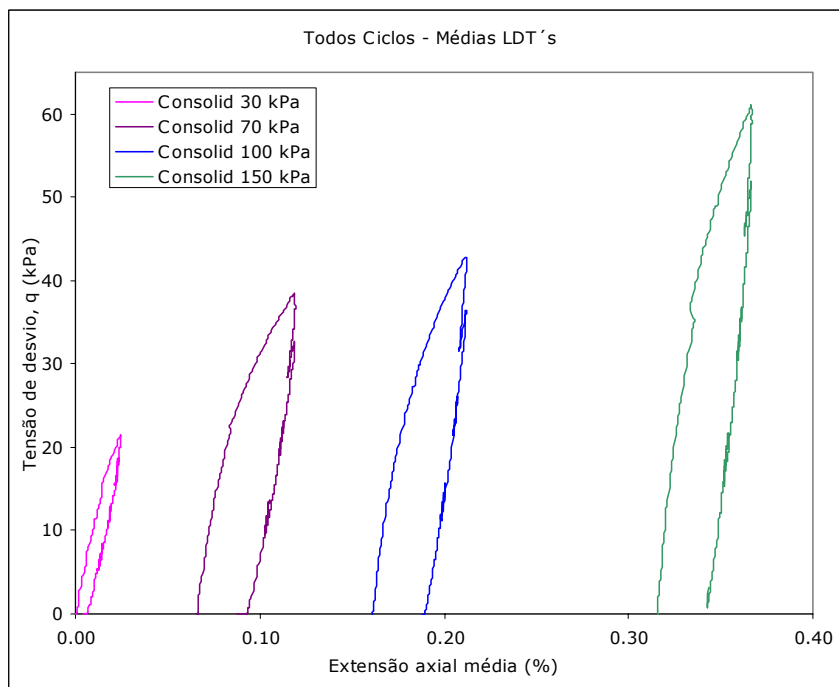


Figura 4.34: Variação da tensão de desvio com a extensão ao longo de todo ensaio. Provete EN-MG com ciclos higrômétricos ($w = w_{opt} + 2\%$).

No Quadro 4.21 estão apresentados os valores do ângulo de atrito determinados no fim dos ensaios triaxiais para esta amostra.

Quadro 4.21: ângulos de atrito ϕ' na rotura.

Aproximação do ângulo ϕ' na rotura			
Amostra EN-MG			
Sem ciclos de molhagem-secagem s – m/s		Com ciclos de molhagem-secagem c – m/s	
moldagem com	$\phi'_r(^{\circ})$	moldagem com	$\phi'_r(^{\circ})$
$w_{opt}-2\%$	38.1	$w_{opt}-2\%$	36.3
w_{opt}	41.7	w_{opt}	43.6
$w_{opt}+2\%$	42.2	$w_{opt}+2\%$	43.6

Dos valores expressos constata-se, como já se havia verificado na outra amostra mais arenosa (EN-206), que não há uma evidente influencia nas resistências do processo de molhagem e secagem. No entanto, os resultados denotam que há uma notória quebra de resistência no ramo seco, onde a estrutura floculada induzida, incorre em um baixo teor dilatante e, por isso, um comportamento tendencialmente crítico.

No Quadro 4.22, apresenta-se, à semelhança do que se fez para a amostra mais grosseira, os valores não normalizados, e sequencialmente os valores calculados no decurso do processo de generalização descrito até à determinação de K e n . Por isso, e por razões óbvias, para a determinação dos valores de K e n , não serão descritos novamente todos os passos.

Em relação aos resultados dos ângulos de atrito na rotura, pode-se considerar o comentário apresentado para a amostra EN-206 para o provete óptimo quando ensaiado sem os ciclos de molhagem e secagem. Para os provetes sujeitos aos ciclos higrométricos os valores estão razoavelmente de acordo com as expectativas.

Quadro 4.22: Valores de E não normalizados para todos os provetes desta amostra (E em MPa)

AMOSTRA 2 EN-MG						
Provetes com $w = w_{opt} - 2\%$	Sem ciclos de molhagem-secagem				Com ciclos de molhagem-secagem	
	E_{30}	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$	
		1º ciclo		50.16	1º ciclo	
		2º ciclo		43.73	2º ciclo	
		3º ciclo		37.50	3º ciclo	
	E_{70}	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$	
		1º ciclo		92.46	1º ciclo	
		2º ciclo		85.54	2º ciclo	
		3º ciclo		78.62	3º ciclo	
	E_{100}	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$	
		1º ciclo		129.14	1º ciclo	
		2º ciclo		120.01	2º ciclo	
		3º ciclo		110.88	3º ciclo	
	E_{150}	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$	
		1º ciclo		185.91	1º ciclo	
		2º ciclo		175.22	2º ciclo	
		3º ciclo		163.99	3º ciclo	
Provetes com $w = w_{opt}$	E_{30}	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$	
		1º ciclo		51.85	1º ciclo	
		2º ciclo		45.21	2º ciclo	
		3º ciclo		38.47	3º ciclo	
	E_{70}	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$	
		1º ciclo		99.77	1º ciclo	
		2º ciclo		90.15	2º ciclo	
		3º ciclo		81.21	3º ciclo	
	E_{100}	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$	
		1º ciclo		135.88	1º ciclo	
		2º ciclo		124.70	2º ciclo	
		3º ciclo		113.58	3º ciclo	
	E_{150}	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$	
		1º ciclo		195.68	1º ciclo	
		2º ciclo		181.65	2º ciclo	
		3º ciclo		167.45	3º ciclo	
Provetes com $w = w_{opt} + 2\%$	E_{30}	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$	
		1º ciclo		55.11	1º ciclo	
		2º ciclo		47.25	2º ciclo	
		3º ciclo		39.77	3º ciclo	
	E_{70}	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$	
		1º ciclo		101.76	1º ciclo	
		2º ciclo		91.38	2º ciclo	
		3º ciclo		82.20	3º ciclo	
	E_{100}	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$	
		1º ciclo		142.43	1º ciclo	
		2º ciclo		129.88	2º ciclo	
		3º ciclo		117.43	3º ciclo	
	E_{150}	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$	
		1º ciclo		201.59	1º ciclo	
		2º ciclo		185.46	2º ciclo	
		3º ciclo		169.07	3º ciclo	

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

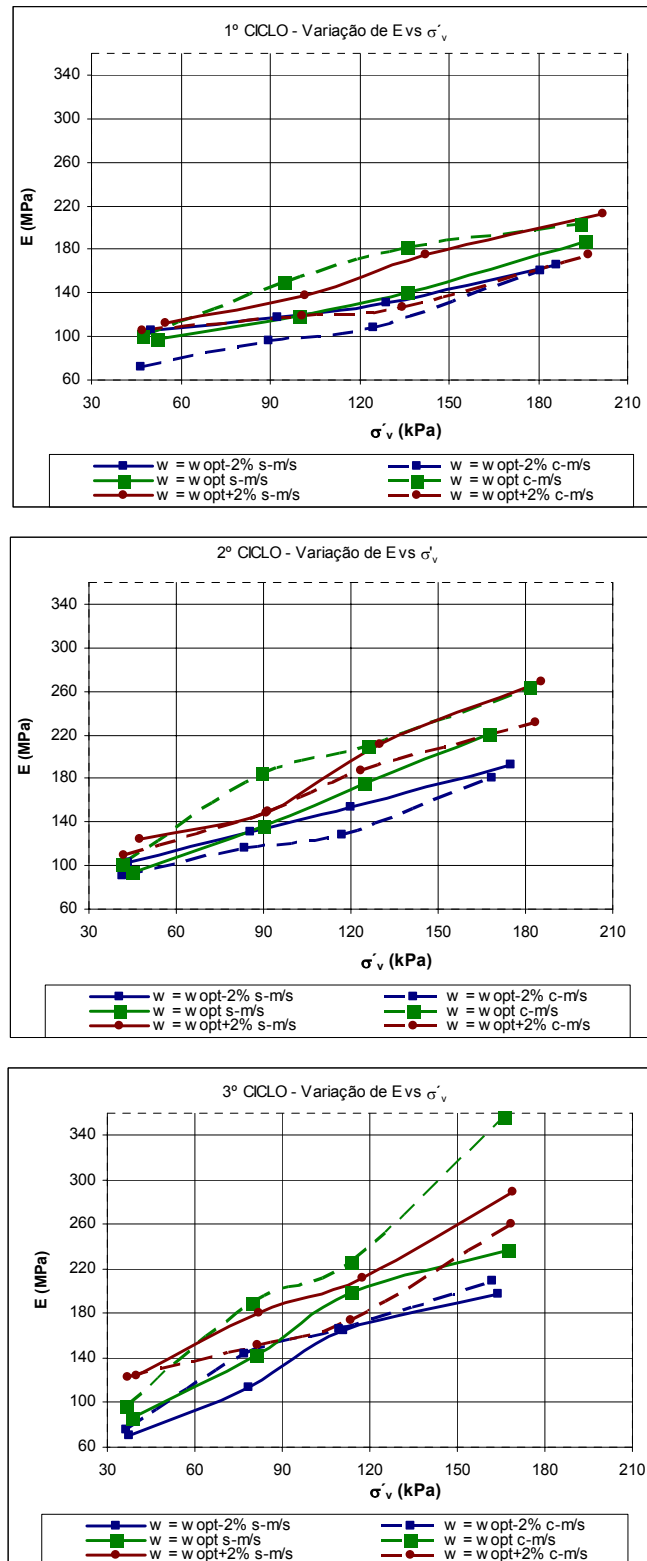


Figura 4.35: Relação entre o módulo de deformabilidade não normalizado e a tensão vertical efectiva.

Quadro 4.23: Módulos de deformabilidade (em MPa) não normalizados referentes ao ciclo intermédio

Ciclos intermédios (2º ciclo)						
Todos provetes	$E_{30,n}$	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$	
		$w_{opt}-2\%$	23.67	43.73	$w_{opt}-2\%$	21.28
		w_{opt}	21.41	45.21	w_{opt}	22.87
		$w_{opt}+2\%$	29.15	47.25	$w_{opt}+2\%$	25.40
		$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$	
		$w_{opt}-2\%$	30.28	85.54	$w_{opt}-2\%$	27.09
	$E_{70,n}$	w_{opt}	31.28	90.15	w_{opt}	31.47
		$w_{opt}+2\%$	35.22	91.38	$w_{opt}+2\%$	34.38
		$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$	
	$E_{100,n}$	$w_{opt}-2\%$	35.58	120.01	$w_{opt}-2\%$	30.01
		w_{opt}	40.28	124.70	w_{opt}	47.02
		$w_{opt}+2\%$	41.33	129.88	$w_{opt}+2\%$	43.30
	$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$	
		$w_{opt}-2\%$	44.50	175.22	$w_{opt}-2\%$	42.05
		w_{opt}	50.63	181.65	w_{opt}	59.06
		$w_{opt}+2\%$	63.32	185.46	$w_{opt}+2\%$	53.67
		$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$	
		$w_{opt}-2\%$	44.50	175.22	$w_{opt}-2\%$	42.05
		w_{opt}	50.63	181.65	w_{opt}	59.06
		$w_{opt}+2\%$	63.32	185.46	$w_{opt}+2\%$	53.67

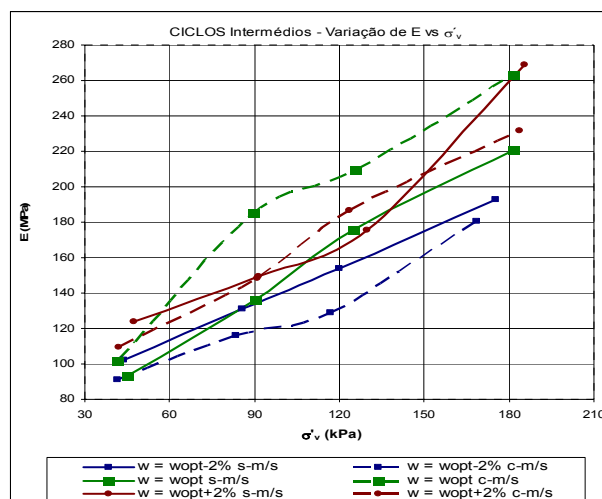


Figura 4.36: Relação entre o módulos de deformabilidade médios não normalizados vs tensão vertical efectiva.

4.5.1 Função de índice de vazios $F(e)_1$

Para a normalização que se segue neste parágrafo, tomar-se-á a lei expressa pela equação 4.2:

$$F(e)_1 = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e} \quad (4.2 - \text{bis})$$

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.24: Valores de E normalizados ($E_{i,n}$ em MPa) para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_1)$

AMOSTRA 2 EN-MG									
Provede com $w = w_{opt} - 2\%$	Sem ciclos de molhagem-secagem				Com ciclos de molhagem-secagem				$F(e)_1 = ((2,17-e)^2)/(1+e)$
	$E_{30,n}$	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$E_{30,n}$	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$e_{30} = 0.43257$ $e_{30} = 0.45087$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{70,n}$	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$E_{70,n}$	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$e_{70} = 0.43224$ $e_{70} = 0.45021$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{100,n}$	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$E_{100,n}$	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$e_{100} = 0.43155$ $e_{100} = 0.44941$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$e_{150} = 0.43077$ $e_{150} = 0.44824$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
Provede com $w = w_{opt}$	$E_{30,n}$	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$E_{30,n}$	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$e_{30} = 0.43833$ $e_{30} = 0.35987$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{70,n}$	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$E_{70,n}$	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$e_{70} = 0.43803$ $e_{70} = 0.35941$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{100,n}$	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$E_{100,n}$	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$e_{100} = 0.43840$ $e_{100} = 0.35859$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$e_{150} = 0.43484$ $e_{150} = 0.35751$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
Provede com $w = w_{opt} + 2\%$	$E_{30,n}$	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$E_{30,n}$	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$e_{70} = 0.47120$ $e_{70} = 0.43997$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{70,n}$	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$E_{70,n}$	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$e_{70} = 0.47093$ $e_{70} = 0.43948$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{100,n}$	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$E_{100,n}$	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$e_{100} = 0.47019$ $e_{100} = 0.43884$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
	$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$e_{150} = 0.46924$ $e_{150} = 0.43809$
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	
		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo		1º ciclo	2º ciclo	3º ciclo	

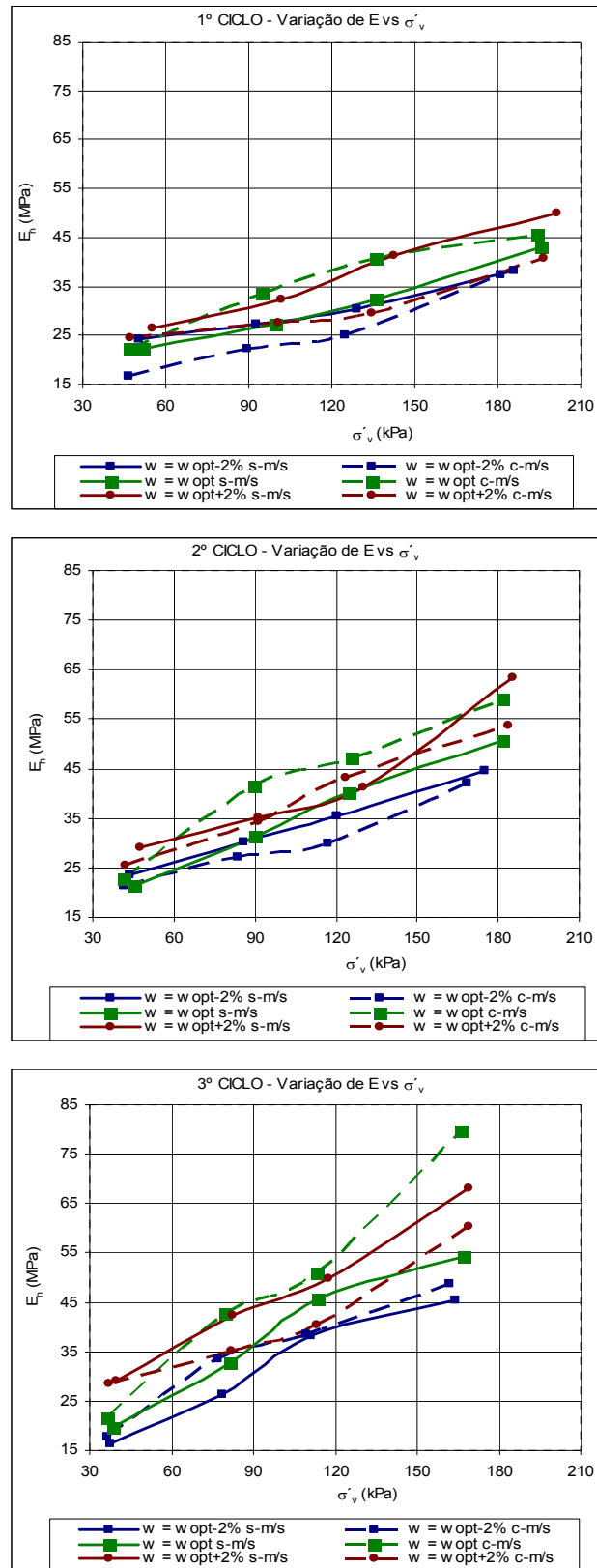


Figura 4.37: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado (E_n), e a tensão vertical efectiva.

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.25: Valores de E normalizados ($E_{i,n}$ em MPa) para todos os provetes desta amostra, ($F\epsilon_1$)

Ciclos intermédios (2º ciclo)						
Todos provetes	$E_{30,n}$	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$	
		$w_{opt}-2\%$	23.67	43.73	$w_{opt}-2\%$	21.28
		w_{opt}	21.41	45.21	w_{opt}	22.87
		$w_{opt}+2\%$	29.15	47.25	$w_{opt}+2\%$	25.40
		$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$	
		$w_{opt}-2\%$	30.28	85.54	$w_{opt}-2\%$	27.09
	$E_{70,n}$	w_{opt}	31.28	90.15	w_{opt}	41.47
		$w_{opt}+2\%$	35.22	91.38	$w_{opt}+2\%$	34.38
		$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$	
	$E_{100,n}$	$w_{opt}-2\%$	35.58	120.01	$w_{opt}-2\%$	30.01
		w_{opt}	40.28	124.70	w_{opt}	47.02
		$w_{opt}+2\%$	41.33	129.88	$w_{opt}+2\%$	43.30
	$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$	
		$w_{opt}-2\%$	44.50	175.22	$w_{opt}-2\%$	42.05
		w_{opt}	50.63	181.65	w_{opt}	59.06
		$w_{opt}+2\%$	63.32	185.46	$w_{opt}+2\%$	53.67

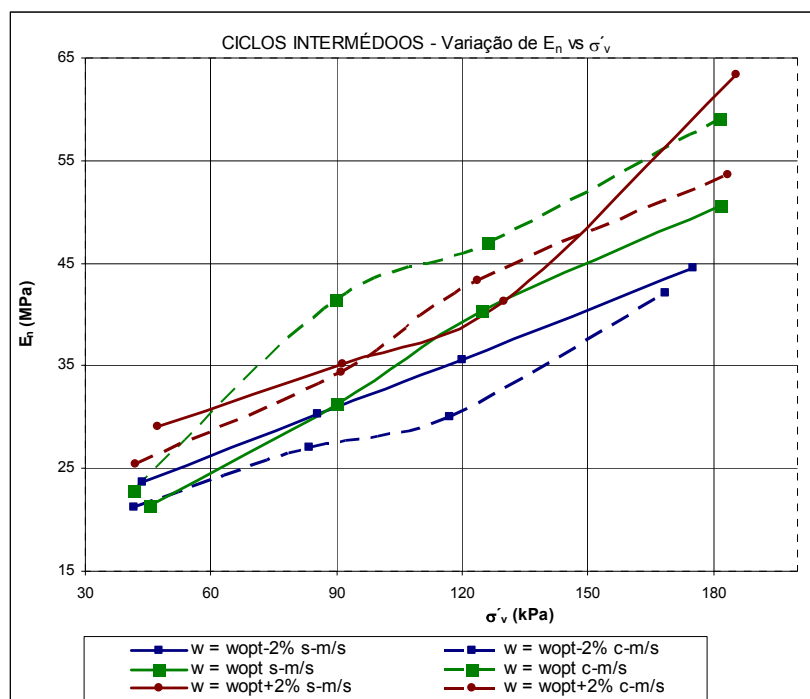


Figura 4.38: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado ($F\epsilon_1$), e a tensão vertical efectiva.

Quadro 4.26: Módulo de deformabilidade (em MPa) versus tensão efectiva vertical efectiva.

Módulos de Deformabilidade para as diferentes condições (EN-MG) (MPa)											
Ciclo intermédio				Ciclo intermédio				Ciclo intermédio			
$w_{opt} - 2\%$				w_{opt}				$w_{opt} + 2\%$			
$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s	$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s	$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s
43.73	23.67	41.73	21.28	45.21	21.41	41.46	22.87	47.25	29.15	41.86	25.40
85.54	30.28	83.54	27.09	90.15	31.28	89.60	41.47	91.38	35.22	91.11	34.38
120.01	35.58	117.10	30.01	124.70	40.28	125.87	47.02	129.88	41.33	123.71	43.30
175.22	44.50	168.58	42.05	181.65	50.63	181.30	59.06	185.46	63.32	183.56	53.67

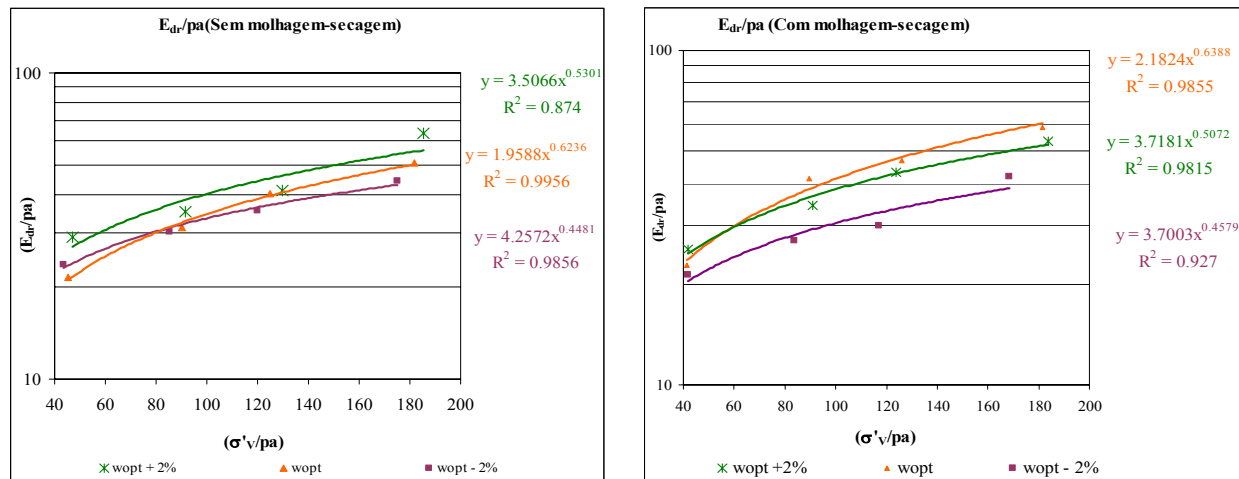
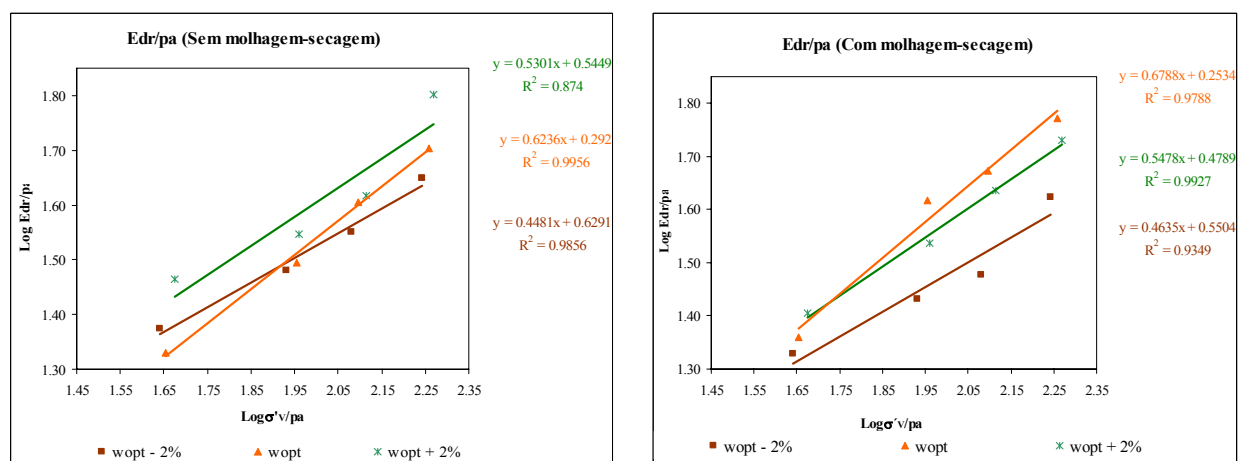


Figura 4.39: Relação entre o módulo de deformabilidade e da tensão efectiva de consolidação.

Figura 4.40: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K e n .

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

A partir dos resultados expressos graficamente acima e da avaliação numérica das tendências das curvas resultantes, tomou-se um valor médio de n de 0.5, por simplificação na análise conjunta, para avaliar os valores da constante de rigidez, K . Segue-se assim, a mesma apreciação em todos os casos. Os resultados dessa avaliação estão representados na Figura 4.41 e compilados no Quadro 4.28, sendo os valores do parâmetro K definidos pela lei de Janbu já apresentada (expressão 4.1).

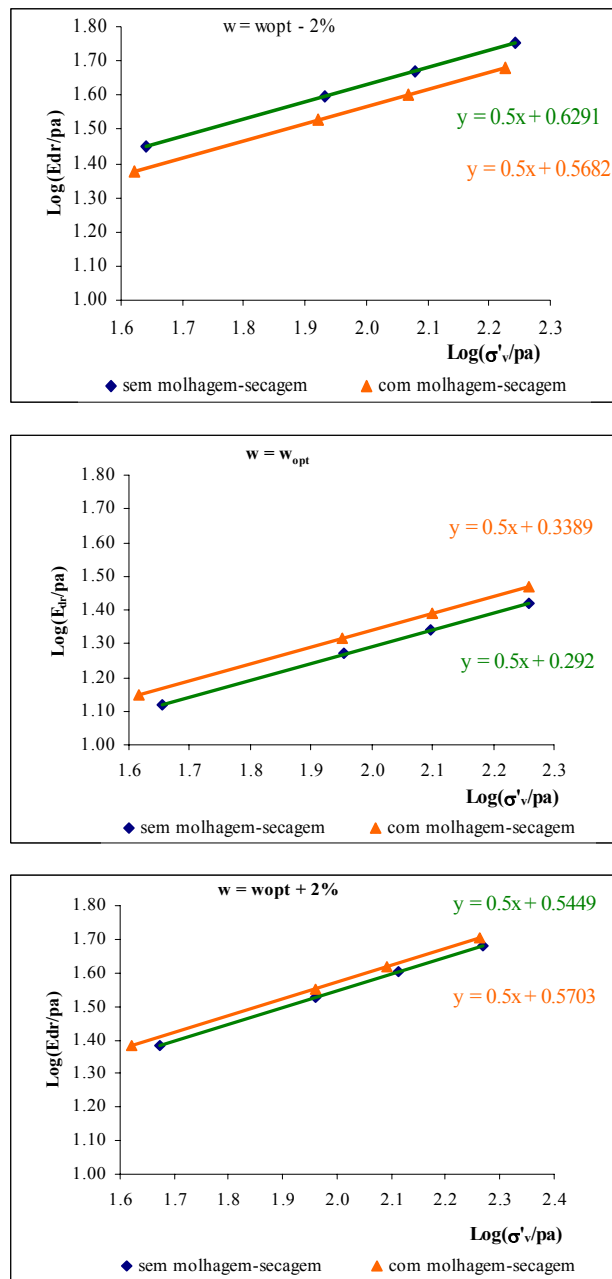


Figura 4.41: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K .

Quadro 4.27: Valores de K .

Provete	K para $n = 0,5$		
	$w_{opt} - 2\%$	w_{opt}	$w_{opt} + 2\%$
Sem molhagem-secagem	4.26	1.96	3.51
Com molhagem-secagem	3.51	2.18	3.72

Verifica-se de um modo geral, e de forma mais ou menos evidente, uma muito incipiente influência do processo higrométrico e mesmo dos níveis de compactidade, condicionado pela compactação e reflectida pelo teor em água de compactação. Tomando os valores médios da constante n de 0,5, e substituindo na função do índice de vazios em cada condição, obtém-se as equações dos módulos de deformabilidade expressas no Quadro 4.28.

Quadro 4.28: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão efectiva de consolidação

Provete	Moldagem	$E = K \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
Sem molhagem-secagem	$w_{opt} - 2\%$	$E = 4,3 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 2,0 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{opt} + 2\%$	$E = 3,5 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
Com molhagem-secagem	$w_{opt} - 2\%$	$E = 3,5 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 2,2 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{opt} + 2\%$	$E = 3,7 \times F(e)_1 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$

4.5.2 Função de índice de vazios $F(e)_2$

Para a normalização que se segue neste parágrafo, tomar-se-á a lei expressa pela equação 4.3:

$$F(e)_2 = \frac{1}{0,3 + 0,7 \times e^2} \quad (4.3 - \text{bis})$$

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.29: Valores de E ($E_{i,n}$ em MPa) normalizados para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_2)$

AMOSTRA 2 EN-MG										
Provetes com $w = w_{opt} - 2\%$	Sem ciclos de molhagem-secagem				Com ciclos de molhagem-secagem				$F(e)_2 =$	$1/(0,3+0,7 \cdot e^2)$
	MPa	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa			
	$E_{30,n}$	1º ciclo	45.40	50.16	1º ciclo	31.62	46.81	$e_{30} =$	0.43257	
		2º ciclo	44.12	43.73	2º ciclo	40.36	41.73	$e_{30} =$	0.45087	
		3º ciclo	30.53	37.50	3º ciclo	33.56	36.44			
	$E_{70,n}$	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$e_{70} =$	0.43224	
		1º ciclo	50.80	92.46	1º ciclo	42.23	89.45	$e_{70} =$	0.45021	
		2º ciclo	56.41	85.54	2º ciclo	51.34	83.54			
	$E_{100,n}$	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$e_{100} =$	0.43155	
1º ciclo		56.52	129.14	1º ciclo	47.74	124.57	$e_{100} =$	0.44941		
2º ciclo		66.25	120.01	2º ciclo	56.84	117.10				
$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$e_{150} =$	0.43077		
	1º ciclo	71.13	185.91	1º ciclo	70.61	180.81	$e_{150} =$	0.44824		
	2º ciclo	82.80	175.22	2º ciclo	79.54	168.58				
3º ciclo	84.68	163.99	3º ciclo	92.15	162.08					
Provetes com $w = w_{opt}$	$E_{30,n}$	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$e_{30} =$	0.41833	
		1º ciclo	40.84	51.85	1º ciclo	38.89	47.14	$e_{30} =$	0.35987	
		2º ciclo	39.30	45.21	2º ciclo	39.81	41.46			
	$E_{70,n}$	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$e_{70} =$	0.41809	
		1º ciclo	50.35	99.77	1º ciclo	58.26	94.97	$e_{70} =$	0.35941	
		2º ciclo	57.40	90.15	2º ciclo	72.15	89.60			
	$E_{100,n}$	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$e_{100} =$	0.41340	
		1º ciclo	59.29	135.88	1º ciclo	71.09	136.01	$e_{100} =$	0.35859	
		2º ciclo	73.86	124.70	2º ciclo	81.75	125.87			
	$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$e_{150} =$	0.41464	
1º ciclo		78.61	195.68	1º ciclo	79.18	194.40	$e_{150} =$	0.35751		
2º ciclo		92.76	181.65	2º ciclo	102.58	181.30				
3º ciclo	99.52	167.45	3º ciclo	138.65	166.24					
Provetes com $w = w_{opt} + 2\%$	$E_{30,n}$	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$e_{70} =$	0.47120	
		1º ciclo	50.97	55.11	1º ciclo	46.21	46.94	$e_{70} =$	0.43997	
		2º ciclo	56.36	47.25	2º ciclo	47.68	41.86			
	$E_{70,n}$	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$e_{70} =$	0.47093	
		1º ciclo	62.67	101.76	1º ciclo	52.02	100.61	$e_{70} =$	0.43948	
		2º ciclo	68.08	91.38	2º ciclo	64.49	91.11			
	$E_{100,n}$	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$e_{100} =$	0.47019	
		1º ciclo	79.62	142.43	1º ciclo	55.33	134.50	$e_{100} =$	0.43884	
		2º ciclo	79.84	129.88	2º ciclo	81.18	123.71			
	$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$e_{150} =$	0.46924	
1º ciclo		96.28	201.59	1º ciclo	76.12	196.76	$e_{150} =$	0.43809		
2º ciclo		122.21	185.46	2º ciclo	100.55	183.56				
3º ciclo	131.60	169.07	3º ciclo	113.35	168.66					

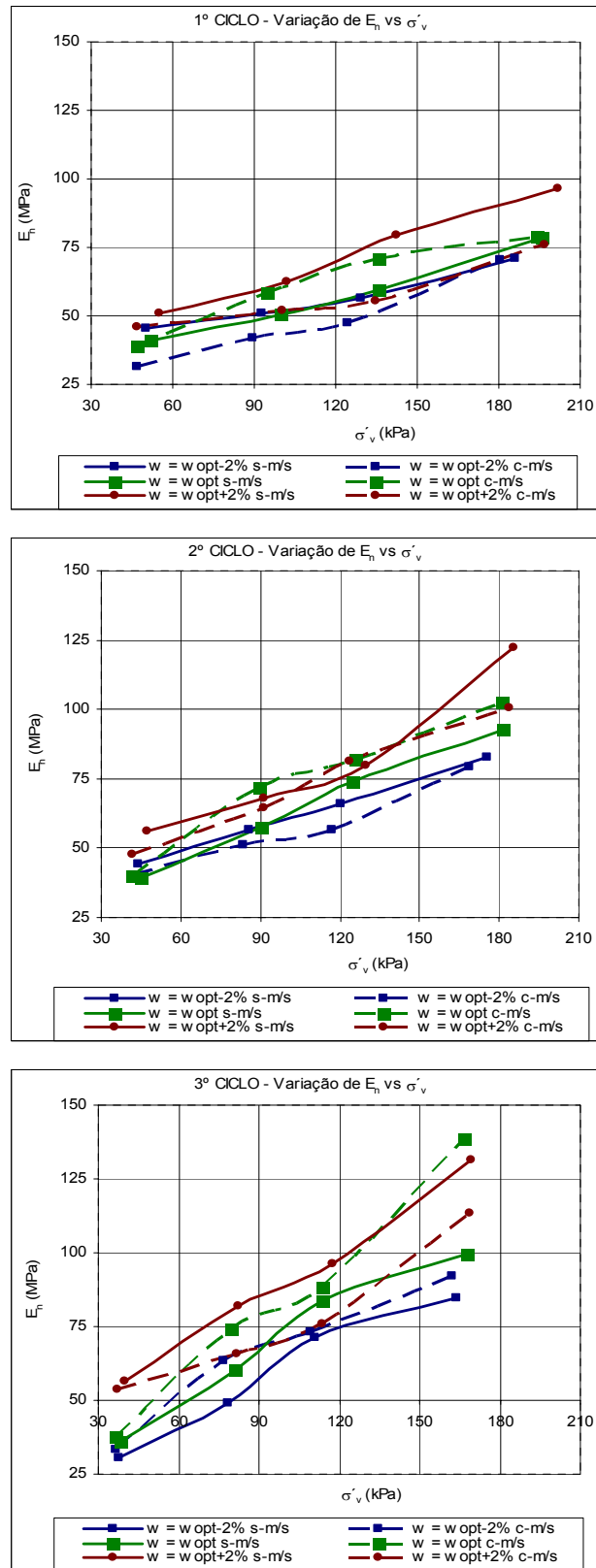


Figura 4.42: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado ($F(e)_2$), e a tensão vertical efectiva.

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.30: Valores de E normalizados ($E_{i,n}$ em MPa) para todos os provetes desta amostra ($F(e)_2$)

Ciclos intermédios (2º ciclo)						
Todos provetes	$E_{30,n}$	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$	
		$w_{opt}-2\%$	44.12	43.73	$w_{opt}-2\%$	40.36
		w_{opt}	39.30	45.21	w_{opt}	39.31
		$w_{opt}+2\%$	56.36	47.25	$w_{opt}+2\%$	47.68
	$E_{70,n}$	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$	
		$w_{opt}-2\%$	56.41	85.54	$w_{opt}-2\%$	51.34
		w_{opt}	57.40	90.15	w_{opt}	72.15
		$w_{opt}+2\%$	68.08	91.38	$w_{opt}+2\%$	64.49
	$E_{100,n}$	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$	
		$w_{opt}-2\%$	66.25	120.01	$w_{opt}-2\%$	56.84
		w_{opt}	73.86	124.70	w_{opt}	81.73
		$w_{opt}+2\%$	79.84	129.88	$w_{opt}+2\%$	81.18
	$E_{150,n}$	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$	
		$w_{opt}-2\%$	44.50	82.80	$w_{opt}-2\%$	79.54
		w_{opt}	50.63	92.76	w_{opt}	102.58
		$w_{opt}+2\%$	63.32	122.21	$w_{opt}+2\%$	100.55

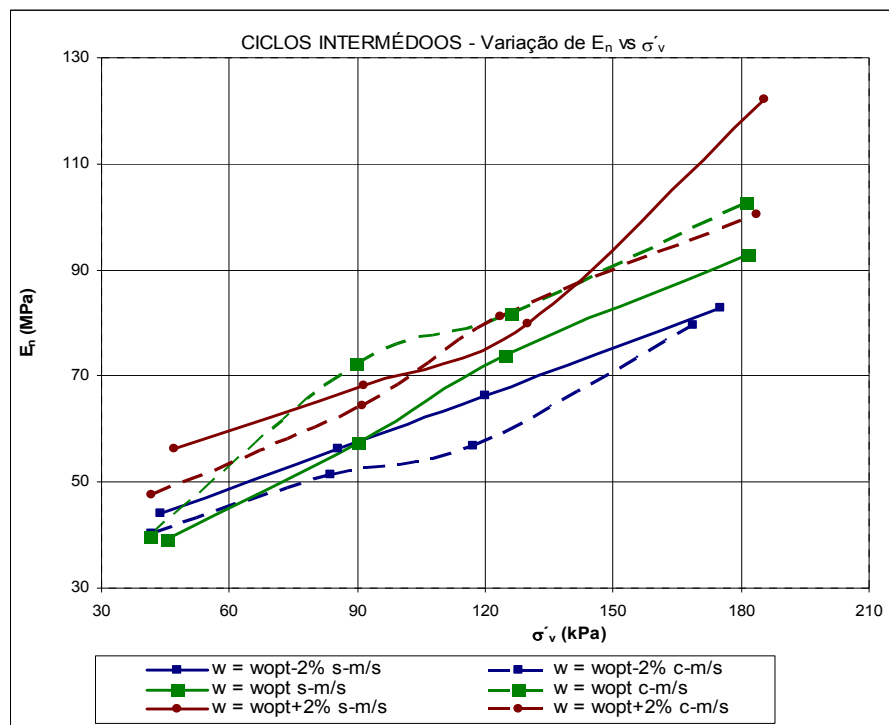


Figura 4.43: Relação entre o módulos de deformabilidade médios não normalizados vs tensão vertical efectiva ($F(e)_2$).

Quadro 4.31: Módulo de deformabilidade (em MPa) versus tensão vertical efectiva

Módulos de Deformabilidade para as diferentes condições (EN-MG) (MPa)											
Ciclo intermédio				Ciclo intermédio				Ciclo intermédio			
$w_{opt} - 2\%$				w_{opt}				$w_{opt} + 2\%$			
$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s	$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s	$\sigma'_{v/pa}$	sem m/s	$\sigma'_{v/pa}$	com m/s
43.73	44.12	41.73	40.36	45.21	39.30	41.46	39.81	47.25	56.36	41.86	47.68
85.54	56.41	83.54	51.34	90.15	57.40	89.60	72.15	91.38	68.08	91.11	64.49
120.01	66.25	117.10	56.84	124.70	73.86	125.87	81.75	129.88	79.84	123.71	81.18
175.22	82.80	168.58	79.54	181.65	92.76	181.30	102.58	185.46	122.21	183.56	100.55

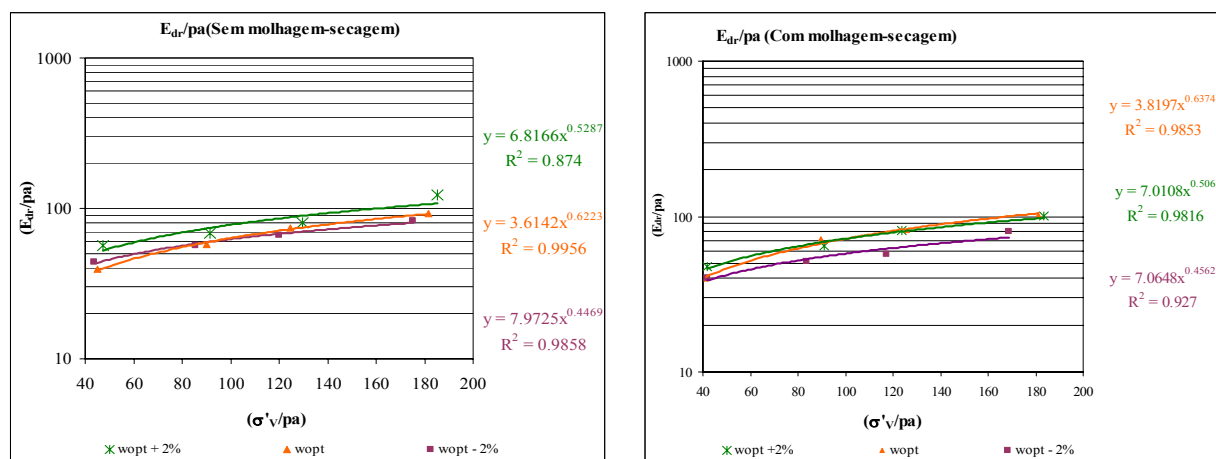
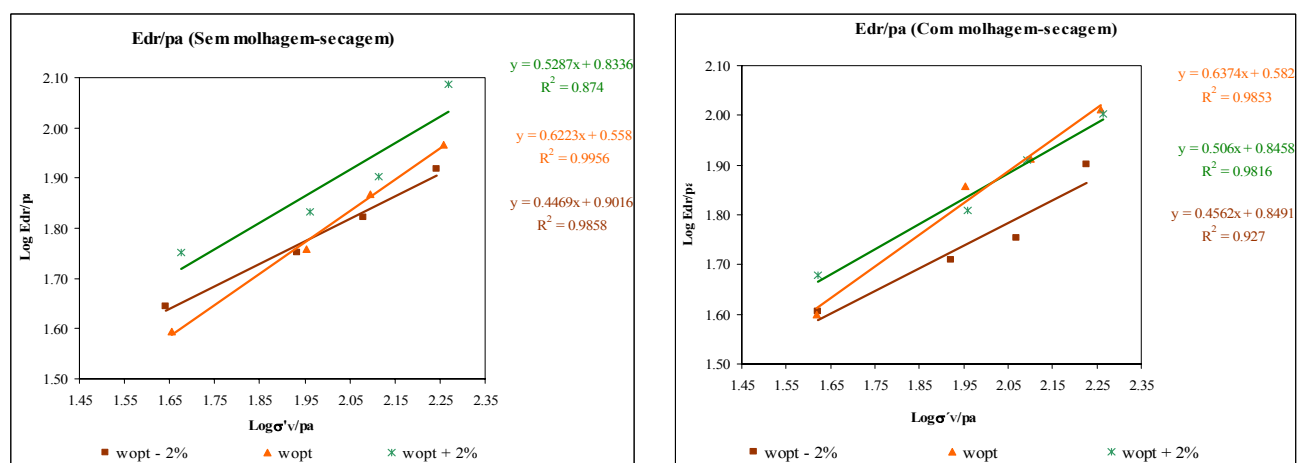


Figura 4.44: Relação entre o módulo de deformabilidade e da tensão efectiva de consolidação.

Figura 4.45: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K e n .

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

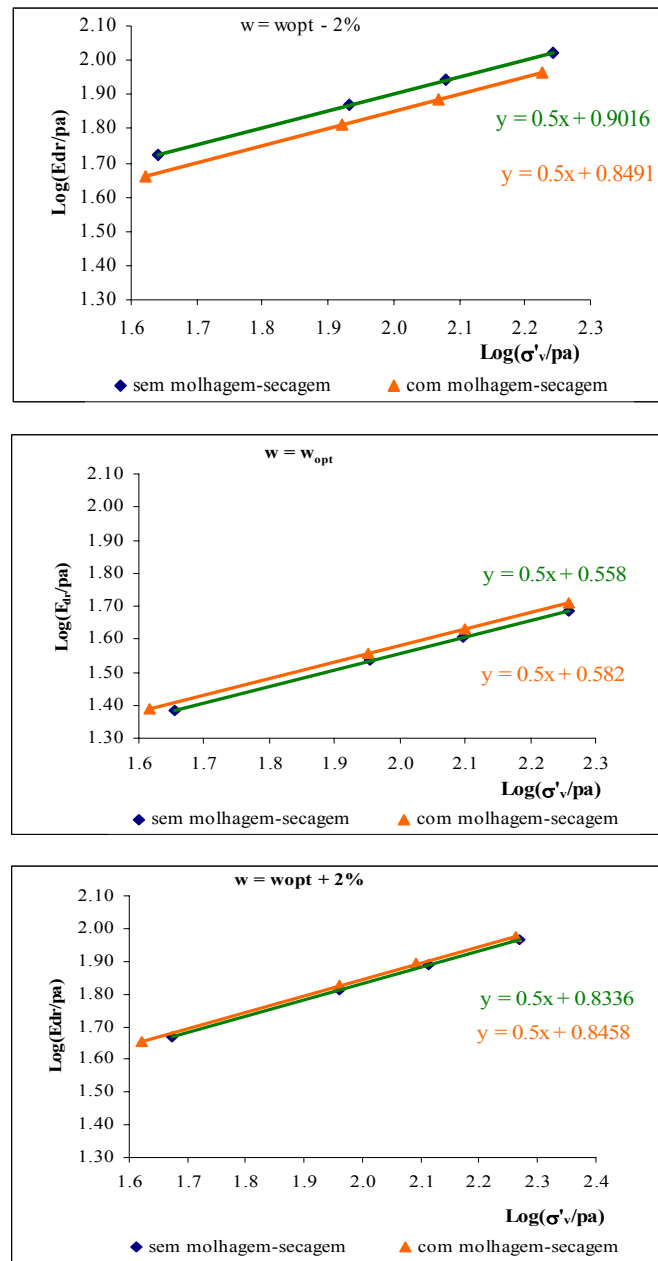


Figura 4.46: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K .

Quadro 4.32: Valores de K

Provete	K para $n = 0,5$		
	$w_{opt} - 2\%$	w_{opt}	$w_{opt} + 2\%$
Sem molhagem-secagem	7.97	3.61	6,82
Com molhagem-secagem	7.06	3.82	7,01

Novamente, e aplicando a função $F(e)_2$, verifica-se um comportamento similar ao observado quando utilizada a primeira função $F(e)_1$, isto é, pequena ou nula influência do processo higrométrico e da compactação nas constantes de rigidez K , quando se passa da amostra sem ciclos higrométricos para as sujeitas a estes ciclos.

Assumindo mais uma vez o valor médio da constante n de 0,5, e substituindo os valores na função do índice de vazios em cada condição, obtém-se as equações dos módulos de deformabilidade expressos no Quadro 4.33.

Quadro 4.33: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão vertical efectiva

Provet	Moldagem	$E = K \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0,5}$
Sem molhagem-secagem	$w_{opt} - 2\%$	$E = 8,0 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 3,6 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{opt} + 2\%$	$E = 6,8 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0,5}$
Com molhagem-secagem	$w_{opt} - 2\%$	$E = 7,1 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 3,8 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{opt} + 2\%$	$E = 7,0 \times F(e)_2 \times \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0,5}$

4.5.3 Função de índice de vazios $F(e)_3$

Para as análises de normalização que se seguem neste parágrafo, tomar-se-á a lei expressa pela equação 4.4:

$$F(e)_3 = e^{-x} \quad (4.4 - \text{bis})$$

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.34: Valores de E normalizados ($E_{i,n}$ em MPa) para todos os provetes desta amostra, $(F(e)_3)$

AMOSTRA 2 EN-MG											
Provete com w= w _{opt} - 2%	Sem ciclos de molhagem-secagem				Com ciclos de molhagem-secagem				F(e) ₃ =	e [^] (-1,3)	
	MPa	σ _c ' = 30		σ _v ' kPa	σ _c ' = 30		σ _v ' kPa				
		E _{30,n}	1º ciclo		35.44	50.16		1º ciclo	25.38	46.81	e ₃₀ = 0.43257 e ₃₀ = 0.45087
	2º ciclo		34.44	43.73	2º ciclo	32.39	41.73				
	3º ciclo		23.83	37.50	3º ciclo	26.94	36.44				
	E _{70,n}	σ _c ' = 70		σ _v ' kPa	σ _c ' = 70		σ _v ' kPa	e ₇₀ = 0.43224 e ₇₀ = 0.45021			
		1º ciclo	39.63		92.46	1º ciclo			33.87	89.45	
		2º ciclo	44.01	85.54	2º ciclo	41.17	83.54				
	E _{100,n}	σ _c ' = 100		σ _v ' kPa	σ _c ' = 100		σ _v ' kPa	e ₁₀₀ = 0.43155 e ₁₀₀ = 0.44941			
		1º ciclo	44.05		129.14	1º ciclo			38.24	124.57	
		2º ciclo	51.62	120.01	2º ciclo	45.52	117.10				
	E _{150,n}	σ _c ' = 150		σ _v ' kPa	σ _c ' = 150		σ _v ' kPa	e ₁₅₀ = 0.43077 e ₁₅₀ = 0.44824			
1º ciclo		55.36	185.91		1º ciclo	53.62			180.81		
2º ciclo		64.45	175.22	2º ciclo	60.40	168.58					
3º ciclo	65.91	163.99	3º ciclo	69.97	162.08						
Provete com w= w _{opt}	Sem ciclos de molhagem-secagem				Com ciclos de molhagem-secagem				F(e) ₃ =	e [^] (-1,3)	
	MPa	σ _c ' = 30		σ _v ' kPa	σ _c ' = 30		σ _v ' kPa				
		E _{30,n}	1º ciclo		31.04	51.85		1º ciclo	31.89	47.14	e ₃₀ = 0.41836 e ₃₀ = 0.35987
	2º ciclo		29.87	45.21	2º ciclo	39.81	41.46				
	3º ciclo		27.60	38.47	3º ciclo	37.54	36.52				
	E _{70,n}	σ _c ' = 70		σ _v ' kPa	σ _c ' = 70		σ _v ' kPa	e ₇₀ = 0.41809 e ₇₀ = 0.35941			
		1º ciclo	38.23		99.77	1º ciclo			39.46	94.97	
		2º ciclo	43.59	90.15	2º ciclo	48.86	89.60				
	E _{100,n}	σ _c ' = 100		σ _v ' kPa	σ _c ' = 100		σ _v ' kPa	e ₁₀₀ = 0.41340 e ₁₀₀ = 0.35859			
		1º ciclo	44.97		135.88	1º ciclo			48.05	136.01	
		2º ciclo	56.02	124.70	2º ciclo	55.26	125.87				
	E _{150,n}	σ _c ' = 150		σ _v ' kPa	σ _c ' = 150		σ _v ' kPa	e ₁₅₀ = 0.41484 e ₁₅₀ = 0.35751			
1º ciclo		59.54	195.68		1º ciclo	53.38			194.40		
2º ciclo		70.27	181.65	2º ciclo	69.16	181.30					
3º ciclo	75.39	167.45	3º ciclo	93.48	166.24						
Provete com w= w _{opt} + 2%	Sem ciclos de molhagem-secagem				Com ciclos de molhagem-secagem				F(e) ₃ =	e [^] (-1,3)	
	MPa	σ _c ' = 30		σ _v ' kPa	σ _c ' = 30		σ _v ' kPa				
		E _{30,n}	1º ciclo		42.08	55.11		1º ciclo	36.49	46.94	e ₇₀ = 0.47120 e ₇₀ = 0.43997
	2º ciclo		46.53	47.25	2º ciclo	37.65	41.86				
	3º ciclo		46.51	39.77	3º ciclo	42.30	37.04				
	E _{70,n}	σ _c ' = 70		σ _v ' kPa	σ _c ' = 70		σ _v ' kPa	e ₇₀ = 0.47093 e ₇₀ = 0.43948			
		1º ciclo	51.72		101.76	1º ciclo			41.05	100.61	
		2º ciclo	56.18	91.38	2º ciclo	50.89	91.11				
	E _{100,n}	σ _c ' = 100		σ _v ' kPa	σ _c ' = 100		σ _v ' kPa	e ₁₀₀ = 0.47019 e ₁₀₀ = 0.43884			
		1º ciclo	65.65		142.43	1º ciclo			43.62	134.50	
		2º ciclo	65.82	129.88	2º ciclo	63.99	123.71				
	E _{150,n}	σ _c ' = 150		σ _v ' kPa	σ _c ' = 150		σ _v ' kPa	e ₁₅₀ = 0.46924 e ₁₅₀ = 0.43809			
1º ciclo		79.28	201.59		1º ciclo	59.94			196.76		
2º ciclo		100.63	185.46	2º ciclo	79.17	183.56					
3º ciclo	108.36	169.07	3º ciclo	89.25	168.66						

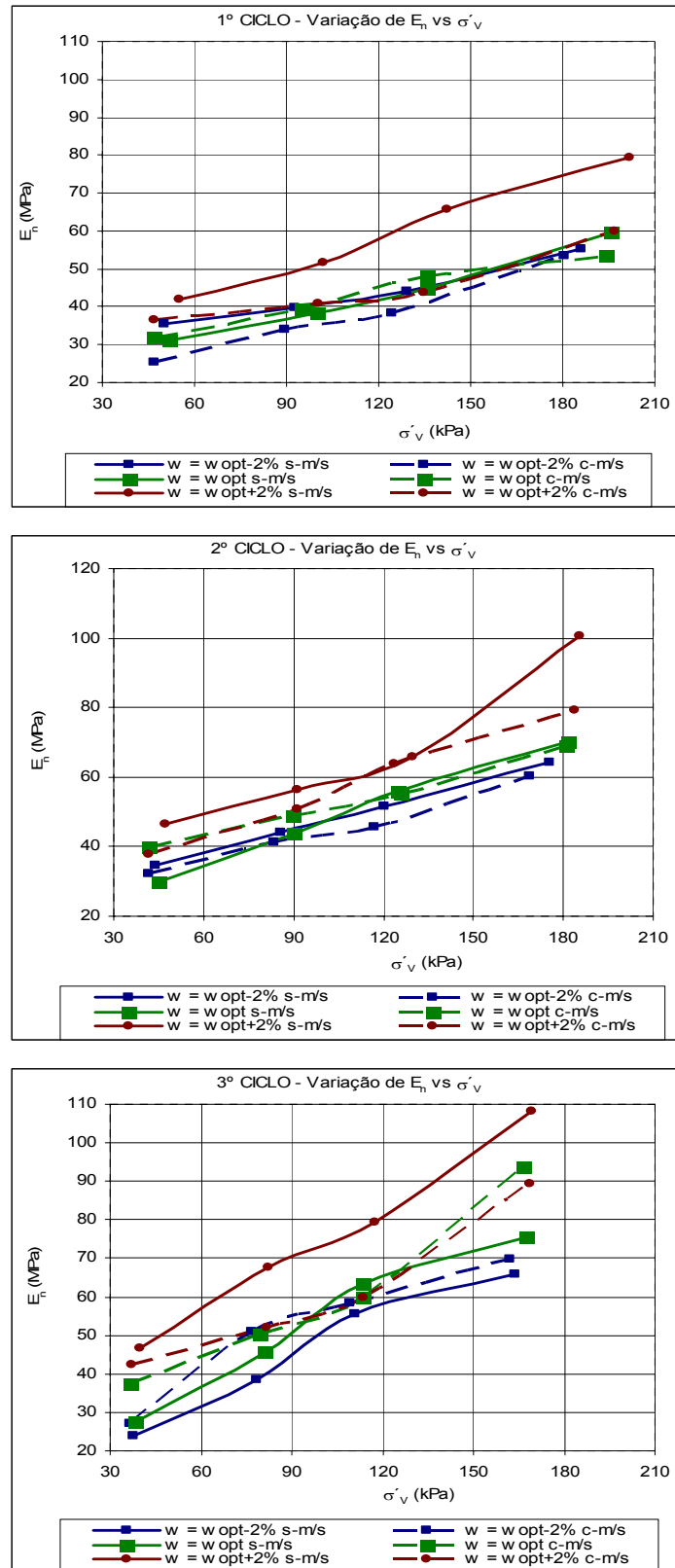


Figura 4.47: Relação entre o módulo de deformabilidade normalizado e a tensão vertical efectiva ($F(e)_3$).

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.35: Valores de E (em MPa) normalizados para todos os provetes desta amostra, (F(e)₃)

Ciclos intermédios (2º ciclo)						
Todos provetes	$\sigma'_c = 30$			$\sigma'_c = 30$		
	$E_{30,n}$	$w_{opt}-2\%$	34.44	σ'_v kPa	$w_{opt}-2\%$	32.39
		w_{opt}	39.87		w_{opt}	39.81
		$w_{opt}+2\%$	46.53		$w_{opt}+2\%$	37.65
	$\sigma'_c = 70$			$\sigma'_c = 70$		
	$E_{70,n}$	$w_{opt}-2\%$	44.01	σ'_v kPa	$w_{opt}-2\%$	41.17
		w_{opt}	43.59		w_{opt}	48.86
		$w_{opt}+2\%$	56.18		$w_{opt}+2\%$	50.89
	$\sigma'_c = 100$			$\sigma'_c = 100$		
	$E_{100,n}$	$w_{opt}-2\%$	51.62	σ'_v kPa	$w_{opt}-2\%$	45.52
		w_{opt}	56.02		w_{opt}	55.26
		$w_{opt}+2\%$	65.82		$w_{opt}+2\%$	63.99
	$\sigma'_c = 150$			$\sigma'_c = 150$		
	$E_{150,n}$	$w_{opt}-2\%$	64.45	σ'_v kPa	$w_{opt}-2\%$	60.40
		w_{opt}	70.27		w_{opt}	69.16
		$w_{opt}+2\%$	100.63		$w_{opt}+2\%$	79.17

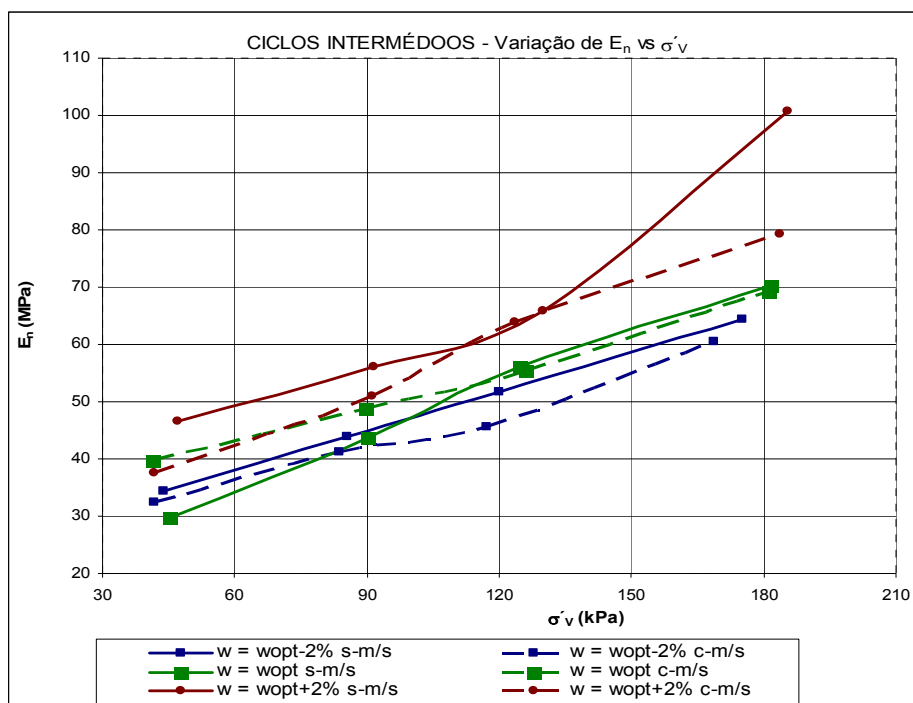


Figura 4.48: Relação entre o módulos de deformabilidade médios não normalizados vs tensão vertical efectiva.

Quadro 4.36: Módulo de deformabilidade versus tensão efectiva vertical efectiva (E em MPa)

Módulos de Deformabilidade para as diferentes condições (EN-MG) (MPa)											
Ciclo intermédio				Ciclo intermédio				Ciclo intermédio			
w _{opt} – 2%				w _{opt}				w _{opt} + 2%			
σ'√/pa	sem m/s	σ'√/pa	com m/s	σ'√/pa	sem m/s	σ'√/pa	com m/s	σ'√/pa	sem m/s	σ'√/pa	com m/s
43.73	34.44	41.73	32.39	45.21	29.87	41.46	39.81	47.25	46.53	41.86	37.65
85.54	44.01	83.54	41.17	90.15	43.59	89.60	48.86	91.38	56.18	91.11	50.89
120.01	51.62	117.10	45.52	124.70	56.02	125.87	55.26	129.88	65.82	123.71	63.99
175.22	64.45	168.58	60.40	181.65	70.27	181.30	69.16	185.46	100.63	183.56	79.17

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

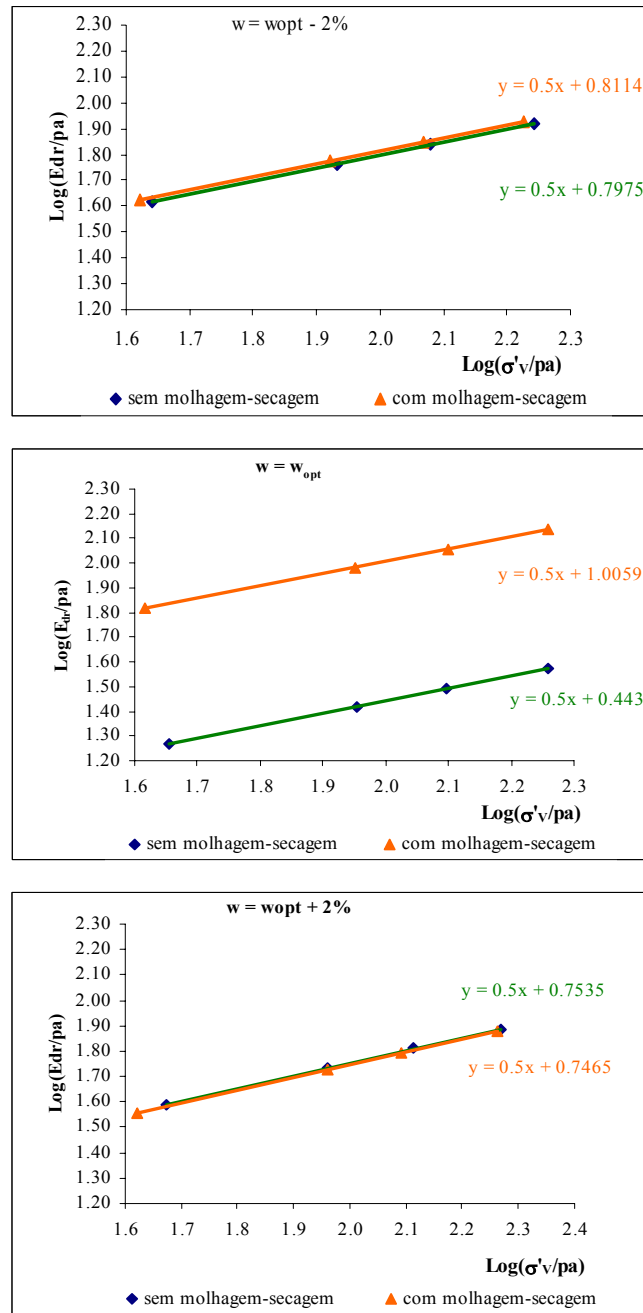


Figura 4.51: Tendência das curvas normalizadas para obtenção de K .

Quadro 4.37: Valores de K

Provete	K para $n = 0,5$		
	$w_{opt} - 2\%$	w_{opt}	$w_{opt} + 2\%$
Sem molhagem-secagem	6,27	2,77	5,67
Com molhagem-secagem	6,48	10,14	5,82

Finalmente para a função $F(e)_3$, nota-se uma significativa diferença de comportamento evidenciado comparativamente quando utilizadas outras funções. Verifica-se uma muito pequena influência do processo higrométrico nos pontos compactados com +/- 2% do teor em água, mas significativa influência da compactação ou do teor em água nas constantes de rigidez K .

De um modo geral, a resistência sempre diminui quando se sujeita o solo aos ciclos higrométricos, mas a variação é muito reduzida para cada condição de moldagem, comportamento oposto ao observado na primeira amostra (nota-se que há uma tendência de acréscimo no w_{opt} , mas só revelado claramente na lei de normalização “F(e)₃”).

Tomando os valores médios da constante n de 0.5, e substituindo os valores da função do índice de vazios em cada condição, obtém-se as equações dos módulos de deformabilidade expressos no Quadro 4.38.

Quadro 4.38: Leis de variação do módulo de deformabilidade com a tensão vertical efectiva

Provete	Moldagem	$E = K \times F(e)_3 \times \left(\frac{\sigma'_c}{p_a} \right)^{0,5}$
Sem molhagem-secagem	$w_{opt} - 2\%$	$E = 6,3 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 2,8 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{opt} + 2\%$	$E = 6,0 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
Com molhagem-secagem	$w_{opt} - 2\%$	$E = 6,5 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	w_{opt}	$E = 9,3 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$
	$w_{opt} + 2\%$	$E = 5,0 \times \left(\frac{\sigma'_v}{p_a} \right)^{0,5}$

4.6 Sobre a deformabilidade determinada com recurso às ondas sísmicas

Para alguns casos, onde foi possível medir a velocidade das ondas S, fez-se uma breve análise de deformabilidade pela comparação dos resultados obtidos pelo processo descrito nesta dissertação, ou seja, com os dados dos ensaios triaxiais cíclicos, com os resultados obtidos pela utilização dos bender elements, como foi referido no Capítulo. Tendo em conta que o ensaio é isotrópico, as deformações que decorrem são iguais em todas as direcções, então, a partir das variações volumétricas e axiais durante o ensaio, pode-se avaliar o coeficiente de Poisson a utilizar na determinação do G_0 (embora se reconheça que este varia ao longo do ensaio). A expressão 4.6 permite estimar o coeficiente de Poisson, que para esta dissertação, tomou-se um valor médio na gama de mesma variação das tensões e deformações:

$$\nu = \frac{\Delta\varepsilon_a - \Delta\varepsilon_v}{2(\Delta\varepsilon_a)} \quad (4.6)$$

onde

ν é o coeficiente de Poisson;

$\Delta\varepsilon_a$ é a variação da extensão axial durante o ensaio; e

$\Delta\varepsilon_v$ é a variação da extensão volumétrica durante o ensaio.

Os resultados dessas análises estão reproduzidos nos Quadros 4.39 e 4.40.

Pela análise desses quadros, pode-se verificar que há uma subestimação dos módulos de deformabilidade quando determinados com base em ensaios triaxiais, comparativamente aos determinados pelo método das ondas sísmicas (relações próximas de 2, em média para a amostra EN-206, e de 3 para EN-MG). Este facto é normal e esperado, pois sabe-se pela prática de ensaios com equipamentos dessa natureza, que os ensaios sísmicos têm uma capacidade muito mais apurada para determinar os parâmetros de rigidez.

CAPÍTULO 4

Quadro 4.39: Avaliação de E com base nos ensaios de ondas sísmicas e triaxiais para a amostra EN-206

Cálculo de E, através da velocidade das ondas sísmicas, amostra EN-206

Designação do provete	σ'_c (kPa)	Data	H mm	tp μ s	Vp m/s	ts μ s	Vs m/s	B	ρ g/cm ³	G_{BE} MPa	E_{BE} (MPa)	E_{TRX} (MPa)	Relação E_{BE}/E_{TRX}
											ν 0,26		
EN206-wopt P1-s_m/s		20-12-05	192,29	241,579	779,41	536,8	350,74	0,65	2,07	255	642		
EN206-wopt P1-s_m/s		23-12-05	192,29	172,105	1094,04	760,5	247,58	0,79	2,07	127	320		
EN206-wopt P1-s_m/s		28-12-05	192,29	123,16	1528,82	652,4	288,63	0,89	2,07	172	435		
EN206-wopt-2% P3-c_m/s	30	22-03-06	192,19	136,842	1375,24	536,8	350,55	0,92	2,03	249	628		
EN206-wopt-2% P6-s_m/s		13-02-06	192,15	168,42	1117,15			0,79	2,04	-			
EN206-wopt-2% P6-s_m/s		15-02-06	192,15	147,37	1276,72			0,82	2,04	-			
EN206-wopt-2% P6-s_m/s	30	16-02-06	192,18	112,105	1678,60	560,5	335,72	0,91	2,04	230	579	166	3,5
EN206-wopt P8-s_m/s	30	07-04-06	192,08	173,68	1082,91	729	258,01	0,93	2,05	137	344	222	1,6
EN206-wopt P8-s_m/s	150	10-04-06	192,19	92,86	2026,60	498,6	377,46	0,93	1,98	282	711	478	1,5
EN206-wopt P8-s_m/s	fim	11-04-06	192,19	92,857	2026,66			0,93	1,98	-			
EN206-wopt P9-c_m/s	30	01-07-06	192,25	180,39	1043,57			0,41	2,07				
EN206-wopt P9-c_m/s	30	01-07-06	192,25	170	1107,35			0,71	2,07				
EN206-wopt P9-c_m/s	30	02-07-06	192,25	165	1140,91			0,93	2,07				
EN206-wopt P9-c_m/s	30	03-07-06	191,92	162,31	1157,78	546,4	343,90	0,93	2,03	240	604	295	2,0
EN206-wopt P9-c_m/s	70	04-07-06	191,86	159,29	1179,36	464,3	404,62	0,93	2,03	332	836	491	1,7
EN206-wopt P9-c_m/s	100	05-07-06	191,82	115	1633,22	428,6	438,25	0,93	2,02	389	980	639	1,5
EN206-wopt P9-c_m/s	150	06-07-06	191,75	102,86	1825,30	403,6	465,22	0,93	2,03	438	1105	700	1,6
EN206-wopt+2% P5-c_m/s	30	16-04-06	192,15	246,753	762,50			-	2,07	-			
EN206-wopt+2% P5-c_m/s	30	16-04-06	192,15	175	1075,14			0,68	2,07	-			
EN206-wopt+2% P5-c_m/s	30	16-04-06	192,15	176,25	1067,52			0,81	2,07	-			
EN206-wopt+2% P5-c_m/s	30	16-04-06	192,15	173,6	1083,81			0,85	2,07	-			
EN206-wopt+2% P5-c_m/s	30	17-04-06	192,24	138,93	1354,93	528,6	356,13	0,93	1,97	250	630	291	2,2
EN206-wopt+2% P5-c_m/s	70	18-04-06	192,16	133,57	1408,70	454,3	414,18	0,93	1,97	338	852	437	2,0
EN206-wopt+2% P5-c_m/s	100	19-04-06	192,12	133,57	1408,40	417,9	450,20	0,93	1,97	400	1007	501	2,0
EN206-wopt-2% P10-s_m/s	30	20-12-05	193,31	161,79	1170,10	585,7	323,21	0,65	2,05	215	541	166	3,3
EN206-wopt-2% P10-s_m/s	70	23-12-05	193,26	151,79	1246,85	501,4	377,44	0,79	2,06	293	738	262	2,8
EN206-wopt-2% P10-s_m/s	100	28-12-05	193,23	103,21	1833,45	467,9	404,46	0,89	2,05	336	847	334	2,5
EN206-wopt-2% P10-s_m/s	150	29-12-05	193,19	90,36	2093,74	410,7	460,64	0,89	2,06	436	1099	387	2,8

G_{BE} (MPa) = Módulo de distorção - bender elements

E_{BE} (MPa) = Módulo de deformabilidade - bender elements

ν = Coeficiente de Poisson

E_{TRX} (MPa) = Módulo de deformabilidade dos ensaios triaxiais

RESULTADOS EXPERIMENTAIS: MODELAÇÃO E NORMALIZAÇÃO

Quadro 4.40: Avaliação de E com base nos ensaios de ondas sísmicas e triaxiais para a amostra EN-MG

Cálculo de E, através da velocidade das ondas sísmicas, amostra EN-MG

Designação do provete	σ_c (kPa)	Data	H mm	tp μs	Vp m/s	ts μs	Vs m/s	B	ρ g/cm ³	G_{BE} MPa	E_{BE} (MPa)	E_{TRX} (MPa)	Relação E_{BE}/E_{TRX}
											ν		
											0.26		
EN-MG - wopt P1-c_m/s	30	21/06/06	192.2	162.9	1155.29								2.9
EN-MG - wopt P1-c_m/s	30	21/06/06	192.2	135.4	1390.00								
EN-MG - wopt P1-c_m/s	30	22/06/06	191.7	97.89	1917.36	938.5	200.00	0.98	2.93	117	295	102	
EN-MG - wopt P1-c_m/s	70	23/06/06	191.5	95.77	1958.13	792.3	236.69	0.98	2.93	164	413	185	
EN-MG - wopt P1-c_m/s	100	24/06/06	191.4	95.77	1956.46	700	267.67	0.98	2.93	210	528	210	
EN-MG - wopt P1-c_m/s	150	26/06/06	189.6	93.46	1986.09	603.9	307.39	0.98	2.93	276	696	263	
EN-MG - wopt-2% P2-c_m/s	30	10/06/06	192.2	170.4	1104.43								3.1
EN-MG - wopt-2% P2-c_m/s	30	11/06/06	192.2	142.1	1323.69								
EN-MG - wopt-2% P2-c_m/s	30	12/06/06	191.3	141.4	1324.47	957.1	195.71	0.97	2.93	112	282	91	
EN-MG - wopt-2% P2-c_m/s	70	13/06/06	191.1	123.2	1518.38	928.6	201.47	0.97	2.93	119	299	116	
EN-MG - wopt-2% P2-c_m/s	100	14/06/06	190.9	110.6	1690.69	828.6	225.62	0.97	2.93	149	375	129	
EN-MG - wopt-2% P2-c_m/s	150	15/06/06	188.5	102.9	1793.31	721.4	255.69	0.97	2.93	191	482	181	
EN-MG - wopt+2% P3-c_m/s	30	20/05/06	192.2	161.5	1165.38			-					2.9
EN-MG - wopt+2% P3-c_m/s	30	22/05/06	193.5	112.7	1681.34	907.7	208.74	0.96	2.93	127	321	109	
EN-MG - wopt+2% P3-c_m/s	70							0.96	2.93			148	
EN-MG - wopt+2% P3-c_m/s	100							0.96	2.93			187	
EN-MG - wopt+2% P3-c_m/s	150							0.96	2.93			231	
EN-MG - wopt P4-s_m/s	30	02/05/06	192.2	178.6	1053.65			0.67					4.2
EN-MG - wopt P4-s_m/s	30	03/05/06	192.2	168.9	1114.04			0.96					
EN-MG - wopt P4-s_m/s	30	03/05/06	193.0	136.3	1386.78	825	229.14	0.96	2.93	154	387	93	
EN-MG - wopt P4-s_m/s	70	04/05/06	192.8	123.2	1533.23	734.6	257.04	0.96	2.93	193	487	136	
EN-MG - wopt P4-s_m/s	100	05/05/06	192.7	123.2	1531.93	688.5	274.05	0.96	2.93	220	554	176	
EN-MG - wopt P4-s_m/s	150	07/05/06	180.9	112.1	1577.54	588.5	300.53	0.96	2.93	264	666	221	
EN-MG - wopt+2% P5-s_m/s	30	15/05/06	192.2	165.4	1137.61			0.70					3.4
EN-MG - wopt+2% P5-s_m/s	30	13/05/06	192.3	137.3	1371.13	784.6	239.95	0.97	2.93	168	424	124	
EN-MG - wopt+2% P5-s_m/s	70	14/05/06	192.1	106.1	1773.36	703.6	267.35	0.97	2.93	209	527	150	
EN-MG - wopt+2% P5-s_m/s	100	15/05/06	192.0	102.7	1830.66	626.9	299.86	0.97	2.93	263	663	176	
EN-MG - wopt+2% P5-s_m/s	150	16/05/06	187.4	101.5	1805.79	584.6	313.64	0.97	2.93	288	725	269	
EN-MG - wopt-2% P6-s_m/s		02/06/06	192.2	165.4	1137.61								3.1
EN-MG - wopt-2% P6-s_m/s		02/06/06	192.2	163.6	1150.27								
EN-MG - wopt-2% P6-s_m/s	30	03/06/06	193.5	159.3	1189.47	917.9	206.43	0.96	2.93	125	314	102	
EN-MG - wopt-2% P6-s_m/s	70	04/06/06	193.4	159.3	1188.71	764.3	247.75	0.96	2.93	180	452	131	
EN-MG - wopt-2% P6-s_m/s	100	05/06/06	193.2	156.4	1209.49	689.9	274.26	0.96	2.93	220	554	154	
EN-MG - wopt-2% P6-s_m/s	150	06/06/06	191.6	144.6	1297.15	607.1	309.02	0.96	2.93	279	704	193	

G_{BE} (MPa) = Módulo de distorção - bender elements

E_{BE} (MPa) = Módulo de deformabilidade - bender elements

ν = Coeficiente de Poisson

E_{TRX} (MPa) = Módulo de deformabilidade dos ensaios triaxiais

5 CONCLUSÕES

5.1 Sobre o Programa Experimental Desenvolvido

A dissertação desenvolvida ao longo dos cinco capítulos, revela-se interessante como partida para a investigação no domínio dos solos evolutivos e colapsíveis, em particular de solos não saturados em Moçambique. O trabalho experimental realizado permitiu adquirir conhecimentos significativos em relação a alguns comportamentos de dois solos tropicais, típicos da zona Sul de Moçambique, nomeadamente sobre as relações tensão-deformação e o comportamento em relação à sucção.

A utilização destes materiais para aterros de pavimentos deve ser feita depois de uma boa caracterização mecânica dos mesmos. Esses dados são adquiridos com práticas de ensaios específicos, como os que foram utilizados nesta dissertação, ou outras, que proporcionem um conhecimento seguro sobre os materiais. O programa experimental desenvolvido permitiu ao autor não só ter a noção do comportamento dos solos ensaiados, como também permitiu adquirir conhecimentos muito importantes no domínio dos processos laboratoriais que o definem, constituindo uma mais valia no seu trabalho profissional futuro.

No que se refere aos resultados dos ensaios, foi possível observar o que a seguir se expõe:

Os solos ensaiados são, de facto, evolutivos, sobretudo quando simuladas as condições de variações sazonais. Essas características evolutivas são notáveis, sobretudo na simulação de ciclos de molhagem e secagem dos solos, pois provetes compactados nas mesmas condições, apresentam respostas mecânicas distintas em função de terem ou não sido sujeitos a ciclos de molhagem e secagem.

Na amostra EN-206, geralmente os valores dos módulos em termos absolutos aumentam significativamente quando sujeitos aos ciclos higrométricos, o que indicia um aumento de rigidez. Este facto parece demonstrar que o efeito das estações sazonais é benéfico para este tipo de solos. Salienta-se contudo, que um sistema de drenagem adequado é indispensável para um bom comportamento de aterros construídos com estes solos, nomeadamente porque os factores podem condicionar o seu comportamento mecânico. No Quadro 5.1 e Figura 5.1 pode-se observar a

diferença dos valores absolutos dos módulos após ensaio triaxial desta amostra, sem e com ciclos higrométricos.

Quadro 5.1: Módulos de Deformabilidade (em MPa) sem e com ciclos higrométricos, EN-206

Todos Provetes	Sem ciclos de molhagem-secagem			Com ciclos de molhagem-secagem		
	E ₃₀	$\sigma'_{\text{c}} = 30$		σ'_{v} kPa		
		$w_{\text{opt}}-2\%$	166.04	55.32		
		w_{opt}	221.58	60.73		
		$w_{\text{opt}}+2\%$	136.19	46.58		
	E ₇₀	$\sigma'_{\text{c}} = 70$		σ'_{v} kPa		
		$w_{\text{opt}}-2\%$	262.40	112.31		
		w_{opt}	329.31	118.02		
		$w_{\text{opt}}+2\%$	196.17	94.78		
	E ₁₀₀	$\sigma'_{\text{c}} = 100$		σ'_{v} kPa		
		$w_{\text{opt}}-2\%$	333.51	154.14		
		w_{opt}	381.71	163.85		
		$w_{\text{opt}}+2\%$	264.89	133.16		
	E ₁₅₀	$\sigma'_{\text{c}} = 150$		σ'_{v} kPa		
$w_{\text{opt}}-2\%$		386.80	242.11			
w_{opt}		477.82	231.81			
$w_{\text{opt}}+2\%$		297.89	196.76			

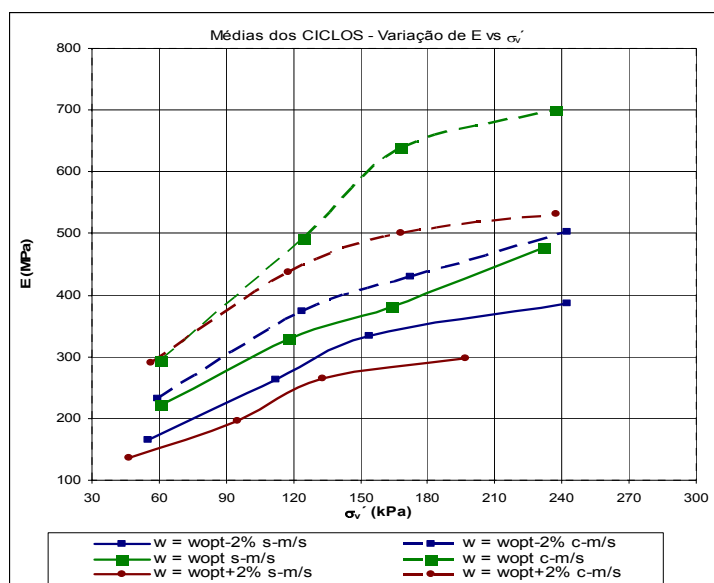


Figura 5.1: Gráfico da evolução dos módulos de deformabilidade entre os ciclos higrométricos (EN-206).

A avaliação dos gráficos acima, permite concluir que em todos os casos, embora nuns mais do que noutros, o módulo de deformabilidade aumenta significativamente quando se realiza um ciclo de molhagem e secagem, tendo o solo evoluído positivamente em termos de resistência mecânica.

Na amostra EN-MG o comportamento já é diferente, pois a evolução do solo é no sentido oposto ao da amostra EN-206. Nota-se uma redução, embora ligeira, do módulo de deformabilidade não normalizado em termos absolutos. Como foi visto no Capítulo 3 quando se abordou o processo de molhagem-secagem, os provetes desta amostra apresentam expansão durante o processo higrométrico, o que provavelmente implica a alteração da estrutura do solo, conseguindo uma nova disposição mais desfavorável das partículas de solo devido a existência de micro fissuras causadas pelo processo. A capacidade de adsorção deste tipo de solos pode causar um efeito de enfraquecimento das ligações interparticulares, pois a presença de água em redor das partículas finas de grande superfície específica, sendo por isso mais fácil ocorrer alguma lubrificação que conduza a micro-colapsos. No Quadro 5.2 e Figura 5.2, estão apresentados os valores dos módulos de deformabilidade antes e após a passagem por ciclos de molhagem-secagem.

Quadro 5.2: Módulos de Deformabilidade (em MPa) sem e com ciclos higrométricos, EN-MG

Todos Provetes	Sem ciclos de molhagem-secagem			Com ciclos de molhagem-secagem		
	E ₃₀	$\sigma'_c = 30$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 30$	
		$w_{opt}-2\%$	102.38		$w_{opt}-2\%$	91.244
		w_{opt}	93.243		w_{opt}	101.9
		$w_{opt}+2\%$	123.76		$w_{opt}+2\%$	109.48
	E ₇₀	$\sigma'_c = 70$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 70$	
		$w_{opt}-2\%$	130.95		$w_{opt}-2\%$	116.18
		w_{opt}	136.28		w_{opt}	184.8
		$w_{opt}+2\%$	149.54		$w_{opt}+2\%$	148.19
	E ₁₀₀	$\sigma'_c = 100$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 100$	
		$w_{opt}-2\%$	153.93		$w_{opt}-2\%$	128.77
		w_{opt}	175.53		w_{opt}	209.61
		$w_{opt}+2\%$	175.56		$w_{opt}+2\%$	186.7
	E ₁₅₀	$\sigma'_c = 150$		σ'_v kPa	$\sigma'_c = 150$	
		$w_{opt}-2\%$	192.61		$w_{opt}-2\%$	180.52
		w_{opt}	220.68		w_{opt}	263.39
		$w_{opt}+2\%$	269.1		$w_{opt}+2\%$	231.49

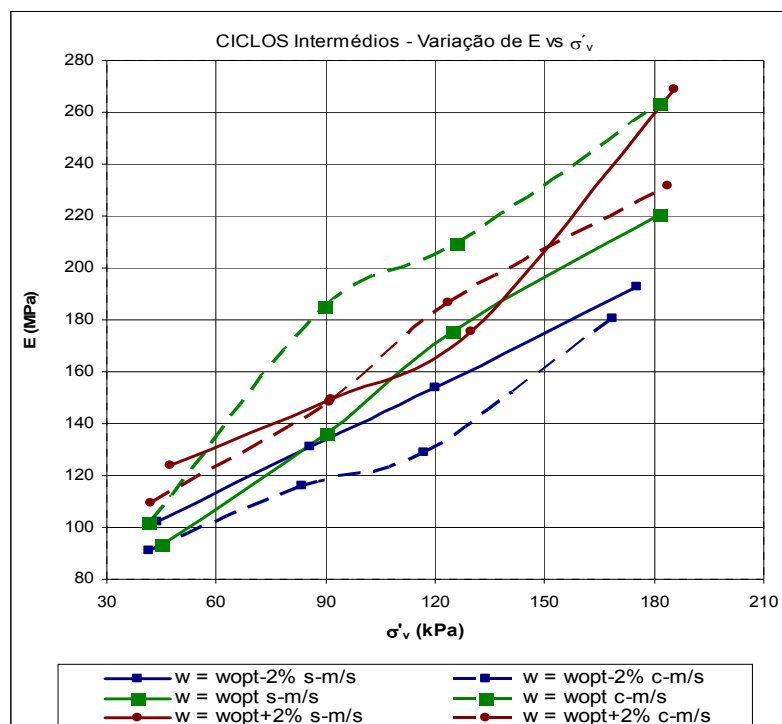


Figura 5.2: Gráfico da evolução dos módulos de deformabilidade entre os ciclos higrométricos (EN-MG).

Nota-se claramente pela Figura 5.2, que geralmente os valores dos módulos de deformabilidade dos pontos de moldagem correspondentes a -2% e $+2\%$ do teor em água diminuem com a submissão do provete a ciclos higrométricos, mas no ponto ótimo, há um ligeiro aumento. Isto leva a concluir que para solos desta natureza, tendo em conta os efeitos sazonais e climáticos, convém compactar no ponto ótimo, pois a variação que eventualmente ocorra no tempo é favorável, comparativamente a compactação noutros pontos.

Esta apreciação da avaliação dos módulos de deformabilidade em termos absolutos reflecte-se, de forma semelhante, no parâmetro K determinado com base nas funções de índice de vazios para cada condição de moldagem dos provetes. É claro, que devido à uniformização do parâmetro n , que de facto são muito próximos de 0,5, tanto para uma como para outra amostra, os valores K podem não parecer seguir a mesma tendência, mas é perceptível que tal seja devido ao tipo de função utilizada (exponencial). Essas apreciações podem ser resumidas, para fácil percepção, no Quadro 5.3 (amostra EN-206) e Quadro 5.4 (amostra EN-MG), para cada função de índice de vazios considerada.

Quadro 5.3: Constantes de rigidez K para diferentes condições (EN-206)

Provete	<i>K para $n = 0,5$</i>		
	$w_{opt} - 2\%$	w_{opt}	$w_{opt} + 2\%$
	$F(e)_1 = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$		
Sem molhagem-secagem	3.76	5.04	3.51
Com molhagem-secagem	5.61	4.75	11.67
	$F(e)_2 = \frac{1}{0,3 + 0,7 \times e^2}$		
Sem molhagem-secagem	6.61	8.54	6.08
Com molhagem-secagem	10.06	7.83	20.94
	$F(e)_3 = e^{-x}$		
Sem molhagem-secagem	4.66	5.48	4.06
Com molhagem-secagem	7.44	5.18	15.23

Pode-se concluir ainda que para as três funções analisadas para esta amostra (EN-206), o processo higrométrico só tem influência significativa se a moldagem não for ótima, podendo então afirmar-se, que se o solo for bem compactado, ou seja no seu peso específico máximo, as variações sazonais traduzidas pela variação da humidade e temperatura, pouca influência terão no desempenho do leito do pavimento. É evidente que uma drenagem adequada deve estar associada ao leito em referência. O mesmo já não se pode dizer para os pontos compactados com outros teores em água, ou seja, diferentes do ponto ótimo.

Quadro 5.4: Constantes de rigidez K para diferentes condições (EN-MG)

Provete	<i>K para $n = 0,5$</i>		
	$w_{opt} - 2\%$	w_{opt}	$w_{opt} + 2\%$
	$F(e)_1 = \frac{(2,17 - e)^2}{1 + e}$		
Sem molhagem-secagem	4.26	1.96	3.51
Com molhagem-secagem	3.51	2.18	3.72
	$F(e)_2 = \frac{1}{0,3 + 0,7 \times e^2}$		
Sem molhagem-secagem	7.97	3.61	6.82
Com molhagem-secagem	7.06	3.82	7,01
	$F(e)_3 = e^{-x}$		
Sem molhagem-secagem	6,27	2,77	5,67
Com molhagem-secagem	6,48	10,14	5,82

Já no que se refere à amostra com mais finos (EN-MG), constata-se pelos resultados de avaliação do parâmetro K , que o ponto compactado com o teor em água ótimo, apesar dessa condição, é aquele que menor rigidez normalizada apresenta, o que pode ser explicado pelo facto de no ensaio, nessa condição, os valores dos módulos de deformabilidade serem relativamente inferiores aos módulos das outras duas condições (-2% e +2% do teor em água). Este facto é influenciado pelos baixos valores de índice de vazios nos provetes compactados no ponto ótimo, sujeitos ou não aos ciclos higrométricos. Tal não significa que, em termos de módulo de deformabilidade final, o ponto ótimo seja mais desfavorável, antes pelo contrário, pois, devido ao valor mais elevado da tensão vertical efectiva a incluir na expressão de Janbu para o ponto ótimo (que é geralmente superior em relação ao correspondente valor para os pontos com -2% e +2% do teor em água), o valor final do módulo de deformabilidade aumenta.

Uma questão muito pertinente neste estudo, prende-se com a definição mais apropriada para a função de índice de vazios. É inquestionável que a melhor forma de a estabelecer é através de ensaios laboratoriais. Mas, dadas as dificuldades apresentadas para a realização do mesmo, utilizaram-se as três funções teóricas divulgadas em documentos da especialidade com vista a

verificar a resposta dos solos para as funções. Na Figura 5.3 foi feita uma avaliação comparativa dessas funções com valores de índices de vazios numa gama relativamente grande, e os resultados mostram grande aproximação de comportamento para todas as funções para valores de e superiores a 0,75. Há ainda uma aproximação entre $F(e)_1$ e $F(e)_2$, para valores mais baixos de e , e um grande afastamento da função $F(e)_3$. Este afastamento explica alguma inconsistência das dependências relativas, deduzidas entre as duas primeiras funções e esta última, o que de sobremaneira, explica a necessidade de verificação de qual a mais ajustada a estes dois solos específicos.

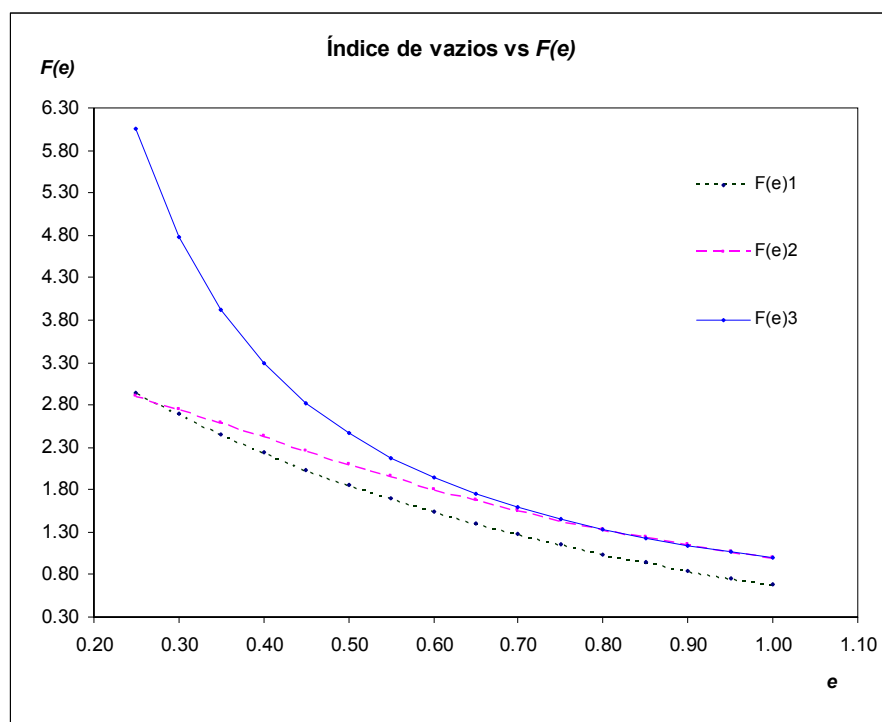


Figura 5.3: Comparação das três funções de índice de vazios.

Do ponto de vista da normalização, estes factos constatados têm implicações significativas nos valores finais dos módulos de deformabilidade, pois, dependendo da gama de índices de vazios, registados, os valores dos módulos normalizados tendem a crescer muito ou pouco. Para a gama de valores observados nos ensaios realizados sob as amostras desta dissertação (entre 0,31-0,39 para EN-206) e (0,36-0,47 para EN-MG), as funções $F(e)_1$ e $F(e)_2$ dão valores mais próximos, mas menos conservativos quando comparados com $F(e)_3$. Portanto, a decisão sobre a função teórica a

considerar como mais ajustada, deve depender da variação da gama de índice de vazios, assim como do tipo de solo. Foi visto que a variação de e é mais significativa na amostra EN-206, do que na EN-MG.

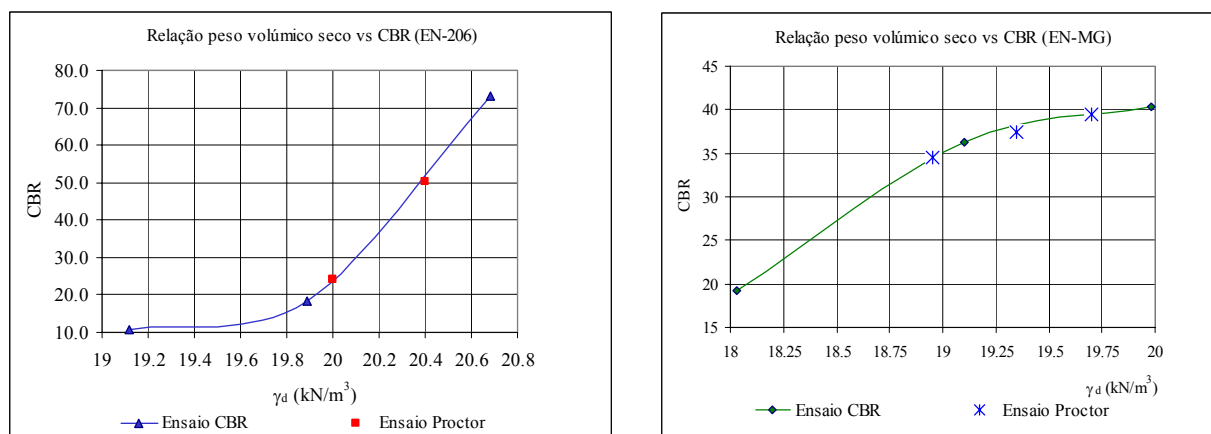
Em relação à avaliação do módulo de deformabilidade tendo em conta os valores do CBR, foi visto que a relação M_R/CBR pode ser melhor indicador do comportamento do solo. Na perspectiva de uma análise comparativa dos valores dos módulos de resiliência com os módulos de deformabilidade, fez-se uma relação entre o módulo resiliente e a tensão de confinamento para todos os provetes ensaiados, enquadrando o resultado na Figura 2.7 antes apresentada. Verifica-se que o solo é do Grupo B (solos de comportamento intermédio). Apresenta-se no Quadro 5.5 os valores de γ_d vs CBR relativos aos dois solos (como é prática normativa), e no Quadro 5.6 com tradução gráfica na Figura 5.4, os valores do CBR correspondentes aos pontos de moldagem dos provetes preparados para o programa experimental ($w_{\text{opt}}-2\%$; w_{opt} e $w_{\text{opt}}+2\%$). Com base no último quadro, e voltando à relação entre M_R e CBR, pode-se integrar os valores dentro da gama sugerida e assim classificar o solo em conformidade (ver Figura 2.7). Ressalva-se que o valor de M_R neste caso é o correspondente ao módulo de deformabilidade absoluto do ensaio triaxial, ou seja, não normalizado, pois este exercício de correlação paramétrica já é referenciado ao peso volúmico correspondente, logo ao índice de vazios. Por exemplo, para módulos de deformabilidade correspondentes a uma tensão de consolidação mais baixa, de 30 kPa que se considera representativa por reproduzir tensões próximas das instaladas no molde CBR devido a carga das placas, no ponto óptimo, obtém-se pela expressão (2.3), M_R/CBR a variar entre 5,7 e 9,5. Esses valores, encontram-se dentro da gama de valores propostos por esta metodologia (entre 5,2 e 20,7) comprovando assim o sinal do comportamento médio de classificação da Figura 2.7. Esta tendência é verificada para toda gama de valores dos módulos de deformabilidade para todas as tensões de consolidação.

Quadro 5.5: Valores dos pesos volúmicos secos em função do CBR

Relação peso volúmico seco vs CBR (valores de ensaio CBR)				
Número de Pancadas	EN-206		EN-MG	
	γ_d (kN/m ³)	CBR	γ_d (kN/m ³)	CBR
12	19.12	10.6	18.03	19.2
25	19.89	18.5	19.1	36.3
55	20.68	73.0	19.98	40.4

Quadro 5.6: Valores dos pesos volúmicos secos em função do CBR

Relação peso volúmico seco vs CBR (valores ensaio Proctor)				
Teor em água	EN-206		EN-MG	
	γ_d (kN/m ³)	CBR	γ_d (kN/m ³)	CBR
$w_{opt}-2\%$	20	24.0	19.35	37.5
w_{opt}	20.4	50.2	19.7	39.5
$w_{opt}+2\%$	20	24.0	18.95	34.5

Figura 5.4: Curvas de relações γ_d vs CBR para as duas amostras (para os ensaios CBR e Proctor).

Relativamente à sucção, que é de grande interesse nos solos tropicais pelo que se relatou no Capítulo 2, importa referir que ela não é aqui avaliada directamente, pois os ensaios realizados permitiram apenas verificar comportamentos dos solos moldados nas mesmas condições, mas ensaiados em equipamentos diferentes. Há que reconhecer que, não sendo medida a sucção dos provetes na câmara triaxial durante o ensaio, não se pode garantir que a sucção imposta aos provetes no extractor segue a mesma trajectória que seguiria um provete na câmara triaxial. No entanto, tem-se uma ideia importante sobre os níveis de sucção destes solos, sendo por isso possível avaliar com base em métodos apropriados, os níveis de aumento dos parâmetros de rigidez e de resistência quando sujeitos a elevadas sucções, pois sabe-se que a sucção pode ser um elemento de aumento das propriedades mecânicas dos solos (aumento dos módulos de deformabilidade, da coesão aparente e ângulo de atrito – ver Figura 2.15).

Na figura em referência, considerando que os ângulos ϕ' e ϕ^b não variam com o acréscimo de sucção, a superfície tangente aos círculos de Mohr na rotura define um plano (ver Figura 2.15). Há evidências experimentais que mostram que ϕ^b diminui com o aumento da sucção Escário e Sáez (1986), Abramento e Pinto (1993), Rohm e Vilar (1995). Alguns autores observaram que o valor de ϕ' também pode variar em função da sucção Escário e Sáez (1986), Escário e Jucá (1989), Rohm e Vilar (1995).

É importante referir que a medição de sucção deve ser feita quando alcançado o tempo de equilíbrio da amostra (Medina e Motta, 2005). Este valor deve ser estudado caso a caso, pois alguns solos atingem-no mais rapidamente do que os outros, e a medição do teor em água sem que o equilíbrio seja atingido, falseia o resultado. Também foi verificado que a compactação dinâmica e estática produzem curvas de sucção semelhantes e a tendência das curvas das três condições de moldagem é mesma.

Outros ensaios realizados no âmbito desta dissertação permitiram um melhor conhecimento sobre os solos em causa, particularmente sobre a compressibilidade unidimensional.

O complemento de controlo de saturação e avaliação do módulo de deformabilidade dinâmico, através de utilização de ondas sísmicas, revelou-se de grande importância, permitindo um campo de exploração futuro do ponto de vista do autor, muito promissor, uma vez que eles são relativamente rápidos e simples de implementar, apesar de envolverem e exigirem conhecimentos teóricos de grande nível. Com uma boa aplicação desses métodos sísmicos, será possível fazer-se uma correlação entre os seus resultados com os dos ensaios clássicos (mais morosos), permitindo uma rápida avaliação de parâmetros indispensáveis aos projectos, evitando-se de certa maneira os logística e temporalmente onerosos ensaios, hoje em dia considerados por muitos praticamente “insubstituíveis”.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

O autor julga ser de grande interesse a continuação de estudos de características destes solos no que diz respeito à rigidez e à resistência tendo em conta a sucção e os efeitos temporais (número de ciclos e inerente fadiga). A observação de pavimentos pode dar um contributo significativo no conhecimento sobre os comportamentos manifestados pelos materiais aí aplicados.

Relativamente aos ensaios, será interessante desenvolver-se um programa experimental no qual sejam realizados ensaios triaxiais cíclicos com medição directa da sucção e determinação dos módulos de deformabilidade e resiliente, com vista à comparação e ao estabelecimento de relações entre estes ensaios, e os estáticos em pequenos ciclos, como os que foram realizados. As correlações entre módulos e os valores do CBR podem produzir dados de referência importantes, a partir dos quais, o engenheiro da área de pavimentos rapidamente possa desenvolver uma solução, ainda que em fase de ante-projecto. É obvio que, para se alcançar os objectivos de estudos desta natureza, são necessários meios técnicos e avultados valores financeiros, um investimento significativo na formação, que devem constituir uma mais valia segura ao longo do tempo.

Teria um grande interesse também, controlar a humidade relativa dentro do extractor, pois o ideal é que a humidade no interior do extractor seja igual à da placa porosa de modo que não haja diferenças entre o ambiente interno e os provetes. A outra questão importante, é o controlo da histerese, pois pelos equipamentos disponíveis para este trabalho não foi possível simular molhagem e secagem no extractor uma vez que este só desenvolve a expulsão de ar, não permitindo a entrada de água para a saturação da placa porosa.

O estabelecimento de uma base de dados de Moçambique sobre as características gerais dos solos possíveis de serem usados como materiais para aterros e leitos de pavimentos, pode ajudar o estabelecimento de programas de investigação mais facilitados por esta prévia informação agora posta disponível.

Há que apostar fortemente na aquisição de equipamentos de ensaios e capacitação de quadros para melhor desempenho das suas funções.

Um aspecto que parece interessante é o da cooperação, há grandes desenvolvimentos em alguns países na pesquisa de solos tropicais para vários fins, particularmente no Brasil e na África de Sul, onde têm sido feitos investimentos significativos. E tendo em conta a localização de Moçambique, sensivelmente com condições muito similares àqueles países, a cooperação internacional seria de certeza muito proveitosa.

No final deste trabalho, convém referir que as duas estradas estudadas nesta dissertação, estão em pleno funcionamento e foram reclassificadas. A que neste trabalho foi identificada como EN-206 passou a se chamar N220 e é uma estrada secundária, enquanto que a EN-MG passou a ser N2, sendo esta classificada como estrada principal. A Figura 5.5 mostra a estrada EN-206 na fase de construção e após construção, já em serviço.



Figura 5.5: Aspecto da estrada EN-206 durante e após a construção.

Uma nota conclusiva que não deixaria de salientar, é a necessidade de se desenvolverem projectos amigos do ambiente. Se observarmos as consequências da falta de projectos ambientais nas zonas de empréstimo (ver Figura 5.6), facilmente concluimos que em breve, sérias consequências desagradáveis virão até nós, pois as escavações são abandonadas sem mínimas condições de segurança, e criando um ambiente propício para a degradação do ambiente, através de deslizamentos de terras, erosões, etc. Há que explorar o solo, projectando também a sua recuperação e gestão dos recursos naturais!

Nós não herdamos esta terra dos nossos pais, mas pedimo-la emprestada às nossas crianças!



Figura 5.6: Câmaras de empréstimo distintas abandonadas depois de exploradas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (1993). “*AASHTO guide for design of pavement structures*”. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA.
- AASHTO T 224 (1986). “*Correction for coarse particles in the soil compaction test*”. Standard Specifications for Transportation Material and Methods of Sampling and Testing. American Association of State Highway and Transport Officials.
- Aitchison, G. D. (1964). “*Engineering Concepts of Moisture Equilibrium and Moisture Changes in Soil*”. *Statement Review – Moisture Equilibrium and Moisture changes in Soils Beneath Covered Areas*, Butterworths, 7-21, Australia.
- Alonso, E. E. (1993). “*Constitutive modelling of unsaturated soils*”. Civil Engineering European Courses, Barcelona, Spain, 86 p.
- Alonso, E. E., GENS, A. and Hight, D. W. (1987). “*Special problem soils*”. General report. Proc. 9th European Conf. Soil Mech. Engng. Dublin, No. 3, pp. 1087- 1146.
- Alonso, E. E., Gens, A. and Josa, A. (1990). “*A constitutive model for partially saturated soils*”. *Geotechnique*, V 40, No. 3, pp. 405-430.
- Balmacedo, A. R. (1991). “*Suelos Compactados – Un Estudio Teórico Y Experimental*”. Tesis Doctoral. Barcelona, Espanha.
- Barbosa, L. F. R. F. (1984). “*O dimensionamento de Pavimentos Flexíveis, de Estradas e de Aeródromos e dos seus Reforços*”. Tese de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.
- Barradas, L. (1962). “*Esboço Aerológico do Sul de Moçambique – II Plano de Fomento*”. Moçambique.
- Barros, J.M.C. (1997). “*Módulo de Distorção Dinâmico de Solos Tropicais*”. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Beneveli, Rodrigo Marques (2002). “*Estudo dos Efeitos de Umedecimento e Secagem na Resistência ao Cisalhamento de um Solo Compactado em Laboratório*”. Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil: Geotecnia, Rio de Janeiro, Brasil.

- Bishop, A. W. and Henkel, D. J. (1962). "*The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*". Imperial college of Science and Technology, London, U. K.
- Black, D. K.; Lee, K. L. (1973). "*Saturating laboratory samples by back pressures*". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 99, No. SM1, 75-93.
- Blight, G. E. (1964). "*The effect of non-uniform pore pressures on laboratory measurements of the shear strength of Soils*". Symposium on Laboratory Testing of Soils, pp 173-184. ASTM Special Technical Publication No. 361. American Society of Testing Materials, Philadelphia, USA.
- Blight, G. E. (1967). "*Effective stress evaluation for unsaturated soils*". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings ASCE, No SM2, Vol. 93, pp. 125-148.
- Bonnot, J. e de Boissoudy, A. B. (1983). "*La mécanique des chaussées: son évolution, ses préoccupations actuelles*". Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 125, pp. 37-51.
- Boyce, J. R. (1980) "*A non-linear model for elastic behaviour of granular materials under repeated loading*". Int. Symp. on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, UK, Jan, pp. 280-294.
- Branco, F. E. F. (1996). "*A evolução dos métodos de dimensionamento*". Curso de Conceção, Projecto, Construção e Conservação de Estradas, Módulo 2, Pavimentação, 1ª Parte, IST, Lisboa.
- Brignoli, E. G. M., Gotti, M. and Stokoe, K. H. (1996). "*Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric transducers*". ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 19, No 4, pp. 384-397.
- Brown, S. F., and Pappin, J. W. (1982). "*Use of a pavement test facility for the evaluation of analytical design methods*". Proceedings of the 5th International Conference on Asphalt Pavements, The Delft University of Technology, The Netherlands, Volume I, pp. 209-220.
- Brown, S. F., Tam, W., and Brunton, J. (1986). "*Development of an analytical method for the structural evaluation of pavements*". Proceedings of the 2nd International. Conference on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Plymouth, UK, pp. 267- 276.

- Caputo, H. P. (1981). *“Mecânica dos Solos e suas Aplicações”*. Ed. Livros técnicos e científicos S.A, Vols. 1, 2 e 3. Rio de Janeiro.
- Chembeze, S., Vieira Faria, N. C., e Viana da Fonseca, A. (2005). *“A relevância do ensaio triaxial cíclico no estudo de deformabilidade de camadas de leito do pavimento: Um estudo em solos residuais do granito”*. Artigo para o 4º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, Porto.
- Coleman, J. D. (1962) *“Stress strain relations for partly saturated soil”*. Geotechnique. V 12, No. 4, pp 348-350.
- COST 337, Task 4 Final Report (1999). *“Pan-European Co-ordination of National Testing Activities”*, ed. Dawson, A. R., Univ. Nottingham, School of Civil Eng., Report PGR99016.
- Costa, Y. D. L. J. (1999). *“Estudo do comportamento de solo não saturado através de provas de carga em placa”*. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Carlos como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Geotecnia. São Carlos, Brasil.
- Croney, D. (1952a), *“The movement and distribution of water in soils”*. *Géotechnique*, 3 (1), 1-16.
- Croney, D., Coleman, J. D. and Bridge, P. M., (1952b). *“The suction of moisture held in soil and other porous materials”*. *Tech Paper Road Research Board*, 24, London.
- Das, B. M. (1990). *“Principles of Foundation Engineering”* 2nd ed., pp. 161. PWS-Kent Publishing Co., Boston.
- Dawson, A. R., Correia, A. G., Jouve, P., Paute, J-L. and Galjaard, PJ. (1994). *“Modelling resilient and permanent deflections in granular and soil pavement layers”*, Proc. 4th Int. Conf. Bearing Capacity of Roads & Airfields, Minneapolis, Vol. 2, pp. 847-861.
- Dawson, A. R., Mundy, M. J. and Huhtala, M. (2000). *“European research into granular material for pavement bases and sub-bases”*. Transportation Research Board, 79th Annual Meeting January, Washington D. C.
- De Campos, T. M. P., Delgado, C. W. C., Tibana, S., Aguilar, S. A. S. e Fonseca, E. C. (1982). *“Determinação da Curva Característica de Sucção em Laboratório”*. Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encostas, 3, 835-851, Rio de Janeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Delgado, A. K. C. (2002). "*Influência da Sucção no Comportamento de um Perfil de Solo Tropical compactado*". Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Brasília, Brasil.
- Desai, C. S. (2000). "*Mechanics of Materials and Interfaces: The disturbed State Concept*". Boca Raton, Florida: CRC Press.
- Draft TRH 14 (1996). "*Guidelines for Road Construction Materials*". Committee of State Road Authorities. South Africa.
- Draft TRH 20 (1990). "*The Structural Design, Construction and Maintenance of Unpaved Roads*". Committee of State Road Authorities. South Africa.
- Draft TRH 4 (1996). "*Structural Design of Flexible Pavements for Interurban and Rural Roads*". Technical Recommendations for Highways. Pretoria, South Africa.
- Escario, V. and Saez, J. (1987). "*Shear strength of soils under high suction values*". IX ECSMFE. Dublin.
- Escário, V. e Jucá, J. F. T. (1989). "*Strenght and deformation of partly saturated soils*". *Anais XII ICSMFE*, 43-46, Rio de Janeiro.
- Ferreira, C. M. F. (2003). "*Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos por Medição de Velocidades de Ondas Sísmicas "in situ" em Laboratório*". Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fioravante, V., Jamolkowski, M., Lo Prest, D. C. F. and Pedroni, S. (1998). "*Assessment of the coefficient of earth pressure at rest from shear wave velocity measurements*". *Géotechnique* 48, No. 5, 657-666.
- Fookes, P. G., Sweeney, M., Manby, C. N. D. and Martin, R. P. (1995). "*Geological and geotechnical engeneering aspects of low-cost roads in mountainous terrain*". *Engennering Geology*, 21 pp 1-152, Netherlands.
- Fredlund, D. G. (1979). "*Appropriate concepts and technology for unsaturated soils*". Second Canadian Geotechnical Coloquium. *Canadian Geotechnical Journal*, 16 (3), 521-531.
- Fredlund, D. G. e Morgenstern, N. R. (1977). "*Stress state variables for unsaturated soils*". *Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE*, 103 GT5, 447-466.

- Fredlund, D. G. e Rahardjo, H. (1993). *“Soil Mechanics for Unsaturated Soils”*. John Wiley e Sons, New York.
- Fredlund, D. G. e Xing, A. (1994). *“Equations for the soil-water characteristic curve”*. Canadian Geotechnical Journal, 31, 521-532.
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. and Widger, R. A. (1978). *“The shear strenght for unsaturated soils”*. Canadian Geotechnical Journal, 15 (3), 313-321.
- Gitirana Jr, G. F. N. (1999). *“Modelagem Numérica do Comportamento de Solos Não Saturados Considerando Modelos Elásticos e de Estados Críticos”*. Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre. Brasília, Brasil.
- Gomes Correia, A. (2004). *“Evaluation of mechanical properties of unbound granular materials for pavements and rail tracks”*. International Seminar on Geotechnics in Pavement and Railway Design and Construction, pp. 35-60.
- Gomes Correia, A., AnhDan, L. Q., Koseki, J and Tatsuoka F. (2001). *“Small strain stiffness under different isotropic and anisotropic stress conditions of two granular granite materials”*. Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials, Tatsuoka, Shibuya & Kuwano (eds), pp. 209-215. A. A. Balkema, Lisse.
- Gomes Correia, A., Hornych, P. and Akou, Y. (1999). *“Review of models and modelling of unbound granular materials”*, Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials, IST, Lisbon, Portugal.
- Gomes Correia, A., Marques F. (2002). *“Comportamento de um agregado granítico no domínio das pequenas deformações”*. Actas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 1, pag. 495-504, Lisboa.
- Gourley, C. S., Toole, T., Morosiuk, G. and Hine, J. L. (2001). *“Cost effective design for low volulme sealed roads in tropical and sub tropical countries”*. TRL Ltd, United Kindon.
- Gouveia, D. H. G e Azevedo, A. L. (1949). *“Característica e Distribuição dos Solos de Moçambique – I Carta Provisória dos Solos do Sul do Save, II Esboço Pedológico da Colónia de Moçambique”*. Moçambique.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Hardin, B. O. (1978). "*The nature of stress-strain behavior for soils*". Proc. Geotech. Div. Specialty Conf. on Earthquake Eng. and Soil Dynamics, ASCE, Pasadena, I, 3-90.
- Hardin, B. O. and Richart, F. E. Jr. (1963). "*Elastic wave velocities in granular soils*". Journal of Soil Mechanics and Foundations. Division, ASCE, vol. 89, No. SM1, pp. 33-65.
- Head, K. H. (1984). "*Manual of Soil Laboratory Testing*", Volume 3, ELE International Ltd, London.
- Hill, A. R. and Dawson A. R. (1998) "*Current activity on unbound granular materials research*", School of Civil Engineering, University of Nottingham, Report PGR98023, to COST 337 Management Committee, (available at [19]).
- Hillel, D. (1971). "*Soil and Water: Physical Principles and Processes*". Academic Press, New York.
- Improvement And Maintenance Of The Highway Network Management System (HNMS)- Inception Report (2005).
- Ismail, M., Ferreira, C. and Fahey, M. (2004). "*Influence of cement type on G_0 of a carbonate sand*". Submitted to the A. W. Skempton Memorial Conference, Royal Geographic Society, London.
- Iwasaki, T, Taksuoka, F. and Takagi, Y. (1978). "*Shear modulus of sands under cyclic torsional shear loading*". Soils and Foundations, JSSMFE, vol. 18, no.1, pp. 39.56.
- Jamiolkowski, M., Leroueil, S., and Lo Presti, D. C. F. (1991). "*Design parameters from theory to practice, Theme Lecture*". Proc. Geo-Coast '91, Yokohama, 2, 877-917.
- Janbu, N. (1963). "*Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests*". Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Wiesbaden, V1. pp 19-25.
- Jardine, R. J., Hight, D. W. (1987). "*The behaviour and analysis of embankments on soft ground, embankments on soft clays*". Athens, Public Works Research Centre, Pages: 159 – 244.
- Jennings, J. E. B. and Burland, J. B. (1962). "*Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils*". Geotechnique, Vol. 12, pp. 125-144.

- Jouve, P. (1996). “*Validation of the improved analytical approach for flexible pavements*”. Proceedings of the European Symposium Euroflex, ed. Gomes Correia, A., Balkema, Rotterdam, pp. 171-174.
- LabGeo (2003). “*Transdutores de Deformações Locais (LDTs). Estrutura e Funcionamento. Manual do equipamento desenvolvido para a medição precisa das deformações a níveis muito pequenos*”. Desenvolvido por A. Viana da Fonseca, Maria Bezerra e Cristiana Ferreira. FEUP.
- Ladd, C. C., Foote, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H. G. (1977). “*Stress-deformation and strength characteristics*”. In *Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, Tokyo, 2:421-494.
- Ladd, C. C. (1991). “*Stability evaluation during staged construction*”. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 117 (4), 540-615.
- Lambe, T. C. and Whitman, R. V. (1969). “*Soil Mechanics*”. John Wiley & Sons, New York.
- Lambrechts, J. R., and Leonards, G. A. (1978). “*Effects of stress history on deformation of sand*”. *Journal of Geotechnics Eng., ASCE*. 104 (GT11):1371–1387.
- LCPC/SETRA (1992) – “*Construção de Aterros e de Leitos de Pavimentos*”. (Fascículo I - Princípios Gerais).
- LCPC/SETRA (1992). – “*Construção de Aterros e de Leitos de Pavimentos*”. (Fascículo II - Anexos Técnicos).
- LCPC/SETRA (1994). “*Conception et dimensionnement des structures de chaussée*”. Guide Technique.
- Lee, H. C. and Wray, W. K. (1995). “*Techniques to Evaluate Soil Suction - A vital unsaturated soil water variable*”. Proceedings Unsaturated Soils, 2, 615-622, Paris.
- Leong, E. C., Rahardjo, H. and Cahyadi, J. (2004). “*Cyclic Triaxial Testing of Residual Soils*”. Geotechnics, *Civil Engineering Research*. No. RG7/99 – NTU.
- Lins, A. H. P. (1991). “*Resistência e Poro-Pressões Desenvolvidas em Um Solo Compactado Não Saturado em Laboratório*”. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE), Rio de Janeiro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- LNEC E 197 (1967). “*Solos. Ensaio de compactação*”. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E 198 (1967). “*Solos. Determinação do CBR*”. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC E 233 (1970). “*Agregados. Análise granulométrica*”. Especificação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Lo Presti, D. C. F., Pallara, O., and Puci, I. (1995). “*A modified commercial triaxial testing system for smallstrain measurements*”. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, Vol. 18 (1), 15-31.
- Marinho, F. A. M. (1997), “*Medição de sucção em solos*”, Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2, 373-397, Rio de Janeiro.
- Marinho, F. A. M. (2005). “*Os Solos Não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados*”. Texto apresentado à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para o Concurso de Livre-Docente na especialidade “Geomecânica” do Departamento de Estruturas e Fundações. São Paulo, Brasil.
- Marques, F. M. S. P. (2004). “*Uma Contribuição para a Caracterização do Comportamento Reversível de Misturas de Agregados*”. Dissertação para obtenção de Grau de Mestre em Georrecursos. IST, Lisboa.
- Matyas, E. L. and Radhakrishna, H. S. (1968). “*Volume change characteristics of partially saturated soils*”. *Geotechnique*. V 18, No. 4, pp. 432-448.
- Matyas, E. L. e Radhakrishna, H. S. (1968). “*Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils*”. *Géotechnique*, 18 (4), 432-448.
- Medina, J. e Motta, L. M. (2005). “*Mecânica dos Pavimentos*”. 2ª Edição, Rio de Janeiro, Brasil.
- Modaressi, A., Gomes Correia, A., Antão, A. Nunes, Fleureau, Jean-Marie. (2005). “*Uma abordagem à modelação de solos não saturados*”. 2^{as} Jornadas Luso-Espanholas de Geotecnia, Lisboa, Portugal.
- Motta, L. M. G. e Medina, J. (2006). “*Investigação e Desenvolvimento em Mecânica dos Pavimentos na COPPE – Brasil*”. Número 26, Engenharia Civil.

- Neves, J. M. C. das (2001). *“Contribuição para a Modelação do Comportamento Estrutural de Pavimentos Rodoviários Flexíveis”*. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil, IST, Lisboa.
- Ng, C. W. W., Pun, W. K. and Pang, R. P. L. (2000). *“Small strain stiffness of natural granitic saprolite in Hong Kong”* Journal of Geotechnical Engineering Vol. 126, No. 9, pp. 819-833.
- Nishimura, T., Fredlund, D. G. (2002). *“Hysteresis effects resulting from drying and wetting under relatively dry conditions”*. Proceeding of the Third International Conference on Unsaturated Soils. Vol.1, pp. 301-305. Recife, Brazil.
- Nogami, J.S., Villibor, D.F. (1981). *“Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias”*. Anais Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPPE/UFRJ, RJ, v.1, p. 30-41.
- Oliveira, O. M. e Marinho F.A. M. (2004) *“Aspectos da curva de retenção de água de um solo residual compactado”*. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, 1:279-287 São Carlos, Brasil.
- Oliveira, O. M., Marinho, F. A. M. (2003). *“Unsaturated shear strength behavior of a compacted residual soil”*. 2nd Asian Conference on Unsaturated Soils, pp. 237- 242, Japan.
- Oliveira, O. Martini de (2004). *“Estudo Sobre a Resistência ao Cisalhamento de um Solo Residual Compactado não Saturado”*. Tese apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, São Paulo, Brasil.
- Paute, J-L., Hornych, P. and Benaben, J. P. (1994). *“Comportement mécanique des graves non-traitées”*, Bull. de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 190, Paris, France.
- Pessoa, F. H. C. (2004). *“Análise dos Solos de Urucu para Fins de Uso Rodoviário”*. Dissertação de mestrado submetida ao Engenharia Civil da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre. Brasília, Brasil.
- Rohm, S. A., Vilar, O. M. (1995). *“Shear Strength of unsaturated sandy soil”*. Proceeding of the First International Conference on Unsaturated Soil. Vol. 1, pp. 189-193. Paris, France.
- Santos, J. A. (1999), *“Caracterização de Solos Através de Ensaio Dinâmicos e Cíclicos de Torção. Aplicação ao Estudo do Comportamento de Estacas sob Acções Horizontais Estáticas”*.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- e Dinâmicas*”. Dissertação submetida ao Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.
- Santos, J. A. and Gomes Correia, A. (2001). “*Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain an unique strain-dependent shear modulus curve for soil*”. XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Turkey.
- SATCC (1998). “*Standard Specifications for Road and Bridge Works*”. Prepared by the Division of Roads and Transport Technology, CSIR, South Africa.
- SATCC. (2003). “*The SADC Guideline on Low-volume Sealed Roads*”. Gaborone, Botswana.
- Scholey, G. K., Frost, J. D., Lo Presti, D. C. F., and Jamiolkowski, M. (1995). “*Instrumentation for measuring local strains during triaxial testing of small specimens*”. ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 18, No. 2, pp. 137-156
- SHELL (1978). “*Shell Pavement Design Manual – Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic*”. Shell International Petroleum Company Ltd., London, UK.
- SHELL (1985). “*Addendum to the Shell Pavement Design Manual – Asphalt Pavements and Overlays for Road Traffic*”. Shell International Petroleum Company Ltd., London, UK.
- South African Bureau of Standards (SABS), (ISO/TS 17892-9:2004)
- Tatsuoka, F., Lo Presti, D. C. F. and Kohata, Y. (1995b). “*Deformation characteristics of soils and soft rocks under monotonic and cyclic loads and their relationships*”. SOA Report, Proc. of the Third Int. Conf. on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St Louis (Prakash eds.), Vol.2, pp.851-879.
- Tatsuoka, F., Shibuya, S. and Kuwano R. (2001). “*Advanced Laboratory Stress-Strain Testing of Geomaterials*” Outcome of TC 29 (Technical Committee no. 29) of ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering) from 1994 to 2001, Netherlands.
- Terzaghi, K (1936). “*The shearing resistance of saturated soils*”. Proc. First Int. ConI: Soil Mech. Vol 1. pp. 54 -56.
- Terzaghi, K. (1943). “*Theoretical Soil Mechanics*”. John Wiley & Sons, New York.
- THE ASPHALT INSTITUTE (1982). “*Thickness Design-Asphalt Pavements for Highways and Street*”. (MS-1). 9th Edition, College Park, Maryland, USA.

- Theyse, H. L. (2002). *"Stiffness, strength, and performance of unbound aggregate material: application of south african hvs and laboratory results to california flexible pavements"*. Report produced under the auspices of the California Partnered Pavement Research Program. Pretoria, South Africa.
- Transport Research Laboratory (1988). *"A Guide to Road Project Appraisal"*. Overseas Road Note 5, TRL, Crowthorne.
- Transport Research Laboratory (1993). *"Overseas Road Note 31. A Guide to the Structural Design of Bitumen-Surfaced Roads in Tropical and sub-Tropical Climates"*. TRL, Crowthorne, Berkshire (4th edition).
- Vanapalli, S. K. (1994). *"Simple Procedures and their Interpretation in Evaluating the Shear Strength on Unsaturated Soil"*. PhD Thesis, University of Saskatchewan, Canada.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E. (1999). *"The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till"*. Geotechnique, Vol.49, No 2, pp. 143-159.
- Vanapalli, S. K., Fredlund, D. G., Pufahl, D. E., Clifton, A W. (1996). *"Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction"*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.33, pp.379-392.
- Vargas, M. (1997). *"Introdução à Mecânica dos Solos"*. McGraw-Hill do Brasil, São Paulo, Brasil.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *"Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critérios para Dimensionamento de Fundações Directas"*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Viana da Fonseca, A. e Ferreira, C. (2003). *"Bender elements como técnicas laboratoriais excelentes para avaliação de parâmetros geotécnicos referenciais"*.
- Viana da Fonseca, A., Matos Fernandes, M., Cardoso, A. S. *"Interpretation of a footing load test on a saprolitic soil from granite"*, GÉOTECHNIQUE, Agosto de 1997, Vol. 47, No.3, pp. 633-651. Thomas Telford, London. (ISSN: 0016-8505).
- Viana da Fonseca, A., Vieira de Sousa, J. F., Ferreira, C. (2003) *"Deriving stiffness parameters from "simple" in situ tests and relating them with reference values on saprolitic soils from*

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- granite*". 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, MIT, Cambridge, USA. Vol. 1, pp 321-328.
- 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.
- Vieira Faria, N. C. (2005). "*Módulo de Deformabilidade de Jabres Graníticos para Capas de Explanadas de Pavimentos: Sensibilidad de los Tipos e Premissas y Ensayos*". Tese de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP, Porto.
- Wibawa, B., Seng, B. H. and Kit N. Y. (2004) "*Impact stress on dry sand due to dynamic compaction*". Geotechnics, *Civil Engineering Research*. No. RG7/99 – NTU.

Porto e FEUP, 20 de Novembro de 2006



Saturnino Diogo Lopes Chembeze