Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
FEUP

Eduardo Manuel Cabrita Fortunato

Renovação de Plataformas Ferroviárias.

Estudos Relativos à Capacidade de Carga.

Dissertação elaborada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade do Porto no âmbito do protocolo de cooperação entre a FEUP e o LNEC.

Porto, 2005

Renovação de Plataformas Ferroviárias.
Estudos Relativos à Capacidade de Carga.

Resumo

Esta dissertação pretende ser um contributo para o desenvolvimento de uma metodologia de abordagem do problema da renovação de plataformas ferroviárias em serviço, em particular no que se refere aos estudos de avaliação da capacidade de carga e técnicas de reforço. A referida metodologia foi desenvolvida com o objectivo de apoiar os projectos de renovação das vias ferroviárias existentes em Portugal.

Os principais aspectos abordados são os mecanismos que contribuem para a degradação das vias férreas, a caracterização "in situ" das plataformas, as existentes e as que são renovadas, o comportamento mecânico dos materiais que as constituem (os existentes e os das camadas a colocar) e os procedimentos para a sua caracterização.

Procedeu-se à descrição dos elementos que constituem as vias férreas balastradas e do seu funcionamento, quando sujeitas às acções impostas pelos comboios. Apontam-se algumas das vantagens deste tipo de solução estrutural clássica, quando comparada com outras. Referem-se os principais mecanismos que contribuem para a deterioração do estado da via. Analisam-se os métodos que normalmente são utilizados no dimensionamento deste tipo de infra-estruturas de transporte.

Desenvolveu-se uma pesquisa no sentido de estabelecer os procedimentos mais adequados para a caracterização da subestrutura das vias férreas antigas e renovadas. A selecção desses métodos contemplou diversas variáveis, quer relacionadas com as características intrínsecas dos métodos, quer com as restrições relativas às obras onde foram utilizados.

Apresenta-se uma revisão bibliográfica que é o estado de arte do conhecimento do comportamento dos materiais granulares, semelhantes aos que normalmente constituem as camadas de apoio das vias férreas. Apresentam-se os modelos numéricos que têm vindo a ser utilizados para a representação desse comportamento.

A realização de um número elevado de ensaios sobre os materiais e as camadas que constituem a subestrutura antiga das vias férreas da Linha do Norte, permitiu a obtenção de um importante acervo de dados com os quais foi possível estabelecer algumas correlações entre diversas características físicas e de estado dos materiais e o módulo de

deformabilidade reversível, e entre este e a resistência à penetração medida pelo penetrómetro dinâmico ligeiro.

Desenvolveram-se estudos laboratoriais e num trecho experimental visando a aplicação do método do georadar para determinação da espessura das camadas de apoio da via férrea. Procedeu-se a uma campanha de ensaio num subtroço da Linha do Norte.

O desenvolvimento de um equipamento de carga triaxial cíclica de grandes dimensões (ϕ = 300 mm) permitiu a caracterização mecânica, em laboratório, do balastro contaminado e dos agregados britados de granulometria extensa que constituem as novas camadas da subestrutura da via férrea. Essa caracterização mostrou que alguns dos modelos constitutivos já validados por outros investigadores, para outros materiais, se adaptam bem ao comportamento dos materiais agora analisados.

A modelação física de subestruturas da via férrea em fossas de ensaios, onde se construíram provetes prismáticos de grandes dimensões (2,2×2,2×1,0 m^3 e 4,0×4,0×2,8 m^3), permitiu reproduzir, no essencial, as condições físico-mecânicas das subestruturas das vias férreas antigas e daquelas que são renovadas. Os ensaios realizados nestes modelos evidenciaram alguns aspectos importantes do comportamento destas subestruturas, nomeadamente no que se refere à sua deformabilidade e ao comportamento que exibiram quando sujeitas a ensaios de cargas repetidas.

A aplicação de diversos métodos não destrutivos na caracterização física e mecânica da subestrutura da via férrea, e a comparação dos resultados obtidos com cada um deles permitiu avaliar a potencialidade de cada um desses métodos, e estabelecer valores de referência do módulo de deformabilidade equivalente em diversas situações.

A modelação numérica da subestrutura da via férrea, através de um programa onde se implementaram os modelos constitutivos estabelecidos com base em ensaios laboratoriais, permitiu reproduzir os resultados dos ensaios realizados no modelo físico. A modelação numérica da via, contemplando a superestrutura e a subestrutura, permitiu avaliar a resposta em termos de tensões e deformações das camadas de apoio e da fundação, quando sujeitas às cargas impostas pelos comboios e à influência das condições climáticas.

Finalmente apresentam-se as conclusões mais relevantes dos estudos desenvolvidos e estabelecem-se linhas de desenvolvimento futuro no domínio da caracterização dos materiais granulares e das camadas da subestrutura das vias férreas.

Renewal of Railway Platforms.
Studies about Bearing Capacity.

Abstract

The main purpose of the present dissertation is to contribute to develop a methodology to approach the problem related with the renewal of railway platforms in operation, particularly as regards the assessment of the bearing capacity and reinforcement techniques. This methodology has been developed with the purpose of supporting the renewal projects of the Portuguese railway tracks system.

The main aspects approached are the following: the mechanisms that contribute to the deterioration of railway tracks; the "in situ" characterisation of platforms, both the existing ones and the ones that are subject to renewal works; the mechanical performance of materials (both the existing ones and the ones to be integrated in future layers); as well as the appropriate procedures for their characterisation.

A description is made of the components of the railway tracks and their performance, when subject to actions imposed by trains. Some advantages of the classical structural solution are indicated, when compared with other solutions. Mention is made of the main mechanisms that contribute to the deterioration of the track. Furthermore, the methods that are currently used in the design of this type of transportation infrastructures are analysed.

A research has been developed with a view to define the most appropriate procedures to characterise the sub-structure of both old and renewed railway tracks. The selection of these methods has comprised different variables, either related with the intrinsic characteristics of the methods or with restrictions referring to the works in which the latter have been used.

A bibliographic revision is presented, which is the state-of-the-art of the knowledge about the performance of granular materials similar to those that normally integrate the granular layers of railway tracks. The constitutive models that have been used to represent that type of performance are also presented.

The completion of a high number of tests on materials and on the layers that form the old sub-structure of the railway tracks of the North Line, has made it possible to obtain a significant collection of data. With that data, it has been possible to establish some

correlations between different physical characteristics, the characteristics of the state of the materials and the resilient modulus, as well as between the latter and the penetration resistance measured using the dynamic cone penetrometer.

Studies have been developed, both in laboratory and on an experimental section, with a view to apply the georadar method to determine the thickness of the layers of the railway track sub-structure. A test campaign was carried out on a sub-section of the North Line.

The development of a large scale cyclic triaxial load apparatus (ϕ = 300 mm) has permitted to carry out the mechanical characterization of fouled ballast (ballast contaminated with fine particles) and of well graded crushed aggregates, which form the new granular layers of the railway track sub-structure. That characterization has demonstrated that some of the constitutive models that were validated by other researchers, for other materials, are well adapted to the performance of the materials that are presently analysed.

The physical modelling of railway track sub-structures in test pits, where large prismatic test samples were built (2.2×2.2×1.0 m^3 e 4.0×4.0×2.8 m^3), has made it possible to basically represent the physical and mechanical conditions of the sub-structures of the old railway tracks and of the renewed tracks. The tests conducted on these models have shown a few important aspects of the performance of these sub-structures, namely as regards their deformability and their performance when subject to repeated load tests.

The application of several non-destructive methods for the physical and mechanical characterisation of the railway track sub-structure, and the comparison of the results obtained with each method, have allowed to assess the potential of each method and to define reference values of the equivalent modulus of deformability in different situations.

The numerical modelling of the railway track sub-structure, using software in which the constitutive models were implemented on the basis of laboratory tests, has made it possible to represent the results of the tests performed on the physical model. The numerical modelling of the track, integrating both the super-structure and the sub-structure, has permitted to assess the response in terms of stresses and deformations of the granular layers and of the foundation, when subject to the loads imposed by trains and to the influence of climate conditions.

Lastly, the most relevant conclusions of the studies developed are presented, and the future development lines, within the area of characterization of granular materials and sub-structure layers of railway tracks, are defined.

Rénovation des Plateformes ferroviaires. Etudes relatives à la portance.

Résumé

Cette dissertation vise à contribuer au développement d'une méthodologie d'analyse du problème de la rénovation des plateformes ferroviaires en opération, en ce qui concerne les études d'évaluation de la portance et les techniques de renforcement. Cette méthodologie a été développée pour soutenir les projets de rénovation des voies ferrées au Portugal.

Les aspects principaux abordés sont: les mécanismes qui contribuent à la détérioration des voies ferrées, la caractérisation « in situ » des plateformes, soit celles existantes soit celles qui sont renouvelées, la performance mécanique de leurs matériaux (ceux existants et ceux des couches à être appliquées), et les procédés utilisés pour leur caractérisation.

Ainsi, on a caractérisé les éléments qui constituent les voies ferrées et leur fonctionnement, quand soumises aux actions imposées par les trains. On indique quelques avantages de la solution structurale classique, par comparaison avec d'autres solutions. On mentionne les mécanismes principaux qui contribuent à la détérioration de l'état de la voie. On analyse les méthodes normalement utilisées pour le projet de ce type d'infrastructure de transport.

On a développé une recherche visant à établir les procédés les plus adéquats à la caractérisation de la substructure des voies ferrées anciennes et renouvelées. La sélection de ces méthodes a comporté plusieurs variables, soit liées aux caractéristiques intrinsèques des méthodes, soit liées aux restrictions relatives aux travaux où elles ont été utilisées.

On présente une révision bibliographique qui est l'état de l'art de la connaissance de la performance des matériaux granulaires, semblables à ceux qui normalement constituent les couches d'appui des voies ferrées. On présente les modèles numériques qui ont été utilisés pour représenter cette performance.

La réalisation d'un grand nombre d'essais sur les matériaux et les couches qui constituent la substructure ancienne des voies ferrées de la Ligne du Nord, a permis d'obtenir une collection de données importante avec laquelle il a été possible d'établir quelques corrélations entre les plusieurs caractéristiques physiques, l'état des matériaux et le module

réversible, et entre ce dernier et la résistance à la pénétration mesurée par le pénétromètre dynamique léger.

On a développé des études en laboratoire et sur un tronçon expérimental visant l'application de la méthode du géoradar pour déterminer l'épaisseur des couches d'appui de la voie ferrée. On a effectué une campagne d'essais sur un tronçon de la Ligne du Nord.

Le développement d'un appareil triaxial à chargements répétés ($\phi = 300$ mm) a permis d'effectuer la caractérisation mécanique du ballast contaminé et des graves non traitées, qui constituent les nouvelles couches de la substructure de la voie ferrée. Cette caractérisation a démontré que certains modèles constitutifs déjà validés par d'autres chercheurs, pour d'autres matériaux, s'adaptent bien au comportement des matériaux maintenant analysés.

La modélisation physique des substructures de la voie ferrée dans des fosses d'essai, où des éprouvettes prismatiques de grande taille (2,2×2,2×1,0 m^3 et 4,0×4,0×2,8 m^3) ont été construites, a permis de reproduire, dans l'essentiel, les conditions physiques et mécaniques des substructures des voies ferrées anciennes et de celles qui sont renouvelées. Les essais effectués sur ces modèles ont démontré quelques aspects importants du comportement de ces substructures, nommément en ce qui concerne leur déformabilité et leur performance quand soumises à des essais de chargements répétés.

L'application de plusieurs méthodes non-destructives pour la caractérisation physique et mécanique de la substructure de la voie ferrée, et la comparaison des résultats obtenus avec chacun d'entre eux, a permis d'évaluer le potentiel de chaque méthode et d'établir des valeurs de référence du module de déformation équivalente dans plusieurs situations.

La modélisation numérique de la substructure de la voie ferrée, moyennant un programme où l'on a implémenté les modèles constitutifs établis en ayant comme base des essais en laboratoire, a permis de reproduire les résultats des essais effectués sur le modèle physique. La modélisation numérique de la voie, tout en intégrant la superstructure et la substructure, a permis d'évaluer la réponse en termes de tensions et de déformations des couches d'assise et de la fondation, quand soumises aux charges imposées par les trains et à l'influence des conditions climatiques.

Finalement, les conclusions les plus importantes des études développées sont présentées et on définit les lignes de développement futur dans le domaine de la caractérisation des matériaux granulaires et des couches de la substructure des voies ferrées.

Palavras-chave

1. Via férrea
2. Renovação de plataformas ferroviárias
3. Capacidade de carga de plataformas ferroviárias
4. Fundações de vias férreas
5. Módulo de deformabilidade equivalente
6. Balastro contaminado
7. Triaxial cíclico de grandes dimensões
8. Agregado britado de granulometria extensa
9. Modelação numérica
10. Métodos das ondas sísmicas superficiais
11. Georadar
12. Ensaios de carga não destrutivos

Key-words

1. Railway track
2. Renewal of railway platforms
3. Bearing capacity of railway platforms
4. Foundations of railway tracks
5. Equivalent modulus of deformability
6. Fouled ballast
7. Large scale cyclic triaxial tests
8. Well graded crushed aggregate
9. Numerical modelling
10. Surface Wave Methods
11. Georadar
12. Non-destructive bearing tests

Agradecimentos

O presente trabalho de tese foi elaborado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), sob a orientação do Investigador Coordenador António Serrano Pinelo do LNEC e do Professor Catedrático Manuel de Matos Fernandes da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

A realização do trabalho só foi possível com os meios postos à disposição pela direcção do LNEC, a quem o autor deseja expressar o seu reconhecimento, na pessoa do seu Presidente.

O autor manifesta também o seu agradecimento à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, instituição que confere o grau, pelo apoio institucional prestado.

Agradeço ao Investigador Coordenador António Serrano Pinelo a sugestão deste tema de investigação, o interesse e a capacidade demostrados na orientação, e a disponibilidade permanente, que possibilitaram muitas horas de aprendizagem, e a reflexão sobre os assuntos nucleares do trabalho.

Agradeço ao Professor Catedrático Manuel de Matos Fernandes os ensinamentos e o despertar pelo gosto da Geotecnia, ainda nos bancos da Faculdade, e a disponibilidade para ser orientador deste trabalho.

Agradeço à Doutora Engenheira Laura Caldeira, Chefe do Núcleo de Barragens e Obras de Aterro (NBOA), pelo incentivo e pelos meios colocados à disposição durante o desenvolvimento do trabalho.

À REFER pela colaboração dos seus técnicos em muitas das actividades desenvolvidas e pela autorização para a publicação de resultados.

Uma palavra de apreço é devida aos investigadores do Centro de Instrumentação Científica do LNEC, em particular aos colegas Doutor Engenheiro Paulo Morais e Mestre Engenheiro Carlos Santos que foram fundamentais no desenvolvimento do sistema de carga triaxial cíclica, nas suas vertentes mecânica e electrónica, mostrando uma capacidade, disponibilidade e compreensão invulgares.

Agradeço em particular aos colegas:

Doutora Engenheira Marília Oliveira, pela disponibilidade e o interesse demonstrados, pelas horas de trabalho conjunto, e pelas importantes trocas de impressões, relativamente à aplicação do georadar nas vias férreas;

Doutor Engenheiro João Bilé Serra, pela disponibilidade e o interesse demonstrados em assumir em conjunto o desafio de começar a aplicar os métodos das ondas de superfície em obras geotécnicas, no âmbito da investigação desenvolvida pelo LNEC, e pelas importantes trocas de impressões relacionadas com aspectos fundamentais da propagação de ondas sísmicas;

Doutor Engenheiro João Marcelino, pela ajuda importante em alguns momentos, nomeadamente no que se refere aos primeiros trabalhos de modelação numérica no modelo bidimensional;

Doutor Geólogo Telmo Jeremias pelas trocas de impressões relativas ao enquadramento geológico-geotécnico de algumas das zonas onde se desenvolve a Linha do Norte;

Mestre Engenheiro Ricardo Resende, pela ajuda concedida no âmbito da modelação numérica tridimensional, nomeadamente, na criação de rotinas para implementar os modelos constitutivos e para analisar o resultados.

Aos técnicos do NBOA, em particular ao Técnico Especialista Joaquim Timóteo e ao Técnico Profissional Principal Rui Coelho, pela colaboração em todos os ensaios de laboratório e de campo, pelo acompanhamento nos momentos mais difíceis, pela disponibilidade inexcedível e, sobretudo, pelo empenho, dedicação e sentido crítico postos em todas as actividades.

Aos restantes colegas do LNEC e a todas as pessoas e entidades que, de alguma forma, contribuíram para a realização este trabalho.

As últimas palavras de agradecimento são, naturalmente, dedicadas à minha família, por tudo o que ao longo destes anos souberam dar:

- à Carmo, ao Diogo e à Mariana;
- aos meus pais e ao meu irmão.

Símbologia

O significado dos símbolos usados neste trabalho é explicitado ao longo do texto. No entanto, considera-se oportuno a apresentação dos mais importantes.

a – aceleração;
A_e – área útil da travessa;
A_{1c} – extensão axial permanente característica;
c – velocidade da luz;
C_r – compactação relativa;
C_u – coeficiente de uniformidade;
d – diâmetro da placa;
– distância percorrida;
D – parâmetro de dilatância;
– dimensão máxima das partículas;
D_c – curvatura;
D_P – parâmetro de dilatância na rotura;
D_r – densidade relativa;
e – índice de vazios;
e_b – espessura das camadas de apoio;
E – módulo de deformabilidade;
E_c – módulo de deformabilidade característico;
E_{OED} – módulo edométrico;
EV_i – módulo de deformabilidade equivalente obtido no ciclo i do ensaio de carga com placa;
E – módulo de deformabilidade reversível;
f – frequência;
F_I – índice de contaminação do balastro;
g – aceleração da gravidade;
G – módulo de distorção;
G_a – módulo de distorção para a tensão normal média de referência;
h – profundidade;

H – altura de queda de uma massa;

H_s – força lateral estática;

H_d – força lateral dinâmica;

I – momento de inércia;

– factor que depende da rigidez da placa;

I_C – índice de consistência;

I_P – índice de plasticidade;

I_1^{ε} – primeiro invariante de deformação;

I_{PDLi} – índice de penetração até à profundidade i;

J_2^{ε} – segundo invariante de deformação distorcional;

k – constante dieléctrica de um material;

– coeficiente de permeabilidade;

k_i – parâmetros característicos do material;

K – módulo de reacção;

– módulo de compressibilidade volumétrica;

– coeficiente de majoração da carga estática;

K_a – módulo de rigidez volumétrica para a tensão normal média de referência;

m – parâmetro característico do material;

M_e – deslocamento vertical a longo prazo, medido no topo do carril;

M – massa;

– peso do pilão;

M_s – massa suspensa;

M_{ns} – massa não suspensa;

M_R – módulo reversível;

n – porosidade;

– parâmetro característico do material;

N – número de ciclos de aplicação de carga;

– número de pancadas;

p – tensão normal média;

p_r – tensão normal média reversível;

p_a – tensão normal média de referência (pressão atmosférica≈100 kPa);

p_1 – tensão normal média inicial;

p_2 – tensão normal média final;

P – carga por eixo;

– tensão da travessa sobre o balastro;

– penetração do cone;

P_d – carga dinâmica devida à roda do comboio;

P_e – carga estática devida à roda do comboio;

P_f – força total;

q – tensão deviatórica;

q_r – tensão deviatórica reversível;

Q_0 – carga estática por roda;

Q_d – carga dinâmica por roda;

QS_i – índice i de qualidade do solo;

R – raio;

s – espaçamento entre travessas;

– deslocamento;

– distância percorrida pelas ondas electromagnéticas;

S – secção transversal da ponteira cónica do cone penetrómetro;

t – tempo;

T – período;

T_r – tráfego de referência;

u – módulo de via;

– deslocamento;

U – energia de deformação;

V – velocidade;

VAM – valor de azul de metileno;

V_R – velocidade das ondas de Rayleigh;

V_S – velocidade das ondas de corte;

w – teor em água;

w_0 – teor em água natural;

w_L – limite de liquidez;

w_{opt} – teor em água óptimo;

X – deslocamento;

y – deflexão;

Y_0 – deflexão máxima;

Z – deflexão do carril;

Símbologia Grega

β – parâmetro do material;

δ – deflexão;

Δ – incremento finito;

ε_N – extensão axial permanente depois de N ciclos de carga;

ε_a – extensão axial;

ε_q – extensão distorcional reversível;

ε_v – extensão volumétrica reversível;

ε_{PL} – extensão permanente acumulada entre os ciclos de carga 3000 e 5000;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ – extensões principais máxima, intermédia e mínima;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ – extensões principais reversíveis máxima, intermédia e mínima;

ε_1^p – extensão axial permanente acumulada após N ciclos de aplicação de carga;

ε_3^p – extensão radial permanente acumulada após N ciclos de aplicação de carga;

ε_1^{p*} – extensão axial permanente adicional para $N>100$;

ϕ – ângulo de atrito;

– diferença de fase;

γ – peso volúmico;

– parâmetro de anisotropia;

γ_d – peso volúmico seco;

γ_s – peso específico das partículas sólidas;

φ – peso das varas e batente do cone penetrómetro;

λ – factor de amortecimento;

– comprimento de onda;

ν – coeficiente de Poisson;

ν_c – coeficiente de Poisson característico;

θ – primeiro invariante de tensões, $\theta=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3=3p_{máx}$;

– desvio padrão da carga dinâmica;

ρ – densidade;

σ – tensão vertical;

σ_v – tensão normal ao plano de rotura;

σ_h – tensão horizontal;

σ_v – tensão vertical;

σ_1, σ_2, σ_3 – tensões principais máxima, intermédia e mínima;

σ_s – resistência à compressão do solo;

σ_{1r}, σ_{2r}, σ_{3r} – tensões principais reversíveis máxima, intermédia e mínima;

τ – tensão de corte;

ω – frequência angular;

ψ – ângulo de dilatância na rotura;

ξ – parâmetro característico do material;

SIGLAS

AASHO – American Association of State Highway Officials;

AASHTO – American Association of State Highway and Transport Officials;

AFNOR – Association Française de Normalisation;

AIPCR – Association Internationale Permanente des Congres de la Route (Association mondiale de la Route);

AREA – American Railway Engineering Association;

AREMA – American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association;

ASCE – American Society of Civil Engineers;

ASTM – American Society for Testing and Materials;

CBPC – Carl Bro Pavement Consultants;

CBR – Californian Bearing Ratio;

CEN – Comité Europeu de Normalização;

CETE – Centre d'Études Techniques de l'Équipement;

COST – Co-Operation in Science and Technology;

COST 324 – Long Term Performance of road pavements;

COST 337 – Unbound Granular Materials for Roads Pavements;

CFF – Chemins de Fer Fédéraux;

CSW – Continuous Surface Wave;

DG – Departamento de Geotecnia ;

DIP – Deflectómetro de impacto portátil;

DPI – Dynamic Penetrometer Index;

ECP – Ensaio de carga com placa;
ETC – European Technical Committee;
FLAC 3D – Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions;
FFT – Fast Fourier Transform;
FWD – Falling Weight Deflectometer;
GAGE – Índice de Qualidade da Bitola;
GEA – Grupo de Enrocamentos e Ambiente;
GDS – Global Digital Systems Ltd;
GPR – Ground Penetrating Radar;
GSSI – Geophysical Survey Systems, Inc.;
IIR – Infinite Impulse Response;
LA – Los Angeles;
LCPC – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées;
LINE – Índice de Qualidade do Alinhamento;
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
LNEC E – Especificação do LNEC;
LVDT – Linear Variable Differential Transformers;
MCSC – Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo;
NF – Norma Francesa;
NF – Núcleo de Fundações;
NP – Norma Portuguesa;
ORE – Office de Recherches et d'Essais de l'Union Internationale des Chemins de Fer;
PCL – Plastic Creep Limit
PDL – Penetrómetro dinâmico ligeiro;
PI – Penetrometer Index;
PSL – Plastic Shakedown Limit;
REFER – Rede Ferroviária Nacional;
SASW – Spectral Analysis of Surface Waves
SETRA – Services d'Études Techniques des Routes et Autoroutes;
SNCF – Société Nationale des Chemins de Fer Français;
SPT – Standard Penetration Testing;
SSG – Soil Stiffness Gauge;
SWM – Surface Wave Method

TAMP – Índice de Qualidade do Nivelamento;

TQI – Track Quality Index (Índice de Qualidade Global da via);

TRRL – Transport and Road Research Laboratory;

TRL – Transport Research Laboratory;

UIC – Union Internationale des Chemins de Fer ;

UNBAR – Unbound Aggregates in Roads

UK – United Kingdom;

USA – United States of America;

VA – Via Ascendente;

VD – Via Descendente;

VIV – Veículo de Inspecção da Via;

VSB – Via Sem Balastro;

Índice de texto

Página

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO 1

1.1 Enquadramento do trabalho 1
1.2 Objectivos do trabalho 7
1.3 Organização do trabalho 8

CAPÍTULO 2 A ESTRUTURA E O FUNCIONAMENTO DA VIA FÉRREA 11

2.1 Introdução 11
2.2 A via férrea balastrada 13
2.2.1 Carris 14
2.2.2 Elementos de ligação 16
2.2.3 Travessas 16
2.2.4 Balastro 18
2.2.5 Sub-balastro 26
2.3 Vias sem balastro 28
2.4 Vias de apoio misto 31
2.5 Fundação da via 32
2.6 Acções 35
2.6.1 Forças verticais 36
2.6.2 Forças laterais 39
2.6.3 Forças longitudinais 41
2.7 Qualidade e mecanismos de degradação da via 41
2.7.1 A qualidade da via 41
2.7.2 Comportamento da camada de balastro 45
2.7.3 Comportamento da Plataforma 50
2.8 Análise estrutural da via férrea balastrada 64
2.8.1 Considerações gerais 64
2.8.2 Método de Talbot 66
2.8.3 Dimensionamento das camadas de apoio 71

2.8.4 Metodologia de dimensionamento das camadas de reforço da subestrutura desenvolvida para as obras de renovação da Linha do Norte 78
2.8.5 Aplicação de métodos numéricos na análise estrutural da via 81
2.9 Considerações finais 86

CAPÍTULO 3 MÉTODOS PARA CARACTERIZAÇÃO DA VIA FÉRREA 87

3.1 Introdução 87
3.2 Caracterização da resposta global da via a cargas impostas 93
3.2.1 Geometria avaliada ao nível do carril 93
3.2.2 Análise da geometria da via com Veículo de Inspecção da Via 96
3.3 Deflectómetros de impacto 103
3.3.1 Considerações gerais 103
3.3.2 Características dos deflectómetros utilizados 105
3.4 Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo 110
3.4.1 Princípio de funcionamento do *Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo* 110
3.4.2 Características e condições de utilização do equipamento 112
3.5 Equipamento electro-mecânico ligeiro para medir o módulo de deformabilidade equivalente 114
3.5.1 Princípio de funcionamento 114
3.5.2 Características e condições de utilização do equipamento 115
3.6 Comparação dos resultados obtidos com diferentes equipamentos de carga 119
3.6.1 Alguns resultados relativos a estudos realizados com deflectómetros 119
3.6.2 Estudos realizados com o *DIP* no âmbito deste trabalho 122
3.6.3 Alguns resultados relativos a estudos realizados com o *SSG* 123
3.7 Penetrómetro dinâmico ligeiro 127
3.8 Georadar 133
3.8.1 Considerações gerais 133
3.8.2 Princípio de funcionamento do georadar 135
3.8.3 Propriedades electromagnéticas dos materiais 140
3.8.4 Aplicação do georadar na avaliação de características das infra-estruturas de transportes 142

3.9 Métodos baseados nas ondas sísmicas superficiais 143
3.9.1 Considerações gerais 143
3.9.2 Método de Rayleigh em regime estacionário 147
3.9.3 Métodos das ondas sísmicas superficiais (*Surface Wave Methods - SWM*) ... 149
3.9.3.1 Fonte de energia e receptores 152
3.9.3.2 Ângulo de fase e velocidade de fase 154
3.9.3.3 Determinação das características do meio 160
3.9.3.4 Cálculo do valor da rigidez em profundidade 163
3.9.4 Equipamento e procedimento de ensaio utilizados 163
3.9.5 Métodos de interpretação utilizados 166
3.10 Conclusões 175

CAPÍTULO 4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS DAS CAMADAS DE APOIO DA VIA FÉRREA 177

4.1 Introdução 177
4.2 Comportamento de materiais granulares sob acção de carga estática 179
4.3 Comportamento de materiais granulares sob acção de cargas cíclicas 184
4.3.1 Influência de características das partículas e do meio particulado no comportamento reversível 190
4.3.2 Influência das características das partículas e do meio particulado na deformação permanente 191
4.4 Modelação do comportamento reversível dos materiais granulares 193
4.4.1 Modelo k-θ 195
4.4.2 Modelo de Uzan 196
4.4.3 Modelo de Boyce 197
4.5 Modelação da deformação permanente dos materiais granulares 203
4.6 Considerações finais 207

CAPÍTULO 5 PROSPECÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA SUBESTRUTURA DA VIA FÉRREA – LINHA DO NORTE 209

5.1 Introdução 209

5.2 Aspectos gerais do projecto de modernização da Linha do Norte 212
5.3 Metodologia adoptada para análise da via existente 217
5.4 Caracterização e prospecção geotécnica da via existente 221
5.4.1 Considerações gerais 221
5.4.2 Enquadramento geológico dos subtroços estudados 225
5.4.3 Análise dos elementos da prospecção e da identificação dos materiais da subestrutura 229
5.5 Ensaios de carga estática com placa 240
5.5.1 Definição do procedimento de ensaio 240
5.5.2 Resultados dos ensaios 243
5.6 Ensaios com o penetrómetro dinâmico ligeiro 252
5.7 Utilização do deflectómetro de impacto portátil na medição de deformabilidade 254
5.8 Aplicação do georadar na medição de espessuras de camadas da subestrutura da via 259
5.8.1 Descrição do equipamento utilizado e do modo de operação 259
5.8.2 Ensaios laboratoriais para determinação das constantes eléctricas dos materiais a analisar 261
5.8.3 Aplicação do georadar na fossa de ensaio de grandes dimensões 267
5.8.4 Ensaios preliminares na via férrea para sistematização de procedimentos 269
5.8.5 Aplicação sistemática do georadar na via férrea 276
5.8.6 Aplicação do georadar na via férrea renovada 282
5.9 Conclusões 283

CAPÍTULO 6 ESTUDO LABORATORIAL DOS MATERIAIS DAS CAMADAS DE APOIO DA VIA FÉRREA 285

6.1 Introdução 285
6.2 Caracterização física do balastro contaminado 286
6.2.1 Determinação do peso volúmico “in situ” do balastro contaminado 289
6.2.2 Análise mineralógica de amostras de balastro contaminado 294
6.3 Caracterização física e caracterização mecânica preliminar dos agregados 301
6.4 Características de resistência do balastro e do balastro contaminado 312

6.4.1 Considerações gerais 312
6.4.2 Preparação dos provetes de balastro contaminado e condições de ensaio..... 314
6.4.3 Resultados dos ensaios realizados sobre os provetes de balastro contaminado..... 318
6.4.4 Influência do estado de compacidade nas características mecânicas do balastro muito contaminado..... 328
6.4.5 Resultados dos ensaios de rotura dos provetes de balastro 329
6.5 Características de deformabilidade dos materiais granulares – Ensaios de carga triaxial cíclica..... 331
6.5.1 Introdução..... 331
6.5.2 Descrição do equipamento de ensaio desenvolvido no âmbito da tese 333
6.5.3 Considerações sobre aspectos relevantes para a realização dos ensaios 341
6.5.4 Estudos preliminares para estabelecimento das características de estado dos agregados de granulometria extensa 343
6.5.5 Características dos provetes para o estudo do comportamento reversível 346
6.5.6 Procedimento de ensaio..... 348
6.5.7 Caracterização do comportamento reversível..... 352
6.5.8 Caracterização da deformação permanente durante a fase de condicionamento do estudo do comportamento reversível 364
6.5.9 Estudo específico do comportamento relativo à deformação permanente 376
6.6 Caracterização da deformabilidade das camadas de apoio em provetes prismáticos de grandes dimensões (fossas de ensaio)..... 385
6.6.1 Introdução..... 385
6.6.2 Fossa de ensaios de pequenas dimensões..... 386
6.6.2.1 Considerações gerais 386
6.6.2.2 Construção de camadas de agregado calcário na fossa de ensaios de pequenas dimensões 388
6.6.2.3 Ensaios de carga sobre as camadas de agregado calcário 391
6.6.2.4 Construção de uma camada compactada de agregado granítico sobre o calcário na fossa de ensaios de pequenas dimensões..... 394
6.6.2.5 Detecção da existência de camadas de elevada rigidez em profundidade com o *DIP* 396
6.6.3 Fossa de ensaios de grandes dimensões 397
6.6.3.1 Características da fossa de ensaios e objectivos do estudo 397

6.6.3.2 Construção e ensaio de camadas do solo de fundação e de balastro contaminado 400
6.6.3.3 Construção e ensaio das camadas de agregados 409
6.7 Conclusões relativas aos resultados dos ensaios laboratoriais 419

CAPÍTULO 7 CARACTERIZAÇÃO DA SUBESTRUTURA RENOVADA 425

7.1 Introdução 425
7.2 SubTroço 3.1 e SubTroço 3.2 da Linha do Norte 426
7.3 SubTroço 2.1 (Entroncamento-Albergaria) – Variante à Curva 126/127 (entre os Km 140,750 e 142,000) 435
7.4 Campanha de ensaios com o *DIP* e o *SSG* no SubTroço 3.2 437
7.5 Campanha de ensaios com o *MSCS* e o *ECP* no SubTroço 3.2 440
7.6 Campanha de ensaios com o *ECP* e o *SSG* na Variante à Curva 126/127 443
7.7 Campanha de ensaios com o *MSCS* e o *ECP* na Variante à Curva 126/127 444
7.8 Campanha de ensaios com o *FWD*, o *DIP* e o *ECP* na Variante à Curva 126/127 448
7.9 Caracterização da plataforma ferroviária com métodos das ondas sísmicas superficiais 454
7.9.1 Campanha de ensaios com os métodos das ondas sísmicas superficiais, com o *DIP* e com o *ECP* no Subtroço 3.2 457
7.9.2 Campanha de ensaios com os métodos das ondas sísmicas e com o *DIP* na Variante à Curva 126/127 465
7.10 Análise dos resultados obtidos com o veículo de inspecção da via no troço 3.1 468
7.11 Conclusões 473

CAPÍTULO 8 MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DA VIA FÉRREA 479

8.1 Considerações gerais 479
8.2 Modelação numérica de ensaios realizados sobre a subestrutura construída na fossa de grandes dimensões 481

8.2.1 Análise da distribuição de tensões na subestrutura construída na fossa de ensaios 483
8.2.2 Análise das deflexões na superfície da subestrutura construída na fossa de ensaios 488
8.3 Modelação numérica do comportamento da via 491
8.3.1 Determinação da carga dinâmica máxima 491
8.3.2 Cálculos tensão-deformação da via férrea com o modelo numérico de equilíbrio tridimensional 493
8.3.3 Algumas considerações sobre o dimensionamento das camadas de apoio da via férrea 506
8.4 Conclusões 509

CAPÍTULO 9 CONSIDERAÇÕES FINAIS 511
9.1 Considerações sobre a renovação de plataformas ferroviárias 511
9.2 Principais conclusões 513
9.3 Desenvolvimentos futuros 517

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 521
ANEXO I 553
ANEXO II 559
ANEXO III 569

Índice de Figuras

Figura 2.1 – Esquema estrutural da via balastrada: a) perfil longitudinal; b) perfil transversal (Selig e Waters, 1994, adaptado). 14
Figura 2.2 – Efeito da força de impacto e das condições de vibração na compacidade do balastro (Birmann e Cabos, 1967, adaptado)..... 23
Figura 2.3 – Defeito geométrico na via (Ebersöhn, 1995, adaptado). 36
Figura 2.4 – Tensões devido às forças verticais nos elementos da via (Selig e Waters, 1994, adaptado). 37
Figura 2.5 – Assentamento da via em função do número de ciclos de carga (Anderson e Key, 2000, adaptado). 44
Figura 2.6 – Assentamentos permanentes devido à passagem dos comboios, observados numa via fundada num solo areno-siltoso (Li, 1994, adaptado). 45
Figura 2.7 – Aspecto da estrutura da via em função do tipo de contaminação: a) desgaste dos elementos da via e infiltração de materiais a partir da superfície; b) infiltração de materiais a partir das camadas granulares subjacentes ao balastro; c) infiltração de materiais a partir da fundação (Selig e DelloRusso, 1991, adaptado). 47
Figura 2.8 – Aspecto da bombagem de solos finos para a superfície numa zona da Linha do Norte (Fortunato et al., 2000)..... 49
Figura 2.9 – Aspecto de um geotêxtil colmatado encontrado durante a renovação da plataforma da Linha do Norte..... 56
Figura 2.10 – Desenvolvimento de uma rotura por corte progressivo (Li, 1994, adaptado). 57
Figura 2.11 – Formação de bolsadas de balastro na fundação de solos moles: a) perfil transversal; b) perfil longitudinal (Li e Selig, 1995, adaptado)..... 58
Figura 2.12 – Aspecto do balastro muito contaminado assente sobre uma plataforma de argila dura na Linha do Norte. 59
Figura 2.13 – Esquema da erosão da fundação pelo balastro: a) existência de água na parte inferior da camada de balastro; b) produção de lama por desgaste da plataforma; c) protecção da plataforma com uma camada de sub-balastro (Li, 1994, adaptado). 60

Figura 2.14 – Esquema da rotura global por corte (Li, 1994, adaptado). 61
Figura 2.15 – Esquema da resposta da via quando solicitada: a) deflexão da via; b) definição de rigidez da via (Sussmann et al., 1999, adaptado). 70
Figura 2.16 – Método utilizado pela *British Railways*: a) resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida; b) variação da tensão vertical na fundação e da tensão limite com a profundidade; c) gráfico para determinação da espessura das camadas de apoio. 74
Figura 2.17 – Malhas de elementos finitos utilizadas para modelar um maciço homogéneo com fronteira rígida: a) a 3 m de profundidade; b) a 6 m de profundidade. 79
Figura 2.18 – Exemplo de ábaco que permite a determinação da espessura da camada de reforço da subestrutura (Fortunato et al., 2001, adaptado). 81
Figura 2.19 – Resultados obtidos com diversos modelos numéricos: a) deflexão do carril; b) carga sobre a travessa; c) tensão vertical na superfície do balastro; d) tensão vertical na plataforma. 85

Figura 3.1 – Prospecção geotécnica da via a partir da superfície: a) aspecto da cravação de um amostrador; b) aspecto das amostras recolhidas (Armitage e Sharpe, 2000). 93
Figura 3.2 – Auscultação com recurso ao veículo EM120: a) aspecto do veículo; b) gráficos dos parâmetros geométricos. 99
Figura 3.3 – Variação do centro de gravidade e da bitola devido aos defeitos geométricos. 102
Figura 3.4 – Deflectómetro de impacto pesado do LNEC. 106
Figura 3.5 – Aspecto do deflectómetro de impacto portátil (*DIP*) do LNEC e do respectivo equipamento de aquisição de dados: a) aspecto geral; b) pormenor da placa, da célula de força, dos amortecedores e da massa móvel. 107
Figura 3.6 – Evolução da carga e das deflexões obtidas com o *DIP* sobre uma camada de sub-balastro na plataforma ferroviária da Linha do Norte. 108
Figura 3.7 – Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo: a) aspecto geral; b) princípio de funcionamento. 110
Figura 3.8 – Aspecto dos gráficos apresentados no monitor do *MCSC*. 111
Figura 3.9 – *SSG*: a) aspecto geral; b) aspecto do anel de carga. 114

Figura 3.10 – Esquema de funcionamento do *SSG*. 116
Figura 3.11 – Valores do módulo de deformabilidade obtidos com o *ECP* e o *DIP* em ensaios e em modelação numérica. 122
Figura 3.12 – Resultados de ensaios realizados com objectivo de comparar diferentes metodologias utilizadas na determinação do módulo de deformabilidade equivalente (Siekmeier et al., 1999, adaptado): a) agregados de bases de estradas; b) solos de aterro. 125
Figura 3.13 – Relação entre a rigidez obtida com o *SSG* e: a) o módulo equivalente obtido com o *FWD*; b) o módulo obtido com métodos sísmicos; c) o peso volúmico seco (Chen et al., 1999, adaptado)..... 126
Figura 3.14 – Módulo de Young secante em regime drenado em função da resistência do *CPT*: a) areias normalmente consolidadas (Robertson e Campanella, 1983); b) areias com distintos graus de consolidação (Bellotti et al., 1989). 131
Figura 3.15 – Espessura da camada granular de reforço a colocar sobre a fundação, em função dos valores obtidos na fundação com o *PDL* e *CBR* (IDOT, 1982). 133
Figura 3.16 – Esquema com o princípio de funcionamento do georadar: a) reflexão na superfície de um varão; b) reflexão na interface entre duas camadas. 139
Figura 3.17 – Variação do módulo de distorção..... 144
Figura 3.18 – Propagação de ondas num semi-espaço homogéneo ideal (Bolt, 1976, adaptado). 144
Figura 3.19 – Relação entre a amplitude e a profundidade das ondas de Rayleigh no semi-espaço homogéneo (Richart et al., 1970, adaptado). 145
Figura 3.20 – Propagação das ondas de Rayleigh. 148
Figura 3.21 – Esquema da sequência no método de Rayleigh em regime estacionário (Joh, 1996, adaptado). 148
Figura 3.22 – Configuração básica do equipamento para proceder ao ensaio pelo método *SASW*. 149
Figura 3.23 – Dispersão num meio estratificado (Rix, 1988, adaptado). 150
Figura 3.24 – Possíveis configurações para o *SASW* com multi-registo (Sung-Ho, 1999, adaptado). 150
Figura 3.25 – Sequência de configurações do emissor e receptores que considera um ponto médio comum (Joh, 1996, adaptado). 153

Figura 3.26 – Diagrama esquemático que mostra as operações necessárias à determinação do perfil das ondas de corte usando o *SASW* (Stokoe et al., 2004, adaptado). 155
Figura 3.27 – Diagrama esquemático que mostra os passos necessários à determinação da curva de dispersão usando o *CSW* (Matthews et al., 1996, adaptado). 156
Figura 3.28 – Aspecto do rebatimento do espectro e exemplos de registos a eliminar. ... 159
Figura 3.29 – Equipamento *SASW* e *CSW* utilizado: a) unidade de controlo geral; b) unidade de controlo do vibrador; c) martelo ligeiro; d) martelo pesado; e) vibrador; f) geofones. 165
Figura 3.30 – Aspectos relativos à informação disponibilizada durante a realização do ensaio: a) ensaio com o *SASW*; b) ensaio com o *CSW*; c) resultados com o *SASW*; d) resultados com o *CSW*. 166
Figura 3.31 – Esquema representativo dos filtros aplicados ao sinal: a) frequências elevadas; b) baixas frequências. 169
Figura 3.32 – Esquema elucidativo do método de determinação da velocidade média (Joh, 1996, adaptado). 171

Figura 4.1 – Influência da tensão normal na resistência ao corte (Leps, 1970, adaptado). 180
Figura 4.2 – Mecanismo da dilatância devida a deformação por corte num meio constituído por esferas num estado de elevada compacidade. 181
Figura 4.3 – Influência da tensão de confinamento nos resultados de ensaios triaxiais sobre provetes de material granítico utilizado em balastro: a) variação do ângulo de atrito interno; b) variação da extensão vertical na rotura; c) variação da extensão volumétrica na rotura; d) variação do coeficiente de Poisson; e) variação do módulo de Young inicial; f) variação da extensão volumétrica durante a consolidação (Alva-Hurtado, 1980, adaptado). 184
Figura 4.4 – Esquema elucidativo da rotação de tensões. 185
Figura 4.5 – Ciclos de carga e descarga no ensaio triaxial de cargas repetidas. 186
Figura 4.6 – Determinação do parâmetro p^*. 205
Figura 4.7 – Comportamento de materiais granulares sujeitos a ciclos de carga (Werkmeister et al., 2001, adaptado). 207

Figura 5.1 – Aspecto de uma zona da plataforma ferroviária em mau estado. 215
Figura 5.2 – Auscultação com recurso ao *VIV*: aspecto da marcação entre carris indicando uma zona com deficiências. 218
Figura 5.3 – Exemplo de um diagrama linear de zonamento da via. 220
Figura 5.4 – Diagrama geral da via. 221
Figura 5.5 – Aspecto do equipamento de reacção construído para execução do *ECP* em plena via. 224
Figura 5.6 – Enquadramento geológico do Subtroço 1.2: extracto da Carta Geológica de Portugal na escala 1/500 000 (SGP, 1992). 225
Figura 5.7 – Enquadramento geológico dos subtroços 2.1 e 2.2: extracto da Carta Geológica de Portugal na escala 1/500 000 (SGP, 1992). 226
Figura 5.8 – Enquadramento geológico dos subtroços 3.1 e 3.2: extracto da Carta Geológica de Portugal na escala 1/500 000 (SGP, 1992). 228
Figura 5.9 – Profundidades, relativamente à base das travessas, do limite inferior das camadas de balastro e de balastro contaminado, e respectivos valores médios calculados: a) VA entre km 33 e km 47; b) VD entre km 33 e km 47; c) VA entre km 107 e km 147; d) VD entre km 107 e km 147. 230
Figura 5.10 – Profundidades, relativas à base da travessa, do limite inferior das camadas de balastro e de balastro contaminado, e valores médios calculados: a) VA - km 233 a km 303; b) VD - km 233 a km 303. 231
Figura 5.11 – Granulometria do balastro contaminado: a) curvas granulométricas das amostras de balastro contaminado; b) fusos de materiais normalmente estudados no âmbito da mecânica dos solos (Veiga Pinto e Fortunato, 1999, adaptado). 232
Figura 5.12 – Aspecto da realização do ensaio de membrana "in situ". 233
Figura 5.13 – Índice de vazios do balastro contaminado. 233
Figura 5.14 – Relação entre o valor de azul de metileno e: a) a percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm; b) o índice de plasticidade. 234
Figura 5.15 – Tipo e frequência de solos prospectados nas valas. 235
Figura 5.16 – Tipo e frequência de solos prospectados nos poços. 236
Figura 5.17 – Relação entre a quantidade de finos no balastro contaminado e as características do solo subjacente: a) finos; b) teor em água natural; c) índice de plasticidade; d) índice de consistência. 239

Figura 5.18 – Aspecto da realização dos ensaios de carga com placa em zonas onde se executaram e se preencheram com água valas para encharcar os terrenos. 241
Figura 5.19 – Ensaios de carga para a caracterização da plataforma existente: a) valores de EV_1 e EV_2 obtidos durante a prospecção; b) relação entre EV_2 e EV_1..... 244
Figura 5.20 – Relação entre o módulo de deformabilidade equivalente e: a) percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm; b) índice de vazios; c) grau de compactação; d) limite de liquidez. 246
Figura 5.21 – Relação entre o módulo de deformabilidade equivalente e: a) índice de plasticidade; b) índice de consistência; c) azul de metileno; d) teor em água natural. 247
Figura 5.22 – Relação entre EV_2 medido e calculado. 250
Figura 5.23 – Espessura de balastro contaminado nos locais onde se realizaram os *ECP*. 250
Figura 5.24 – Relação entre o módulo de deformabilidade equivalente determinado sobre o balastro contaminado e: a) a percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm nos solos; b) o teor em água natural dos solos. 251
Figura 5.25 – Relação entre o índice I_{PDL60} e o módulo EV_2..... 253
Figura 5.26 – Relação entre EV_2 medido e calculado, considerando os resultados do *PDL*. 254
Figura 5.27 – Aspectos da caracterização da deformabilidade da plataforma antiga: a) ensaio com o *DIP*; b) *ECP*. 255
Figura 5.28 – Relação entre os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *ECP* e com o *DIP*. 255
Figura 5.29 – Deflexões medidas com o *DIP* e deflexões calculadas pelo método dos elementos finitos: a) km 33,540; b) km 33,950; c) km 34,570; d) km 36,150; e) km 37,580; f) km 37,950; g) km 39,130; h) km 40,220; i) km 44,500; j) km 45,600. 258
Figura 5.30 – Aspecto do equipamento utilizado: a) unidade central de comando e de visualização de registos do georadar; b) antena de 500 MHz; c) antena de 900 MHz. 260
Figura 5.31 – Ensaios de laboratório para determinação da constante dieléctrica: a) aspecto da compactação dos materiais; b) determinação da constante dieléctrica com a antena de 900 MHz; c) molhagem do balastro após a determinação da constante dieléctrica com o material seco. 262

Figura 5.32 – Registo da propagação em balastro contaminado de granulometria intermédia determinado em laboratório com a antena de 900 MHz. 263
Figura 5.33 – Comparação dos registos de propagação em balastro calcário contaminado determinados em laboratório com a antena de 900 MHz: a) granulometria fina; b) granulometria intermédia; c) granulometria grossa..... 264
Figura 5.34 – Comparação dos registos de propagação em agregado granítico determinados em laboratório com a antena de 900 MHz: a) teor em água 1,7%; b) teor em água 3,1%; c) teor em água 4,6%..... 264
Figura 5.35 – Relação entre a constante dieléctrica (antena de 900 MHz) e o índice de contaminação do balastro calcário. 265
Figura 5.36 – Registos obtidos com a camada de sub-balastro (agregado granítico) colocada sobre o balastro contaminado: a) antena de 500 MHz após a compactação; b) antena de 500 MHz depois dos materiais molhados; c) antena de 900 MHz após a compactação; d) antena de 900 MHz depois dos materiais molhados..... 266
Figura 5.37 – Modelo de balastro contaminado de granulometria intermédia obtido na fossa de múltiplas camadas com a antena de 900 MHz..... 267
Figura 5.38 – Modelo de balastro contaminado de granulometria intermédia obtido na fossa de múltiplas camadas com a antena de 500 MHz..... 268
Figura 5.39 – Modelo para detectar interfaces profundas obtido na fossa de múltiplas camadas com a antena de 500 MHz. 268
Figura 5.40 – Aspecto do trecho experimental: a) aspecto geral da via e das antenas utilizadas; b) aspecto da subestrutura. 269
Figura 5.41 – Função de distribuição de cores e escala de cores aplicada aos registos. ... 271
Figura 5.42 – Curva de ganho aplicada aos registos efectuados na via..... 271
Figura 5.43 – Aplicação das técnicas de processamento aos registos obtidos em laboratório no modelo de balastro calcário contaminado com granulometria intermédia. 272
Figura 5.44 – Imagem de radar obtida com a antena de 900 MHz numa zona do trecho experimental: a) antes da aplicação da curva de ganho; b) depois da aplicação da curva de ganho; c) interpretação..... 273
Figura 5.45 – Interpretação de uma imagem de radar obtida com a antena de 500MHz numa zona do trecho experimental..... 274

Figura 5.46 – Comparação de registos de perfis paralelos: a) zona central entre carris; b) junto do carril e sobre o bloco da travessa. 275
Figura 5.47 – Perfil transversal à via: *VA* – via sem carris nem travessas; *VD* – via com carris e travessas. 276
Figura 5.48 – Movimentação das antenas na via: a) aspecto do veículo construído para deslocar as antenas de 500 e 900 MHz ; b) aspecto do veículo a ser rebocado pela dresine. 277
Figura 5.49 – Perfis de radar ao km 113,160 (*VD*). 279
Figura 5.50 – Perfil de radar em zona de transição da via antiga para a via renovada. 282
Figura 5.51 – Perfil de radar em zona de via renovada. 282

Figura 6.1 – Balastro contaminado: a) aspecto da camada sob a travessa; b) pormenor do material; c) aspecto de um corte longitudinal da camada após a remoção da via; d) aspecto da remoção do balastro contaminado; e) a h) aspecto de várias amostras. 288
Figura 6.2 – Equipamento para determinação do peso volúmico do balastro contaminado: a) representação esquemática (Yoo et al., 1978, adaptado); b) equipamento construído. 291
Figura 6.3 – Curvas granulométricas dos materiais utilizados para calibração do equipamento do ensaio de membrana. 292
Figura 6.4 – Aspecto do interior do furo antes da realização do ensaio de membrana. 293
Figura 6.5 – Aspecto das amostras 143, 144 e 145. 295
Figura 6.6 – Curvas granulométricas das amostras 143, 144 e 145. 296
Figura 6.7 – Aspecto das amostras 156, 157 e 159. 297
Figura 6.8 – Curvas granulométricas das amostras 156, 157 e 159. 298
Figura 6.9 – Agregados utilizados: a) calcário; b) granito; c) curva granulométrica comum. 302
Figura 6.10 – Influência do tipo de compactação no comportamento dos agregados: a) no módulo reversível; b) na deformação permanente (Vuong, 1997, adaptado). 305
Figura 6.11 – Ensaio triaxial em provetes de 230 mm de diâmetro: a) aspecto da execução do ensaio; b) provete da amostra calcária após ensaio. 306

Figura 6.12 – Curvas tensão-deformação dos provetes sujeitos a diversos ciclos de carga e descarga antes e após molhagem: a) granito; b) calcário. 307
Figura 6.13 – Equipamento de ensaio de deformação unidimensional para amostras de 230 mm de diâmetro. 308
Figura 6.14 – Curvas tensão-deformação dos ensaios edométricos dos provetes de granito e calcário. 309
Figura 6.15 – Curvas granulométricas de solos e dos agregados estudados. 310
Figura 6.16 – Curvas granulométricas do balastro contaminado ensaiado. 314
Figura 6.17 – Aspecto do balastro contaminado ensaiado: a) provete de granulometria intermédia após a compactação; b) pormenor do material de um provete de granulometria fina; c) pormenor do material de um provete de granulometria intermédia; d) pormenor do material de um provete de granulometria grossa. 316
Figura 6.18 – Índices de vazios obtidos na via e obtidos nos provetes de ensaio. 318
Figura 6.19 – Variação da tensão deviatórica e da extensão volumétrica (curvas a tracejado) com a extensão axial dos provetes secos com: a) granulometria fina; b) granulometria média; c) granulometria grossa. 319
Figura 6.20 – Variação da tensão deviatórica e da extensão volumétrica (curvas a tracejado) com a extensão axial dos provetes molhados com: a) granulometria fina; b) granulometria média; c) granulometria grossa. 320
Figura 6.21 – Variação da tensão normalizada de rotura com a pressão de confinamento: a) provetes secos; b) provetes molhados. 321
Figura 6.22 – Variação da relação entre as resistências molhada e seca dos provetes de balastro contaminado, com a pressão de confinamento. 322
Figura 6.23 – Envolventes de rotura: a) balastro contaminado seco; b) balastro contaminado molhado. 323
Figura 6.24 – Variação do ângulo de atrito nos provetes de balastro contaminado com o menor índice de contaminação e resultados obtidos por outros autores (Indraratna et al., 1998, adaptado). 324
Figura 6.25 – Extensão volumétrica calculada para uma extensão axial de 10%: a) balastro contaminado seco; b) relação entre os valores obtidos para os provetes molhados e para os provetes secos. 325
Figura 6.26 – Variação do ângulo de dilatância (ψ) com a pressão de confinamento: a) balastro contaminado seco; b) balastro contaminado molhado. 326

Figura 6.27 – Coeficiente de dilatância na rotura. 326
Figura 6.28 – Influência da pressão de confinamento no módulo de deformabilidade secante calculado no intervalo de extensão axial de 0,10% a 0,25%. 327
Figura 6.29 – Variação da tensão deviatórica e da extensão volumétrica (curvas a tracejado) com a extensão axial durante os ensaios triaxiais com os provetes 10FM, 30FM, 10FMe1 e 30FMe1. 329
Figura 6.30 – Envolventes de rotura dos provetes de balastro limpo. 330
Figura 6.31 – Valores do ângulo de atrito dos provetes de balastro limpo. 331
Figura 6.32 – Aspectos dos equipamentos dos ensaios de carga triaxial cíclica: a) corte esquemático da câmara; b) câmara durante um ensaio; c) provete instrumentado. 334
Figura 6.33 – Aspectos dos equipamentos dos ensaios de carga triaxial cíclica: a) esquema de interligações, ao nível eléctrico, entre os principais sistemas que compõem o equipamento de ensaio; b) diagrama esquemático dos sistemas de aplicação de carga axial e da pressão de confinamento; c) sistemas de comando e controlo, de aquisição e computador. 335
Figura 6.34 – Aspecto da célula de força colocada no topo do provete. 337
Figura 6.35 – Aspectos dos transdutores: a) transdutor de medição de deslocamentos axiais colocado no provete; b) transdutor de medição de deslocamentos radiais colocado no provete; c) esquema de apoio do transdutor de medição de deslocamentos radiais; d) apoio do transdutor central de medição de deslocamentos radiais colocado no provete. 338
Figura 6.36 – Extensões permanentes medidas em dois provetes de teste: a) extensão axial; b) extensão radial 343
Figura 6.37 – Variação do teor em água ao longo do ano da camada de sub-balastro construída com agregado granítico: a) anos de 2000 e 2001; b) anos de 2003 e 2004. 345
Figura 6.38 – Variação do teor em água ao longo do ano da camada de sub-balastro construída com agregado calcário. 346
Figura 6.39 – Curvas granulométricas dos agregados de granulometria extensa ensaiados. 348
Figura 6.40 – Aspecto dos provetes depois de ensaiados: a) material calcário; material granítico 350

Figura 6.41 – Envolventes de rotura e trajectórias de tensão aplicadas nos ensaios de carga triaxial cíclica: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico. 352
Figura 6.42 – Módulo de deformabilidade do balastro contaminado calculado com base na teoria da elasticidade. 353
Figura 6.43 – Variação do módulo de deformabilidade com o índice de contaminação (provetes secos com q/p=2,0). 353
Figura 6.44 – Valores do módulo de deformabilidade dos agregados e curvas de melhor ajuste em função da tensão média: a) provetes com valores do teor em água próximo do óptimo; b) provetes com diferentes graus de compactação; c) provetes ensaiados com aproximadamente w-w_{opt}=-2% e ensaiados molhados; d) provetes com diferentes granulometrias. 356
Figura 6.45 – Módulo de deformabilidade nos provetes molhados de agregados e de balastro contaminado. 357
Figura 6.46 – Resultados do provete de agregado calcário (w=2,8%) e curvas de aproximação pelo modelo k-θ: a) extensões volumétricas; b) extensões distorcionais. 357
Figura 6.47 – Resultados do provete de balastro contaminado com granulometria média e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia: a) extensões volumétricas; b) extensões distorcionais. 361
Figura 6.48 – Resultados do provete de agregado calcário (w-w_{opt}=-2%) e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia: a) extensões volumétricas; b) extensões distorcionais. 361
Figura 6.49 – Resultados do provete de agregado granítico (w-w_{opt}=-2%) e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia: a) extensões volumétricas; b) extensões distorcionais. 362
Figura 6.50 – Variação com o teor em água dos parâmetros do modelo de Boyce com anisotropia aplicado aos agregados: a) K_a; b) G_a. 362
Figura 6.51 – Variação com o teor em água dos parâmetros característicos dos agregados calculados pelo modelo de Boyce com anisotropia: a) módulo reversível; b) coeficiente de Poisson. 363
Figura 6.52 – Extensão permanente durante o condicionamento dos provetes e após o estudo do comportamento reversível e a molhagem. 365

Figura 6.53 – Evolução da extensão axial permanente com o logaritmo do número de ciclos de carga. 367
Figura 6.54 – Valores medidos e valores calculados da extensão permanente após 20000 ciclos de carga. 367
Figura 6.55 – Valores observados e valores estimados pelo modelo de Paute et al. da extensão axial permanente do provete BCGM. 369
Figura 6.56 – Evolução do parâmetro A_{1c} com o teor em água. 369
Figura 6.57 – Relação entre ε_{PL} e a taxa de deformação obtida após 20000 ciclos. 371
Figura 6.58 – Extensão axial permanente acumulada após a molhagem. 372
Figura 6.59 – Extensão volumétrica ocorrida durante o condicionamento. 373
Figura 6.60 – Evolução da taxa de variação da extensão axial permanente: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico. 373
Figura 6.61 – Extensão axial permanente após a molhagem. 374
Figura 6.62 – Evolução da extensão axial permanente e modelo de ajuste: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico. 378
Figura 6.63 – Evolução da extensão radial permanente: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico. 379
Figura 6.64 – Extensão axial permanente em função da tensão média e modelos de ajuste: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico. 380
Figura 6.65 – Evolução da taxa de variação da extensão axial permanente com o número de aplicações de carga e com a trajectória de tensões: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico. 383
Figura 6.66 – Relação entre ε_{PL} e a taxa de deformação obtida após 20000 ciclos, para diversos níveis de tensão. 384
Figura 6.67 – Extensão axial permanente no provete calcário ensaiado muito seco. 385
Figura 6.68 – Aspecto dos ensaios de caracterização das camadas de agregados construídas na fossa de pequenas dimensões. 390
Figura 6.69 – Módulo de deformabilidade equivalente determinado com o *DIP* durante a construção das camadas de agregado calcário. 390
Figura 6.70 – Variação do teor em água na camada de agregado calcário. 391
Figura 6.71 – Relação entre os valores do módulo de deformabilidade determinados em sucessivos ciclos de carga e o valor determinado na primeira carga. 392
Figura 6.72 – Evolução do módulo de deformabilidade equivalente com a variação do teor em água das camadas de agregados. 392

Figura 6.73 – Variação do teor em água na camada de agregado granítico. 395
Figura 6.74 – Aspecto dos materiais compactados..... 396
Figura 6.75 – Evolução no tempo da deflexão à superfície num meio com uma camada rígida a pequena profundidade. 397
Figura 6.76 – Corte esquemático transversal da fossa de grandes dimensões e dos dispositivos de ensaio. 398
Figura 6.77 – Aspectos da construção das camadas e dos ensaios realizados: a) solo retirado; b) solo colocado; c) ensaio com o *DIP* no maciço existente; d) compactação dos solos; e) ensaio com o *DIP*; f) *ECP* e célula de tensão total; g) construção da camada de balastro contaminado; h) *ECP* no balastro contaminado. 403
Figura 6.78 – Variação do módulo de deformabilidade com a tensão aplicada na camada de balastro contaminado: a) diversos locais de ensaio; b) placas de 300 e 600 mm de diâmetro. 404
Figura 6.79 – Deslocamento vertical permanente na superfície do balastro contaminado: a) evolução com o número de aplicações de carga; b) taxa de variação em função do deslocamento permanente. 406
Figura 6.80 – Evolução do valor do módulo de deformabilidade equivalente com o número de aplicações de carga. 409
Figura 6.81 – Esquema de localização em planta dos locais de ensaio. 410
Figura 6.82 – Aspectos da fossa ao nível das camadas de agregados: a) controlo de construção; b) aspecto da fossa inundada, após a realização dos ensaios de carga. 410
Figura 6.83 – Evolução do teor em água nas camadas de agregados: a) depois da construção e antes da molhagem; b) após a molhagem. 411
Figura 6.84 – Variação do módulo de deformabilidade equivalente com o teor em água nas camadas de agregados: a) após a construção; b) após a molhagem. 413
Figura 6.85 – Variação do módulo de deformabilidade equivalente com a tensão vertical aplicada, para vários valores do teor em água nas camadas de agregados: a) locais CS1 e GS2; b) local CS7; c) local GS8. 414
Figura 6.86 – Evolução do deslocamento vertical permanente na superfície das camadas de agregados. 415
Figura 6.87 – Evolução da taxa de deslocamento permanente na superfície das camadas de agregados: a) antes da molhagem; b) após a molhagem. 417

Figura 6.88 – Evolução do módulo de deformabilidade com o número de aplicações de carga: a) ensaio CS5; b) ensaio GS6. 418

Figura 7.1 – Aspecto da fundação inadequada: a) saneamento do material; b) colocação de enrocamento. 427
Figura 7.2 – Aspecto da subestrutura num local onde EV_2 foi superior a 40 MPa. 428
Figura 7.3 – Resultados dos ensaios de controlo de compactação: a) agregado calcário da camada de leito; b) agregado granítico do sub-balastro. 429
Figura 7.4 – Valores de EV_2: a) relação entre os valores determinados sobre o leito e os determinados sobre a fundação existente; b) relação entre os valores determinados sobre o sub-balastro e os determinados sobre o leito. 431
Figura 7.5 – Histograma de valores da relação EV_2/EV_1 nas diversas camadas. 433
Figura 7.6 – Compactação relativa em função dos valores da relação EV_2/EV_1: a) leito; b) sub-balastro..... 434
Figura 7.7 – Relação EV_2/EV_1: a) na fundação existente e no leito; b) no leito e no sub-balastro. 434
Figura 7.8 – Aspectos da Variante à Curva 126/127: a) colocação de solos em aterro durante a construção; b) aspecto da camada de sub-balastro (poço aberto para a construção dos maciços da catenária). 435
Figura 7.9 – Aspectos dos ensaios realizados com o *SSG* ao km 288,325 (VA): a) execução do ensaio entre travessas; b) equipamento a funcionar durante a passagem de um comboio na via descendente. 437
Figura 7.10 – Módulo de deformabilidade equivalente medido com o *SSG*..... 439
Figura 7.11 – Aspectos de ensaios realizados durante a renovação da plataforma no Subtroço 3.2: a) *ECP*; b) *MCSC*..... 440
Figura 7.12 – Valores do módulo de deformabilidade equivalente determinados no topo da camada de leito da via no Subtroço 3.2 da Linha do Norte entre os km 288,200 e 289,400. 442
Figura 7.13 – Ensaios com o *SSG* na Variante à Curva 126/127: a) aspecto geral; b) aspecto de um local após o ensaio..... 443
Figura 7.14 – Valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos nos ensaios realizados na Variante à Curva 126/127 com o *ECP* e com o *SSG*. 444

Figura 7.15 – Ensaios na camada de sub-balastro na Variante à Curva 126/127: a) aspecto do *MCSC*; b) aspecto do ensaio de carga estática com placa. 445
Figura 7.16 – Valores do módulo de deformabilidade equivalente determinados em várias passagens do *MCSC* na *VA* da Variante à Curva 126/127: a) km 140,900 a 141,200; b) km 141,200 a 141,500; c) km 141,500 a 141,900. 446
Figura 7.17 – Média dos valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos na *VA* nas várias passagens com o *MCSC* entre o km 140,850 e o km 141,950 e valores de EV_2 do *ECP*. 447
Figura 7.18 – Valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos na *VD* com o *MCSC* entre o km 140,850 e o km 141,950 e valores de EV_2 do *ECP*..... 447
Figura 7.19 – Resultados dos ensaios realizados na Variante à Curva 126/127 com *FWD*, *DIP* e *ECP*, no Verão e na Primavera, utilizando placas de carga de 300 mm de diâmetro: a) *VD*; b) *VA*. 449
Figura 7.20 – Resultados dos ensaios realizados com *FWD* na Primavera, com placas de 300 e 450 mm e forças de 20, 50 e 75 kN: a) *VD*; b) *VA*. 452
Figura 7.21 – Resultados dos ensaios realizados com *FWD* no Verão, com placa de 300 mm e forças de 20, 50 e 75 kN: a) *VD*; b) *VA*. 453
Figura 7.22 – Resultados dos ensaios realizados com o *DIP* com placas de 200 e 300 mm. 454
Figura 7.23 – Aspectos da realização dos ensaios: a) *SASW* após desguarnecer; b) *DIP* após desguarnecer; c) *CSW* após escavar. 458
Figura 7.24 – Aspecto da curva de dispersão e do perfil de velocidades das ondas de corte obtido ao km 289,350 *VA* sobre o sub-balastro. 458
Figura 7.25 – Valores do módulo de deformabilidade medidos com o *SASW* durante a renovação da via ao km 289,350: a) *VD*; b) *VA*. 460
Figura 7.26 – Valores do módulo de deformabilidade medidos com o *SASW* durante a renovação da via ao km 288,725: a) *VD*; b) *VA*. 461
Figura 7.27 – Resistência de ponta obtida com o PDL em zonas relativamente próximas daquelas onde foram realizados os ensaios com os *SWM*. 462
Figura 7.28 – Aspecto de um ensaio *CSW* realizado sobre a plataforma ferroviária. 463
Figura 7.29 – Ensaio *SASW* efectuado numa zona onde foram substituídos solos 464
Figura 7.30 – Aspecto da execução dos ensaios com os métodos das ondas sísmicas: a) *CSW*; b) *SASW* 465

Figura 7.31 – Valores do módulo de deformabilidade medidos com o *SASW*: a) *VD*; b) *VA*..... 467
Figura 7.32 – Módulo de deformabilidade equivalente na plataforma ferroviária (*DIP*) e módulo de deformabilidade da camada de agregado calcário 467
Figura 7.33 – Índices de qualidade antes e após a renovação da plataforma: a) *TAMP VA*; b) *TAMP VD.*..... 469
Figura 7.34 – Índices de qualidade antes e após a renovação da plataforma: a) *LINE VA*; b) *LINE VD*. 469
Figura 7.35 – Índices de qualidade antes e após a renovação da plataforma: a) *GAGE VA*; b) *GAGE VD*. 470
Figura 7.36 – Índices de qualidade antes e após a renovação da plataforma: a) *TQI VA*; b) *TQI VD*..... 470

Figura 8.1 – Malha de elementos utilizada na modelação dos ensaios realizados sobre a subestrutura construída na fossa de ensaios de grandes dimensões. 481
Figura 8.2 – Células de tensão total instaladas na fossa de grandes dimensões: a) pormenor de uma célula; b) pormenor da instalação das células colocadas na vertical no solo de fundação..... 483
Figura 8.3 – Modelação de um ensaio realizado sobre o balastro contaminado: a) distribuição em planta das tensões verticais; b) distribuição em perfil das tensões verticais; c) distribuição espacial de deslocamentos verticais..... 485
Figura 8.4 – Tensão horizontal devida ao peso próprio e à pressão de 250 kPa aplicada pela placa sobre a camada de balastro contaminado (raio até 10 cm do centro)..... 486
Figura 8.5 – Distribuição das tensões vertical e horizontal sob a placa, quando a pressão aplicada à superfície foi de 250 kPa: a) sobre a camada de calcário; b) sobre a camada de granito..... 487
Figura 8.6 – Tensões medidas durante os ensaios e calculadas no *FLAC-3D*. 488
Figura 8.7 – Comparação entre as deflexões medidas em BCL3 e BCL4 e as calculadas pelo modelo de Boyce com anisotropia (com e sem critério de rotura), para uma pressão aplicada pela placa de 250 kPa. 488
Figura 8.8 – Deflexões medidas na placa de carga e calculadas pelo *FLAC-3D*: a) ensaio CS1 (w=1,9%); b) ensaio GS8 (w=1,9%)..... 489

Figura 8.9 – Deflexões medidas e calculadas na placa e nos pontos instrumentados à superfície: a) ensaio CS1 (w=1,9%); b) GS8 (w=1,9%). 490
Figura 8.10 – Malha de elementos utilizada na modelação da via férrea e da sua fundação. 494
Figura 8.11 – Tensões verticais e horizontais sob a travessa, em profundidade: a) devidas ao peso próprio e à acção do comboio; b) devidas apenas à acção do comboio. 498
Figura 8.12 – Deflexões sob a travessa, em profundidade, devidas à acção do comboio. 498
Figura 8.13 – Tensão vertical obtida nos cálculos G1S e G1M ao nível da base das travessas (Sz B) e no topo da fundação (Sz P): a)no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada. 499
Figura 8.14 – Deflexão obtida nos cálculos G1S e G1M ao nível da base das travessas (dz B) e no topo da fundação (dz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada. 500
Figura 8.15 – Tensão vertical no alinhamento do carril: a) ao nível da base das travessas; b) no topo da fundação. 502
Figura 8.16 – Tensão vertical no alinhamento da travessa solicitada: a) ao nível da base das travessas; b) no topo da fundação. 502
Figura 8.17 – Deflexão no alinhamento do carril: a) ao nível da base das travessas; b) no topo da fundação. 503
Figura 8.18 – Deflexão no alinhamento da travessa solicitada: a) ao nível da base das travessas; b) no topo da fundação. 503
Figura 8.19 – Resultados do cálculo G1S: a) módulo de deformabilidade no plano transversal; b) módulo de deformabilidade no plano longitudinal; c) tensão vertical no plano transversal; d) tensão vertical no plano longitudinal; e) deslocamentos verticais no espaço. 505
Figura 8.20 – Diagrama utilizado na determinação do tráfego de cálculo. 507

Figura I.1 – Relação entre o índice I_{PDL} e o módulo EV_2: I_{PDL10}, I_{PDL20}, I_{PDL30}, I_{PDL40}. 553
Figura I.2 – Relação entre o índice I_{PDL} e o módulo EV_2: I_{PDL50}, I_{PDL60}, I_{PDL70}, I_{PDL80}. 554
Figura I.3 – Relação entre o índice I_{PDL} e o módulo EV_2: I_{PDL90}, I_{PDL100}, I_{PDL110}, I_{PDL120}. 555

Figura I.4 – Perfis de radar: a) km113,160 (VD); b) km122,285 (VD); c) km122,900 (VD); d) km125,930 (VA). 556
Figura I.5 – Perfis de radar: a) km125,930 (VD); b) km126,450 (VA); c) km127,040 (VA); d) km127,040 (VD). 557
Figura I.6 – Perfis de radar: a) km133,600 (VA); b) km134,250 (VA); c) km134,975 (VD); d) km137,200 (VA). 558

Figura II.1 – Módulo de deformabilidade do balastro contaminado calculado com base na teoria da elasticidade: a) granulometria fina; b) granulometria média; c) granulometria grossa. 559
Figura II.2 – Variação do módulo de deformabilidade com o índice de contaminação: a) q/p=0,5; b) q/p=1,5; c) q/p=2,0; d) q/p=2,5. 560
Figura II.3 – Extensões volumétricas e distorcionais para o balastro contaminado. Valores obtidos nos ensaios e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia. 561
Figura II.4 – Valores do módulo de deformabilidade obtidos nos provetes de agregado calcário..... 562
Figura II.5 – Extensões volumétricas e distorcionais para o agregado calcário. Valores obtidos nos ensaios e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia. 563
Figura II.6 – Extensões volumétricas e distorcionais para o agregado calcário. Valores obtidos nos ensaios e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia (cont.)..... 564
Figura II.7 – Valores do módulo de deformabilidade obtidos nos provetes de agregado granítico. 565
Figura II.8 – Extensões volumétricas e distorcionais para o agregado granítico. Valores obtidos nos ensaios e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia. 566
Figura II.9 – Extensões volumétricas e distorcionais para o agregado granítico. Valores obtidos nos ensaios e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia (cont.)..... 567
Figura II.10 – Variação com o teor em água dos parâmetros do modelo de Boyce aplicado aos agregados: a) K_a; b) G_a. 568

Figura II.11 – Variação com o teor em água dos parâmetros do modelo de Boyce sem potencial aplicado aos agregados: a) K_a; b) G_a. 568

Figura III.1 – Comparação entre as deflexões medidas em BCL3 e BCL4 e as calculadas pelo modelo de Boyce com anisotropia, para os diversos valores da tensão vertical. 569
Figura III.2 – Deflexões medidas e calculadas na placa e nos pontos instrumentados à superfície no ensaio CS1 (w=1,9%). 570
Figura III.3 – Deflexões medidas e calculadas na placa e nos pontos instrumentados à superfície no ensaio GS8 (w=1,9%). 571
Figura III.4 – Tensão vertical obtida nos cálculos G2S e G2M ao nível da base das travessas (Sz B) e no topo da fundação (Sz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada. 572
Figura III.5 – Deflexão obtida nos cálculos G2S e G2M ao nível da base das travessas (dz B) e no topo da fundação (dz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada. 572
Figura III.6 – Tensão vertical obtida nos cálculos G3S e G3M ao nível da base das travessas (Sz B) e no topo da fundação (Sz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada. 573
Figura III.7 – Deflexão obtida nos cálculos G3S e G3M ao nível da base das travessas (dz B) e no topo da fundação (dz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada. 573
Figura III.8 – Tensão vertical obtida nos cálculos G5S e G5M ao nível da base das travessas (Sz B) e no topo da fundação (Sz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada. 574
Figura III.9 – Deflexão obtida nos cálculos G5S e G5M ao nível da base das travessas (dz B) e no topo da fundação (dz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada. 574
Figura III.10 – Resultados do cálculo G1M: a) módulo de deformabilidade no plano transversal; b) módulo de deformabilidade no plano longitudinal; c) tensão vertical no plano transversal; d) tensão vertical no plano longitudinal; e) deslocamentos verticais no espaço. 575

Figura III.11 – Resultados do cálculo G4: a) módulo de deformabilidade no plano transversal; b) módulo de deformabilidade no plano longitudinal; c) tensão vertical no plano transversal; d) tensão vertical no plano longitudinal; e) deslocamentos verticais no espaço. 576
Figura III.12 – Resultados do cálculo G5M: a) módulo de deformabilidade no plano transversal; b) módulo de deformabilidade no plano longitudinal; c) tensão vertical no plano transversal; d) tensão vertical no plano longitudinal; e) deslocamentos verticais no espaço. 577

Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Valores das características que permitem a aceitação sem quaisquer restrições e a rejeição dos materiais a aplicar na camada de balastro 23
Quadro 2.2 – Classe da capacidade de carga da plataforma (UIC, 1994, adaptado)..... 34
Quadro 2.3 – Características dos solos (ORE, 1983e, adaptado) 35
Quadro 2.4 – Categorias de balastro relativamente ao estado de contaminação..... 46

Quadro 3.1 – Tolerâncias dos parâmetros geométricos por classes de via (CP, 1994b) ... 100
Quadro 3.2 – Níveis de qualidade da via..... 102
Quadro 3.3 – Características técnicas do deflectómetro de impacto portátil 109
Quadro 3.4 – Características técnicas do *MCSC* 113
Quadro 3.5 – Características técnicas do *SSG*..... 118
Quadro 3.6 – Características do equipamento utilizado 133
Quadro 3.7 – Propriedades electromagnéticas para a frequência de 100 MHz (adaptado de Davis e Annan, 1989) 141
Quadro 3.8 – Características do equipamento utilizado no *SASW* e no *CSW* 167

Quadro 5.1 – Coeficientes de regressão 250
Quadro 5.2 – Coeficientes de regressão 253
Quadro 5.3 – Comparação dos valores do módulo de deformabilidade obtidos com o *ECP* e com o *DIP* 257
Quadro 5.4 – Constante dieléctrica dos materiais ensaiados..... 265
Quadro 5.5 – Análise dos elementos obtidos com o georadar..... 280

Quadro 6.1 – Análise mineralógica das amostras da secção A 300
Quadro 6.2 – Análise mineralógica das amostras da secção B 300
Quadro 6.3 – Variações granulométricas máximas admissíveis 302
Quadro 6.4 – Características dos provetes e valores do módulo de deformabilidade obtidos nos ensaios triaxiais 307

Quadro 6.5 – Características dos provetes e valores do módulo edométrico obtidos nos ensaios de deformação unidimensional 308
Quadro 6.6 – Características de compactação e de deformabilidade do granito..... 311
Quadro 6.7 – Características de compactação e de permeabilidade do granito 312
Quadro 6.8 – Parâmetros de resistência do balastro contaminado 324
Quadro 6.9 –Características dos provetes de balastro contaminado 347
Quadro 6.10 – Características dos provetes de agregados 349
Quadro 6.11 – Trajectórias de tensão..... 350
Quadro 6.12 – Parâmetros dos modelos k-θ e de Uzan..... 358
Quadro 6.13 – Parâmetros do modelo de Boyce..... 359
Quadro 6.14 – Parâmetros das leis de deformação permanente..... 366
Quadro 6.15 – Parâmetros da lei de deformação permanente de Paute et al. 368
Quadro 6.16 – Trajectórias de tensão aplicadas para estudo da deformação permanente 377
Quadro 6.17 – Parâmetros das leis de aproximação da extensão axial permanente 381

Quadro 7.1 – Intervalos dos valores médios e coeficientes de variação do módulo de deformabilidade equivalente para uma probabilidade de 95% 451
Quadro 7.2 – Índices de qualidade da via ascendente..... 472

Quadro 8.1 – Designação e localização das células de tensão total..... 484
Quadro 8.2 – Características das camadas dos modelos analisados 496
Quadro 8.3 – Parâmetros do modelo de Boyce com anisotropia 496

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO TRABALHO

Como todas as actividades tecnológicas e económicas, os caminhos de ferro e o transporte ferroviário têm tido as suas fases de desenvolvimento (desde a segunda metade do século XIX até cerca de meados do século XX) e de crise (desde meados do século XX até aos anos oitenta, ou mesmo mais, em alguns dos países). Na primeira fase monopolizaram o transporte terrestre enquanto que na segunda sofreram uma grande redução na sua actividade, como resultado da concorrência do transporte rodoviário e aéreo.

Em particular na Europa, a reconstrução das linhas de caminho de ferro após a II guerra mundial manteve a configuração de origem e as normas de construção antigas, fazendo uso de carris de perfil semelhante ao existente até à data e de travessas de madeira.

Em 1950, com a criação do *Office de Recherches et d'Essais* (ORE) da *Union International des Chemins de Fer* (UIC), foi possível centralizar os esforços de várias instituições e dar início a estudos importantes no domínio da investigação ferroviária.

A partir de meados dos anos cinquenta começa a fazer-se uso de carril sem juntas, o que constituiu um passo fundamental na construção e conservação da superestrutura da via. Começam igualmente a ser utilizados carris mais pesados (*UIC54*), com 50 kgf/m, os quais ainda hoje estão instalados em muitas linhas importantes, por exemplo na que une Lisboa ao Porto – a Linha do Norte. A par, começam também a instalar-se travessas de betão, as quais têm uma maior duração e maior estabilidade (consequência do maior peso), relativamente às travessas de madeira.

Nos finais dos anos cinquenta foi possível atingir velocidades da ordem dos 150 km/h em comboios de passageiros. No início da década de sessenta decorrem estudos experimentais no Japão para a criação de uma linha de alta velocidade. Em 1964 entrou ao serviço a primeira linha moderna destinada à alta velocidade – *Takaido* – no Japão, com o comboio *Shinkansen* a circular a uma velocidade máxima de 210 km/h.

Entre meados dos anos sessenta e meados dos anos setenta houve uma evolução importante no domínio dos caminhos de ferro. O aumento das solicitações que começaram a suportar as redes ferroviárias europeias, devido ao intenso tráfego misto de comboios rápidos de passageiros e de comboios de mercadorias, levou a que as administrações procurassem soluções para fazer frente ao processo acelerado de degradação do estado da via e aos cada vez maiores custos de operação, devido nomeadamente dos custos de conservação. Em consequência, começaram a ser estudadas várias modificações nos componentes da superestrutura da via balastrada. A partir de 1968 as vias com mais tráfego da Europa começaram a ser equipadas com carris pesados do tipo *UIC60* (60 kgf/m), de maior inércia e de aço de melhor qualidade, os quais permitem uma melhor repartição dos esforços verticais e transversais. Estes carris foram instalados sobre apoios de elevada elasticidade, colocados sobre travessas de betão armado pré-esforçado com grande superfície de apoio. Ao nível da subestrutura começaram também a ser estudadas e implementadas alterações como a inclusão de camadas de sub-balastro com diversas funções, nomeadamente para proteger a plataforma de vias antigas em renovação.

A partir de 1967 o *Capitole* circula a 200 km/h em França. Em diversas linhas os comboios de passageiros começam a circular a velocidades de cerca de 160 km/h e os comboios de mercadorias atingem os 100 km/h.

Na década de setenta iniciam-se diversos estudos com o objectivo de conhecer melhor o comportamento das vias férreas balastradas, de forma a permitir a construção de linhas novas para tráfego de alta velocidade e a adaptação/renovação das infra-estruturas existentes para a exploração com tráfego misto de mercadorias e de passageiros a alta velocidade. Primeiro na Europa e no Japão, e depois nos Estados Unidos, desenvolveram-se trabalhos de investigação com vista a estabelecer modelos de comportamento da via, considerando duas abordagens complementares: i) a análise do desempenho da via em serviço, com recolha de elementos e o tratamento estatístico dos mesmos; ii) o estudo do comportamento dos diversos elementos da via, quer "in situ" quer em laboratório. Para tal, instrumentaram-se vias em serviço e construíram-se trechos piloto, nos quais foi possível proceder a análises paramétricas que envolveram os diversos elementos da superestrutura e da subestrutura da via. Desenvolveu-se a modelação física e realizaram-se ensaios em laboratório sobre os materiais que constituem a fundação e as camadas de apoio da via férrea. Neste aspecto, a exemplo de outras áreas da Engenharia Civil, o desenvolvimento das disciplinas da Geotecnia, e em particular da Mecânica dos

Solos, proporcionou um melhor conhecimento dos fenómenos que condicionam o comportamento daqueles materiais. Este conhecimento começou a ser contemplado na modelação estrutural, nomeadamente recorrendo a métodos numéricos.

Com o objectivo de reduzir os custos de operação, particularmente no transporte de mercadorias, foi estudada a possibilidade de aumentar a carga por eixo de 200 para 225 kN. Embora certas linhas, por exemplo na América ou na Rússia, já admitissem cargas muito mais elevadas, tratava-se de linhas de tráfego de mercadorias de baixa velocidade, para as quais tinha sido previsto este tipo de utilização. Na Europa este aumento veio a ser feito após anos de investigação, a qual proporcionou alguma controvérsia. Apesar de alguns estudos mostrarem que a fadiga do carril aumenta de forma exponencial com a carga por eixo, a discussão fazia-se não tanto acerca da resistência da via, como do comportamento das pontes e viadutos que tinham sido dimensionados para 200 kN/eixo, com base na teoria da elasticidade. A investigação entretanto realizada ao nível do comportamento elastoplástico dos materiais, mostrou que aquelas estruturas poderiam, em princípio, suportar cargas de 225 kN/eixo sem necessitarem de reforço; no entanto, tais conclusões não dispensavam a necessidade de estudar cada caso em particular.

A partir de meados da década de setenta desenvolveram-se os projectos de linhas novas na Europa, destinadas à alta velocidade, a primeira das quais entrou ao serviço em 1981 (*TGV Paris-Sud-Est*) com uma velocidade comercial de 260 km/h.

Apesar da conjuntura económica pouco favorável, continuou o progresso científico e tecnológico ao nível do conhecimento dos materiais, do desenvolvimento de equipamentos e de metodologias de execução das infra-estruturas ferroviárias. Continuaram os estudos no sentido de conhecer os fenómenos de interacção roda/carril que provocam a degradação da via. Melhorou a qualidade dos carris no que se refere ao aço utilizado, às soldaduras e à regularidade geométrica, permitindo evitar defeitos de pequeno a médio comprimento de onda (1 a 2 m). Desenvolveram-se melhores apoios do carril, de forma a diminuir a frequência própria das massas não suspensas e a melhor absorver a energia de vibração.

Começaram a discutir-se os sistemas integrados de gestão das linhas, tendo em conta a construção, a exploração, a conservação, a reabilitação e a modernização.

Os aspectos relacionados com a Geotecnia passaram a ter um papel determinante na escolha dos traçados das novas vias e na análise dos problemas das plataformas com necessidade de reabilitação. Os materiais que integram a fundação e as camadas de apoio

da via passam a ser objecto de estudos: quando necessário são consideradas as necessidades de tratamento da fundação da via, com o objectivo de reduzir os assentamentos absolutos e de homogeneizar o comportamento dos solos para limitar os assentamentos diferenciais, permitindo um dimensionamento mais económico das camadas de apoio; passa a ser corrente a inclusão de camadas de sub-balastro (cuja importância tinha já sido evidenciada a partir do final do primeiro quartel do século XX), dimensionadas tendo em conta as distintas funções a desempenhar; a camada de balastro passou a ser construída com material obtido de rochas de elevada dureza, colocado em espessuras mínimas de 30 cm. São projectados e construídos aterros tendo em conta a possibilidade de implementar novas soluções estruturais, que permitem contornar problemas relacionados com imposições geométricas, com inadequadas características mecânicas dos materiais e com a necessidade de assegurar uma regularidade geométrica da via, particularmente nas zonas de transição para obras de arte e para outras singularidades da via.

O desenvolvimento tecnológico dos equipamentos de intervenção na via assume um papel fundamental. Após um período que decorreu entre os anos cinquenta e os anos oitenta, em que houve uma preocupação de mecanizar as operações manuais mais difíceis e apareceram os primeiros equipamentos mecânicos pesados para trabalhos de via, a tónica a partir dos anos oitenta vai essencialmente para o desenvolvimento de grandes conjuntos industriais, destinados a diferentes tipos de intervenções. Estes equipamentos têm a possibilidade de trabalhar em contínuo e com elevados padrões de qualidade e segurança, com rendimento e rentabilidade tais que conduziram a reduções significativas nos custos de conservação, em alguns casos da ordem dos 50%. Alguns desses equipamentos permitem retirar o balastro antigo, britá-lo, adicionar fracções de material e água, e aplicar o material novamente, como camada de sub-balastro com granulometria especificada e com um teor em água controlado.

Os modernos equipamentos de vibração fazem a estabilização mecânica da via, o que permite condições de plena operacionalidade, logo após o fim dos trabalhos de conservação ou reabilitação, evitando assim os tradicionais “afrouxamentos”, particularmente inconvenientes em linhas de alta velocidade.

Para aumentar o rigor na análise da geometria da via, aumentar a segurança e diminuir os custos de operação, foram incrementados os processos de diagnóstico baseados na utilização de viaturas de auscultação da via.

O anseio por viajar cada vez mais rápido e em maior segurança fez com que se viesse a melhorar quer o material circulante, quer os diversos componentes da via. A construção de linhas dedicadas à alta velocidade tem vindo a permitir recordes sucessivos de velocidade máxima, tendo-se atingido 515 km/h (*TGV* em França) em 1990, velocidade esta que não é ainda viável para exploração comercial.

Paralelamente tem havido uma significativa evolução dos estudos relacionados com os impactes ambientais dos caminhos de ferro, particularmente relacionados com as vibrações e com o ruído produzidos à passagem dos comboios. Os principais fenómenos físicos que contribuem para a génese e propagação de vibrações e do ruído originados pela interacção roda/carril são actualmente relativamente bem conhecidos. É hoje possível equacionar os fenómenos em causa e preconizar soluções para problemas desta ordem, tendo em conta as propriedades dinâmicas do material circulante e da via, e as condições de contacto roda/carril. Consequentemente, os custos associados a esses impactes começam a ter expressão nos investimentos.

Para optimizar a utilização dos georecursos, tem havido da parte das comunidades técnica e científica a preocupação de desenvolver métodos que permitam a reutilização de materiais que normalmente são utilizados na via férrea, nomeadamente o balastro antigo.

A necessidade de aproveitar linhas construídas e de optimizar os recursos disponíveis levou à modernização de linhas antigas, de forma a permitir a sua utilização por comboios de passageiros circulando a alta velocidade e por comboios de mercadorias. Neste âmbito, a possibilidade de aproveitamento de parte ou da totalidade da plataforma da via existente tem inegáveis vantagens; exige, porém, uma caracterização realista dessa plataforma – em particular no que se refere à sua capacidade de carga – , a avaliação do seu desempenho no passado e a identificação dos mecanismos responsáveis pela sua eventual deterioração. Estas tarefas são relativamente difíceis, devido ao desenvolvimento linear destas estruturas, à diversidade dos materiais, aos distintos sistemas de drenagem e à diversidade das condições climáticas ao longo duma mesma linha. Além disso, em diversos casos, na mesma linha existem vias que foram construídas em épocas muito distintas e (ou) tiveram distintas condições de exploração.

Atendendo a que o comportamento da plataforma assume um papel determinante no desempenho da via – pois condiciona o comportamento dos restantes componentes – para proceder àquele aproveitamento é necessário conhecer as características físico-mecânicas

dos materiais que constituem a actual fundação (a camada de balastro contaminado e o terreno subjacente); é este conhecimento que permitirá estudar e seleccionar os tratamentos a realizar para que eles possam vir a comportar-se adequadamente face às novas solicitações, uma vez integrados na infra-estrutura renovada.

Em particular, no que se refere à camada constituída por balastro contaminado – material que, no âmbito deste trabalho, se considera ser resultante da evolução granulométrica do balastro e da mistura deste com partículas de menores dimensões provenientes dos terrenos sobre os quais assenta – não existem ainda metodologias que permitam fazer a sua caracterização de forma adequada, em parte devido às características dessa camada. É de notar que se trata de uma mistura de materiais – solo e balastro – em proporções que podem variar muito, mais ou menos compacta, que se pode comportar de forma muito distinta quando sujeita a acções mecânicas. A sua amostragem em condições adequadas e a preparação de provetes representativos do material "in situ", para a realização de ensaios laboratoriais, são muito difíceis.

Por outro lado, os materiais que normalmente são utilizados nas camadas de reforço da fundação e no sub-balastro são agregados britados, cuja utilização de forma intensa começa a preocupar as comunidades, já que o consumo anual deste tipo de materiais por habitante nos países industrializados é, em média, de aproximadamente 6 a 8 toneladas, atingindo em alguns países cerca de 25 toneladas, sendo apenas ultrapassado pelo consumo de água.

O estudo dos agregados, que tem vindo a ser feito desde o início do Século XX, mas de forma mais importante nos últimos trinta anos, tem evidenciado a importância das propriedades destes materiais no comportamento mecânico das estruturas constituídas por camadas, e na durabilidade das obras de Engenharia Civil onde se integram. No entanto, a análise do comportamento dos agregados é complexa, pois são materiais que podem exibir distintos comportamentos, em função das suas características intrínsecas (características das partículas e distribuição granulométrica), das condições de estado que apresentam durante as diversas fases do ciclo de vida da via férrea (teor em água e compacidade) e das solicitações a que estão sujeitos, nomeadamente as cargas que lhes são impostas pelos equipamentos de construção e as cargas cíclicas originadas pela passagem dos comboios. Além disso, os processos de manuseamento, transporte, espalhamento e compactação em camadas destes materiais podem influenciar as suas características granulométricas, nomeadamente, pela propensão para a segregação das partículas, que por vezes

apresentam. Este fenómeno depende da dimensão máxima das partículas, da quantidade de finos, do teor em água, do método de armazenamento, do processo de carga e das características dos meios de espalhamento e de compactação.

O conhecimento do comportamento e da forma de utilização destes materiais podem ser decisivos, quer para a racionalização da sua utilização, quer para que se atinjam os padrões de qualidade desejáveis não só nas modernas linhas férreas, mas também nos pavimentos de infra-estruturas rodoviárias.

No que se refere ao controlo da qualidade dos produtos e à garantia da qualidade das obras, a adopção de especificações baseadas no desempenho, que até à data é ainda rara – mas deve constituir uma tendência futura – requer que a utilização dos materiais e a construção das camadas sejam reguladas com base no desempenho dos materiais. O desempenho destes deve ser avaliado em laboratório ou "in situ" através de ensaios específicos, realizados em diferentes condições de estado, os quais permitem determinar propriedades mecânicas e hidráulicas, tais como: o módulo reversível, a resistência, a susceptibilidade à deformação permanente sob a acção de cargas repetidas, a permeabilidade, a capilaridade e a sensibilidade à água e ao gelo.

Numa altura em que em Portugal diversas linhas de caminhos de ferro estão a ser alvo de modernização, os temas acima referidos apresentam a maior actualidade. Assim, pensa-se que o trabalho que se desenvolveu neste âmbito pode constituir uma contribuição útil ao nível da engenharia geotécnica relacionada com as ferrovias.

1.2 OBJECTIVOS DO TRABALHO

O trabalho de Tese tem como tema a modernização das linhas férreas, designadamente os aspectos geotécnicos relacionados com a capacidade de carga da subestrutura da via.

Neste trabalho pretendeu-se desenvolver uma metodologia, adaptada às condições portuguesas, para estudar o problema da renovação da subestrutura de vias férreas, a realizar no âmbito da modernização das linhas. A metodologia assenta no melhor aproveitamento possível das actuais linhas e tem vindo a ser desenvolvida com intervenção directa em casos reais.

Muitos dos dados que serviram de base aos estudos desenvolvidos foram obtidos no âmbito do processo de renovação da plataforma ferroviária da Linha do Norte, actualmente a ser desenvolvido pela Rede Ferroviária Nacional E.P. (REFER).

Desenvolveram-se estudos "in situ" e em laboratório relativos à identificação e à análise do comportamento estrutural das camadas da subestrutura antiga e da subestrutura renovada, e dos materiais que as constituem. Para tal, recorreu-se a métodos que, em alguns casos, devido ao seu carácter inovador, à sua complexidade e à necessidade de mobilização de importantes meios, nunca tinham sido utilizados em Portugal e, em geral, são pouco frequentes.

Modelaram-se numericamente alguns dos ensaios realizados em laboratório e "in situ", de forma a validar a metodologia desenvolvida. Procedeu-se à modelação numérica da via férrea renovada, atendendo aos aspectos estruturais mais relevantes para o seu desempenho, com o objectivo de analisar o comportamento da subestrutura.

Dos estudos efectuados resultam novos conhecimentos que poderão continuar a ser aplicados nas intervenções de renovação de infra-estruturas ferroviárias, actualmente a decorrer em Portugal e noutros países, e também no âmbito das infra-estruturas rodoviárias.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente documento consta de nove capítulos, dos quais esta introdução é o primeiro.

No segundo capítulo descrevem-se os elementos da via férrea e referem-se alguns aspectos do seu comportamento. Referem-se os métodos que são normalmente utilizados na análise estrutural da via. Analisam-se os principais mecanismos de degradação da via resultantes da repetida aplicação de cargas e das variações climatéricas, designadamente a contaminação do balastro com solos finos e as deformações permanentes que ocorrem ao nível das camadas de apoio e da plataforma, as quais são responsáveis pela ocorrência de deficientes condições de serviço.

No terceiro capítulo apresentam-se alguns métodos que foram utilizados na caracterização física e mecânica da subestrutura existente e na avaliação do comportamento mecânico da subestrutura renovada da via férrea. Alguns desses métodos foram utilizados pela primeira vez nestas avaliações.

No quarto capítulo faz-se uma revisão sobre o estado dos conhecimentos relacionados com alguns dos aspectos que condicionam o comportamento mecânico dos materiais granulares que normalmente se encontram na subestrutura da via férrea, nomeadamente no que se refere à resistência e à deformabilidade desses materiais, em especial sob acção de cargas repetidas. Referem-se alguns modelos constitutivos aplicados a alguns dos materiais e os procedimentos que conduzem à obtenção dos parâmetros desses modelos.

O quinto capítulo é dedicado à análise e ao tratamento de um acervo importante de dados relativos à prospecção da subestrutura das vias férreas da Linha do Norte. Com base nestes elementos estabelecem-se relações que poderão ser de grande interesse para a compreensão do funcionamento das vias e para a organização de futuras intervenções no mesmo âmbito.

No sexto capítulo apresenta-se a caracterização laboratorial dos agregados de granulometria extensa e do balastro contaminado da via. Em particular, apresentam-se os resultados da caracterização realizada com um equipamento de carga triaxial cíclica, concebido e construído durante estes estudos; procede-se ainda à caracterização físico-mecânica de camadas constituídas por estes materiais, em provetes de grandes dimensões construídos em fossas de ensaios.

No sétimo capítulo apresentam-se os resultados relativos à avaliação mecânica de plataformas novas e de plataformas renovadas, com recurso a diferentes métodos de caracterização, em diversas circunstâncias.

No oitavo capítulo apresentam-se os estudos de modelação numérica de alguns dos ensaios realizados e da via férrea balastrada, estudos esses que foram desenvolvidos com um modelo numérico tridimensional por diferenças finitas que permite alterações aos códigos programados, o que possibilitou a programação de vários modelos constitutivos.

Finalmente, no nono capítulo faz-se um resumo do trabalho desenvolvido e apresentam-se as perspectivas relativas à investigação futura nesta área.

No Anexo I incluem-se alguns resultados obtidos com o penetrómetro dinâmico ligeiro e imagens do georadar relativas a algumas das zonas prospectadas.

No Anexo II apresentam-se os resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

No Anexo III são apresentados os resultados da modelação numérica, em equilíbrio tridimensional, de alguns ensaios de laboratório e da via férrea.

CAPÍTULO 2

A ESTRUTURA E O FUNCIONAMENTO DA VIA FÉRREA

2.1 INTRODUÇÃO

A função de uma via de caminho de ferro é proporcionar a circulação ferroviária de uma forma segura, económica e confortável.

A possibilidade de prever o comportamento da via para um dado conjunto de condições é essencial para estabelecer orientações racionais para o projecto, construção e conservação. Nesse sentido é necessário quantificar a importância de cada um dos componentes da via. Há essencialmente duas formas de abordar o problema da previsão do comportamento da via: uma assenta na análise estrutural do conjunto via+fundação e a outra baseia-se, apenas, nas características físicas dos componentes.

O desempenho das vias de caminho de ferro resulta de uma complexa interacção dos diversos elementos e camadas do sistema, em resposta às solicitações impostas pelo material circulante em diversas condições ambientais. Para que o funcionamento seja adequado, cada componente do sistema estrutural deve cumprir adequadamente a sua função, de forma a que o conjunto seja estável, resiliente, evite deformações permanentes significativas ao nível dos carris e o desgaste dos componentes. As características resilientes da via permitem que esta absorva parte da energia que lhe é transmitida, fundamentalmente por compressão da camada de balastro.

A via é, aparentemente, uma estrutura simples e a sua composição parece ter evoluído pouco em mais de duzentos anos. No entanto, como atrás se referiu, nos últimos quarenta anos os métodos de construção e de conservação da via conheceram um acentuado desenvolvimento, em paralelo com a descoberta das questões essenciais do seu comportamento com o aumento progressivo da carga transportada e das velocidades de transporte.

Este progresso traduziu-se por melhoramentos introduzidos ao nível do carril, depois nas travessas e por fim na subestrutura. No entanto, é importante sublinhar a lentidão na implementação destes processos de melhoramento, ao que não é alheio o facto de a vida média da superestrutura ser da ordem dos trinta anos. Por outro lado, não foi possível

evitar erros e atrasos na colocação em prática de soluções conhecidas hoje como tecnicamente adequadas. Por exemplo, só após terem acontecido vários acidentes relacionados com a rotura dos carris de pouca resistência, se percebeu que o carril é o elemento principal do sistema – particularmente nas vias em que as cargas são significativas e as velocidades são elevadas – e se começaram a usar carris do tipo *UIC60* (Semrau, 1985).

Durante muito tempo os aspectos ligados à superestrutura foram alvo de maior atenção e estudo, em contrapartida com o que acontecia com a subestrutura. Era comum associar o desempenho da via unicamente às características da superestrutura.

As opções de projecto, de conservação e de reabilitação da subestrutura, em particular as que se relacionavam com a plataforma, tinham um carácter essencialmente empírico e as soluções adoptadas baseavam-se quase exclusivamente em experiências anteriores.

Os conhecimentos adquiridos e as práticas utilizadas tinham origem na engenharia e na construção rodoviária. Embora daqui tivessem resultado muitas vantagens, já que os conhecimentos e a experiência rodoviária se foram desenvolvendo de uma forma relativamente célere, a envolvente ferroviária é algo distinta, nomeadamente no que se refere a solicitações, ao modo como a estrutura está exposta à influência da variação das condições climáticas e aos materiais utilizados (Profillidis, 1995).

Há alguns anos a esta parte, os técnicos ligados aos caminhos de ferro perceberam que os aspectos relacionados com a subestrutura assumiam, em termos de custos de conservação e reabilitação, um papel determinante na exploração das vias férreas.

As maiores exigências actuais, quer ao nível do desempenho estrutural, quer ao nível da optimização da utilização dos recursos financeiros e da rapidez de execução dos empreendimentos, têm conduzido à necessidade de equacionar de uma forma mais científica os problemas relacionados com o comportamento da subestrutura da via férrea.

Neste capítulo apresentam-se os elementos que compõem a via férrea, em particular a via balastrada tradicional, as suas características e o modo como funcionam. Faz-se referência às vias não balastradas e às vias de apoio misto, apontando algumas das vantagens e desvantagens destas soluções estruturais em relação à via tradicional. Comentam-se alguns aspectos relativos à fundação da via, nomeadamente no que se refere às suas características físicas e mecânicas. Descrevem-se as acções que actuam sobre a via férrea. Enumeram-se os mecanismos que normalmente conduzem à degradação da via férrea. Referem-se alguns

dos métodos que são normalmente utilizados para proceder à análise estrutural da via e da sua fundação. Finalmente, apresentam-se algumas considerações relativas aos aspectos apresentados neste capítulo.

2.2 A VIA FÉRREA BALASTRADA

A via balastrada é uma solução estrutural que, pelas suas características, tem um bom comportamento dinâmico relativamente aos esforços provocados pelas massas suspensas – veículos que estão apoiados no respectivo eixo por uma suspensão primária, a qual, entre outras funções, deve contribuir para isolar essas elevadas massas e promover a dissipação de energia – e as não suspensas, que são as que constituem as rodas, o eixo e todas as peças ou equipamentos a eles rigidamente ligados, cujo comportamento depende essencialmente das características mecânicas da via.

Na maioria dos casos este tipo de via permite atingir e manter os requisitos de qualidade geométrica de forma económica, beneficiando do facto de as degradações da geometria que ocorrem poderem ser corrigidas por equipamentos mecânicos automáticos.

Desde os primeiros estudos realizados nos anos setenta, no âmbito da introdução da alta velocidade na Europa, que se encarou a hipótese de continuar a utilizar a via balastrada de concepção clássica, pois esta oferece um dos melhores compromissos entre rigidez e amortecimento. Numerosos estudos experimentais validaram desde logo a hipótese dessa utilização sem problemas para velocidades da ordem dos 300 km/h, garantindo a resistência da via aos esforços laterais com um coeficiente de segurança aceitável.

Na Figura 2.1 apresentam-se esquematicamente os componentes de uma via férrea balastrada, os quais se podem dividir em duas grandes categorias: i) superestrutura; ii) subestrutura. No âmbito deste trabalho considera-se que a superestrutura é constituída pelos carris, pelos elementos de ligação e de apoio e pelas travessas. A subestrutura é constituída pelo balastro, pelo sub-balastro e pela fundação (também por vezes designada de plataforma). Os elementos da superestrutura e o balastro são elementos de desgaste mais ou menos elevado, com a passagem do tráfego. O sub-balastro e a plataforma têm, normalmente, uma duração mais elevada, que pode ser da ordem de 50 a 100 anos, desde que sejam convenientemente realizados os trabalhos de conservação e reabilitação da superestrutura, da subestrutura e de drenagem.

As questões relativas à superestrutura têm sido alvo de diversos e desenvolvidos estudos desde o princípio do Século XX, alguns dos quais mostram que os seus elementos parecem estar já suficientemente optimizados. De facto, as variações feitas nas características destes elementos não produzem variações significativas nas grandezas que representam o comportamento da via (ORE, 1975). Referem-se de seguida os aspectos principais de cada um dos componentes.

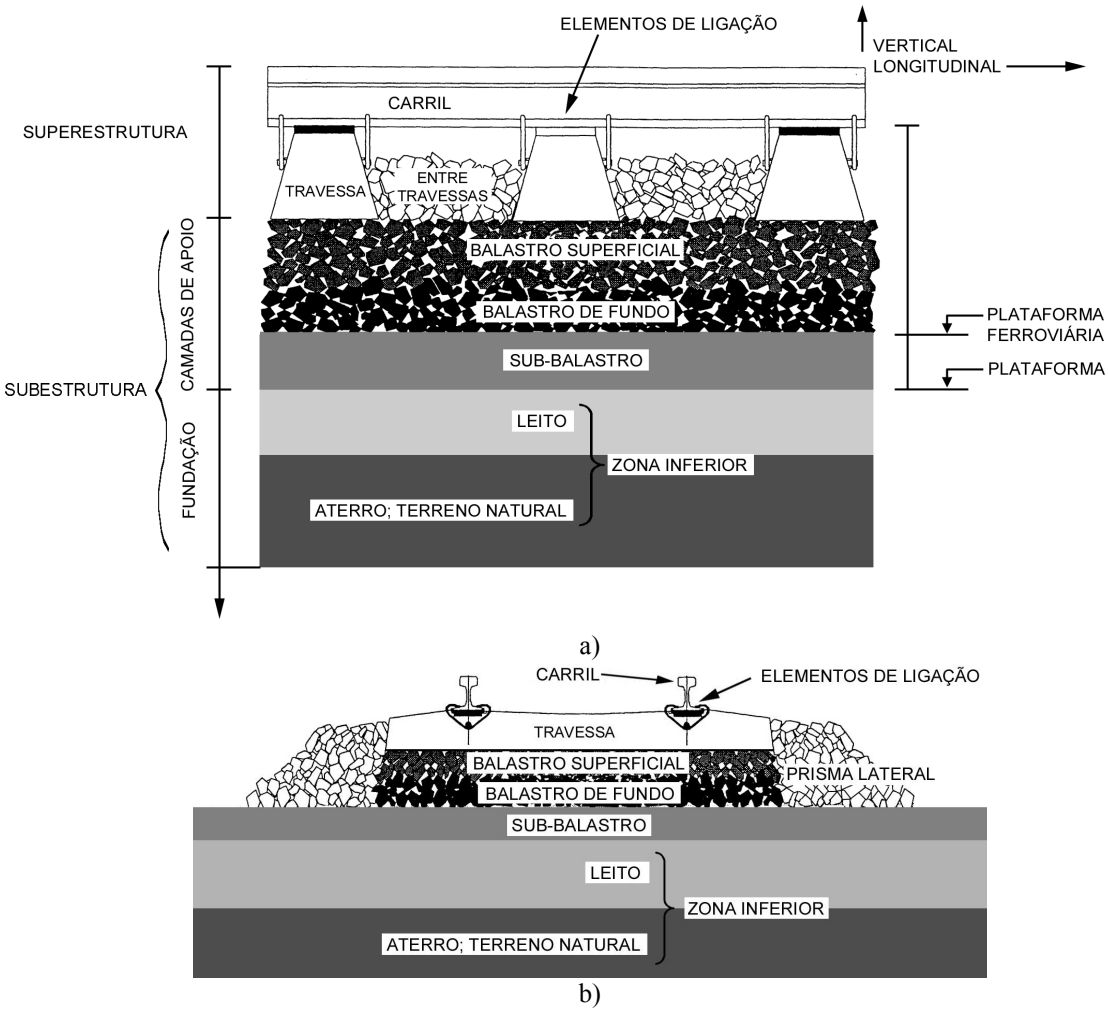


Figura 2.1 – Esquema estrutural da via balastrada: a) perfil longitudinal; b) perfil transversal (Selig e Waters, 1994, adaptado).

2.2.1 Carris

Os carris são de aço e têm como funções suportar e transferir para as travessas as cargas dos veículos e impor a direcção às rodas dos comboios, num plano. Estes elementos têm que ter a rigidez suficiente para funcionar como vigas que transferem as cargas concentradas das rodas para as travessas – as quais funcionam como apoios afastados de determinado comprimento – sem flexão excessiva. Com o movimento dos veículos

estabelece-se uma onda com determinado comprimento ao longo do carril, que se propaga com o deslocamento daqueles. Se a amplitude dessa onda atingir valores excessivos produzem-se efeitos indesejáveis, tais como o aumento da resistência ao rolamento e o aumento da deterioração das travessas e do balastro (DiPilato, 1983).

Alguns dos aspectos relacionados com as características dos carris e a forma como as solicitações lhes são impostas, podem influenciar o comportamento das travessas, do balastro e da subestrutura. Os materiais que constituem os carris, a sua inércia de flexão, a sua regularidade geométrica e os aspectos construtivos relacionados com as juntas, ou a ausência delas (carril de *barra longa*), são importantes quer no que se refere ao comportamento destes elementos face às solicitações, quer, essencialmente, pelas elevadas cargas dinâmicas impostas à subestrutura, em particular quando ocorrem irregularidades geométricas do carril ou das rodas. Estas cargas poderão originar assentamentos permanentes que provocam quer desnivelamentos da via, quer a deterioração dos carris e das travessas.

O aumento da altura dos carris proporciona-lhes uma maior rigidez de flexão, o que lhes permite distribuir a carga por um maior número de travessas, reduzindo assim o assentamento das travessas e a solicitação sobre as camadas de apoio (Birmann, 1968). Além disso, esse aumento limita a evolução das ondas verticais de curto comprimento de onda, que se manifestam sob o efeito da oscilação das massas não suspensas dos veículos que circulam a grande velocidade, reduzindo consequentemente as sobrecargas dinâmicas (Oliveros, 1975). Por isso, apesar de as cargas a transportar nas linhas de alta velocidade serem relativamente baixas, a aplicação dessas cargas com média a elevada frequência conduziu à necessidade de adoptar para o carril um perfil pesado com uma inércia vertical elevada, fabricado com aço de elevada qualidade e com um elevado nível de qualidade de acabamento, nomeadamente na superfície de rolamento – carril de perfil *UIC60* (60 kgf/m).

O carril de *barra longa* tem vantagens em relação ao carril standard (Suzuki, 1987), as quais se traduzem por uma menor deterioração dos componentes da via e, consequentemente, um maior intervalo das operações de conservação, menor oscilação dos veículos e menor produção de vibrações e ruídos, proporcionando um nível de conforto superior. No entanto, o carril de *barra longa* está sujeito a esforços internos consideráveis com as variações de temperatura, torna mais difícil a substituição dos elementos da superestrutura e exige um investimento inicial mais elevado.

2.2.2 Elementos de ligação

Os elementos de ligação devem promover o apoio adequado dos carris e a fixação destes às travessas, resistindo aos esforços originados pelas acções verticais, laterais, longitudinais e de torção (transmitidas pelas rodas), e aos esforços produzidos pelas variações de temperatura dos carris. Além disso, devem ainda reduzir as tensões e as vibrações causadas pelas cargas dinâmicas. O tipo de ligação e as características dos elementos de ligação e de apoio estão relacionados com o tipo de travessa de cada via. Em travessas de madeira interpõe-se apoios metálicos (chapins) entre os carris e as travessas, os quais asseguram tensões admissíveis e protegem a madeira contra o desgaste mecânico. Em travessas de betão colocam-se elementos resilientes para amortecer as vibrações provocadas pelas rodas, para reduzir o atrito entre o carril e a travessa e para promover o isolamento eléctrico dos circuitos da via.

2.2.3 Travessas

As travessas são os elementos da via colocados entre os carris e o balastro. Os carris das primeiras vias construídas eram colocados sobre blocos de rocha, os quais eram assentes directamente na fundação (Profillidis, 1995). A necessidade de promover uma melhor distribuição das cargas conduziu ao aparecimento das travessas (em 1830) e à inclusão do balastro (em 1869) como elemento estrutural.

As travessas têm diversas funções importantes, nomeadamente: i) receber as cargas dos carris e distribuí-las para a camada de balastro com níveis de tensão aceitáveis; ii) suportar o sistema de fixação dos carris; iii) impedir movimentos verticais, laterais e longitudinais dos carris.

Assim, as travessas têm que dispor de uma adequada resistência mecânica, quer na direcção vertical quer na horizontal. Em geral, as travessas são de madeira ou de betão armado pré-esforçado.

As primeiras travessas foram construídas em madeira, material que ainda hoje é usado em diversas situações. Devido ao seu custo elevado, vida curta e baixa resistência lateral resultante, essencialmente, do seu baixo peso (principalmente importante na alta velocidade), o seu uso na Europa está particularmente limitado às situações em que as travessas de betão não são adequadas.

A vida útil das travessas de madeira depende do tipo de madeira, do tipo de conservação, do clima, da carga por eixo, da velocidade e da própria qualidade da via. A vida útil de uma travessa de madeira é estimada em 25 a 35 anos (Kozak, 1992).

Do ponto de vista da dinâmica vertical, a travessa de madeira confere à via uma melhor resiliência do que a de betão (Prud'homme, 1976). A relativamente baixa rigidez global da via proporcionada pelas travessas de madeira faz com que as cargas dinâmicas sejam menos gravosas e, portanto, que estas travessas sejam particularmente adequadas para vias assentes sobre plataformas de má qualidade (Raymond, 1985).

No final do século XIX começaram a ser instaladas, em diferentes locais, travessas metálicas, as quais foram utilizadas durante muito tempo. Estas apresentam algumas desvantagens que as tornaram pouco competitivas, particularmente na Europa, nomeadamente: i) devido à sua forma tornam difícil posicionar correctamente a via, quer no plano vertical, quer no plano horizontal; ii) são ruidosas; iii) requerem um isolamento eléctrico especial; iv) a sua conservação é difícil e são sensíveis ao ataque químico.

A instalação de travessas de betão teve início no século XIX, embora com reduzido sucesso, já que a sua deterioração era rápida. Após a 2ª Guerra Mundial começaram a utilizar-se as travessas de betão armado pré-esforçado, em países como a Alemanha, a Inglaterra, a Rússia e o México. O avanço na tecnologia do betão impulsionou o uso de travessas de betão a partir de meados do século XX. As travessas de betão dividem-se essencialmente em dois grandes grupos: travessas bibloco e travessas monobloco.

As travessas de betão conferem uma maior resistência lateral, são mais resistentes e, em princípio, mais duráveis, requerendo menor conservação da via, o que torna a sua utilização mais vantajosa (ORE, 1969). No entanto, apresentam também algumas desvantagens, tais como: i) maior dificuldade de manuseamento; ii) maior fragilidade; iii) conservação mais cara; iv) maior dificuldade em manter o nivelamento em plataformas medíocres, em face das forças de inércia mais importantes que se mobilizam à passagem das cargas rolantes; v) preço mais elevado.

A distribuição de tensões que se desenvolve sob as travessas é algo complexa (Profillidis, 1995). Embora existam modelos relativamente consensuais, continuam a desenvolver-se estudos sobre a influência do tipo de travessa e do tipo de carga no comportamento do conjunto (Hirakawa et al., 2002).

A travessa localizada imediatamente por baixo da roda recebe a maior percentagem de carga, sendo a restante distribuída pelas travessas adjacentes. O desempenho das travessas é condicionado pelas características da camada de balastro subjacente. Em vias com conservação adequada, as cargas aplicadas a cada travessa são transmitidas ao balastro compactado, localizado na zona subjacente ao carril. Este tipo de distribuição de tensões entre a travessa e o balastro limita as tensões de flexão na travessa. A aplicação de cargas sucessivas promove a deformação permanente do balastro subjacente ao carril, o que conduz ao aumento da tensão na zona central das travessas monobloco e a sua consequente degradação.

As dimensões das travessas têm aumentado com o tempo, particularmente no que se refere às travessas de betão, traduzindo-se esse aumento, essencialmente, na diminuição da tensão aplicada ao balastro e num aumento da estabilidade lateral da via. Associado ainda ao aumento de peso das travessas está a redução da amplitude da onda que se gera nos carris antes e depois da passagem de cada roda, aumentando assim a estabilidade do apoio.

A resistência lateral da via depende mais do tipo de travessa utilizado e do tipo de ligação do que das suas dimensões. Ensaios realizados pela SNCF em travessas com diversas ligações levaram a concluir que para um aumento de 23% da superfície contacto, o aumento da resistência lateral sob uma carga de seis toneladas foi da ordem de 13 a 16%, dependendo do estado da via (Montagné, 1988).

O espaçamento entre travessas é um factor importante no desempenho da via, particularmente se a plataforma não é de boa qualidade (ORE, 1973, 1981a). No entanto, os espaçamentos normalmente utilizados parecem estar devidamente optimizados.

2.2.4 Balastro

A camada de balastro desempenha um papel fundamental no comportamento da via, quer no que se refere à estabilidade vertical, quer relativamente à estabilidade horizontal. O balastro resiste às forças com componente vertical pela resistência directa das partículas de balastro. As forças laterais e longitudinais são equilibradas pelo atrito que se gera entre as partículas de balastro e as travessas, e pelo embricamento das partículas de balastro.

A análise dos resultados obtidos em diversos estudos realizados em plena via e em trechos experimentais leva a concluir que ainda são difíceis de estabelecer padrões rigorosos de comportamento para a camada de balastro. O comportamento da camada de balastro é

condicionado essencialmente pelas suas características mecânicas (resistência e deformabilidade) e hidráulicas (permeabilidade), as quais devem, tanto quanto possível, manter-se no tempo. Essas características dependem, entre outros factores, da espessura e da compacidade da camada e das características das partículas (forma, dureza, dimensões, etc.). Por outro lado, as características da superestrutura da via, o tipo e a frequência dos trabalhos de conservação e as próprias solicitações do material circulante podem condicionar o comportamento da camada de balastro.

No passado, a importância dada às características físicas e mecânicas da camada de balastro era relativamente pequena. No entanto, a importância do desempenho dessa camada no funcionamento da via era conhecida já no início do Século XX, como transparece dos estudos experimentais feitos naquela época, durante os quais se mediam tensões e deformações na via, antes e depois das operações de reconstrução e estabilização da camada de balastro (Chambers, 1980). Actualmente, as características dos materiais que constituem esta camada e o seu desempenho são das principais preocupações das empresas ferroviárias. Apesar disso, não existe um acordo geral no que se refere às exigências a impor aos materiais e à própria camada.

A camada de balastro deve desempenhar diversas funções, nomeadamente: i) servir de apoio às travessas; ii) resistir às acções verticais, laterais e longitudinais aplicadas às travessas, com o objectivo de manter a via no alinhamento correcto; iii) promover a absorção de vibrações; iv) permitir o escoamento de material poluente proveniente do material circulante; v) facilitar as operações de conservação relacionadas com o nivelamento e o alinhamento da via, devido à possibilidade de arranjo das partículas de balastro; vi) permitir o escoamento das águas da chuva que caem na via; vii) evitar o aparecimento de vegetação; viii) minimizar os efeitos das acções climáticas (chuva e gelo) sobre as camadas subjacentes; ix) reduzir a tensão transmitida pelas travessas às camadas subjacentes e fazer essa transferência da forma mais uniforme possível.

Alguns dos requisitos que o balastro deve ter para desempenhar adequadamente as suas funções são claramente contraditórios em alguns aspectos. Por exemplo, para propiciar uma boa capacidade de carga e uma boa estabilidade da via ao longo do tempo, o balastro deveria ser bem graduado e ter elevada compacidade. No entanto, se assim fosse seria muito reduzida a sua permeabilidade, o que impediria o rápido escoamento da água; além disso seria difícil realizar os trabalhos de conservação da via. Assim, em geral, aceita-se que a camada de balastro deve ser construída com materiais monogranulares com

partículas de grandes dimensões (inferiores a 63 mm), constituindo um meio muito permeável e que proporciona uma fácil intervenção nas operações de conservação. No entanto, outros investigadores defendem a utilização de materiais mais bem graduados, com partículas de menores dimensões, que permitam uma melhor compactação e que sejam mais estáveis.

Habitualmente divide-se a camada de balastro em: i) balastro entre travessas; ii) prisma lateral; iii) balastro superficial, que constitui a sub-camada superior que é afectada directamente durante as acções mecânicas de conservação; iv) balastro de fundo, que constitui a sub-camada inferior e que, geralmente, ao fim de alguns anos de exploração se encontra com uma granulometria relativamente distinta da inicial.

Dificilmente existirá outra aplicação em que a rocha britada esteja sujeita a tão severas condições de utilização como quando constitui a camada de balastro da via. Por isso, têm sido amplamente discutidas as características das partículas rochosas, nomeadamente, o tamanho, a forma, a dureza e a resistência ao desgaste. No entanto, a disponibilidade dos materiais e os factores económicos são, muitas vezes, os critérios determinantes na selecção do material para a camada de balastro.

O volume e as características do tráfego, e o tipo e a frequência das intervenções de conservação, de reabilitação e de renovação do balastro (normalmente 15 a 20 anos), têm um papel fundamental na evolução do estado físico das partículas de balastro (Selig et al., 1982a).

O uso de material de balastro de elevada qualidade evita o seu desgaste, o que evita também o desgaste das travessas, provocado pela lama abrasiva formada por partículas resultantes do desgaste do balastro e água.

Segundo alguns autores, um factor que influencia o comportamento do balastro é o peso volúmico das partículas, o qual se relaciona com a quantidade de água que por elas pode ser absorvida. A absorção é um indicador da porosidade que por sua vez se relaciona com a resistência e com a susceptibilidade ao gelo. Normalmente a resistência ao esmagamento aumenta com o aumento do peso volúmico das partículas. Para um dado tipo de rocha, o peso volúmico das partículas será menor e a porosidade mais elevada, quanto maior for o estado de alteração.

Diversos estudos (Raymond, 1985; Selig e Boucher, 1990; Diyaljee, 2002), sugerem que a resistência à fragmentação (determinada pelo ensaio de Los Angeles) e ao desgaste

(determinada pelo ensaio de Micro-Deval) são as características que mais influenciam a degradação do balastro na via férrea.

A Norma Europeia EN 13450 – Agregados para balastro de via férrea – classifica os materiais para balastro em diversas categorias, com base nas propriedades geométricas e físicas das partículas. Em Portugal, o documento técnico IT.GEO.001.00 da REFER, que enquadra a utilização de material para a camada de balastro, quer na construção de linhas novas, quer na conservação e na renovação das já existentes, refere que aquele deve ser obtido exclusivamente de rochas duras e sãs, isto é, rochas com elevada resistência ao desgaste, ao esmagamento, ao choque e ainda à acção dos agentes atmosféricos. Entre as rochas consideradas passíveis de serem utilizadas como balastro encontram-se granitos, gabros, dioritos, doleritos, basaltos e quartzitos. A utilização de quaisquer calcários é interdita ao fabrico de balastro.

De acordo com aquele documento, os agregados para balastro de vias férreas podem ser de dois tipos: Tipo I, para sistemas ferroviários de alta velocidade e velocidade alta, com coeficiente de desgaste de Los Angeles inferior ou igual a 19%; Tipo II, para a rede convencional[1], com coeficiente de Los Angeles inferior ou igual a 22%.

O material para balastro deve ser um material granular, 100% britado, isento de materiais poluentes, tais como partículas orgânicas e expansivas, metal ou plástico.

As características técnicas que são alvo de análise para aceitação dos materiais para balastro são a resistência mecânica (à fragmentação e ao desgaste), a dimensão, a granulometria, o conteúdo de partículas finas (<0,5 mm), o conteúdo de finos (<0,063 mm), a forma e o conteúdo em materiais indesejáveis. Relativamente à forma, as partículas de balastro devem apresentar forma poliédrica de tendência isométrica, designada por forma cúbica, faces rugosas e arestas vivas. No Quadro 2.1 apresentam-se os valores das características que permitem a aceitação, sem quaisquer restrições, e os que implicam a rejeição dos materiais a aplicar em camada de balastro.

O aumento da espessura da camada de balastro contribuiu para a redução da tensão na plataforma. No entanto, esse aumento pode também conduzir a alguns problemas

[1] Rede percorrida geralmente por: i) comboios de passageiros com velocidade inferior ou igual a 200 km/h e carga máxima por eixo de 200 kN; ii) comboios de mercadorias com velocidade inferior ou igual a 100 km/h e carga máxima por eixo de 225 kN.

relacionados com a homogeneidade do nivelamento da via, em particular se a compacidade da camada varia de forma importante. De facto, a análise da via ao longo do seu desenvolvimento longitudinal, permite concluir que o assentamento médio por unidade de comprimento, o desvio padrão em relação ao assentamento médio obtido em diferentes épocas e o desvio padrão dos defeitos ao longo da via aumentam quando a espessura da camada de balastro aumenta (ORE, 1973).

São diversos os factores que influenciam a compacidade do balastro. Estes factores estão relacionados com: as características das camadas subjacentes; as características das partículas do próprio balastro; a superestrutura da via; os procedimentos de conservação; o tipo de compactação aplicada após a colocação do material, ou durante os trabalhos de conservação e reabilitação; o tipo de tráfego; e as características climatéricas.

As operações levadas a cabo durante a conservação e a reabilitação da via, incluindo a compactação do balastro, são dos factores que mais influenciam a compacidade da camada de balastro. A compactação dinâmica do balastro assume actualmente um papel essencial no aumento da sua estabilidade e da resistência vertical e lateral da via, substituindo o efeito da passagem de várias dezenas de milhares de toneladas brutas de tráfego (ORE, 1983e) e permitindo a circulação de comboios a maior velocidade após a construção e as intervenções de conservação e reabilitação. Essa estabilidade traduz-se por uma adequada regularidade longitudinal e transversal, comprovada pela observação dos deslocamentos e pelo valor do desvio padrão dos mesmos em relação à média. O assentamento permanente, a longo prazo, que ocorre depois da realização de um "ataque mecânico" seguido de compactação da camada de balastro, pode ser de cerca de 40% daquele que ocorreria se não fosse realizada a compactação (Selig et al., 1982a).

A compactação dinâmica do balastro promove, também, uma distribuição de pressões mais uniforme debaixo das travessas, proporcionando melhores condições de funcionamento da própria travessa e tornando menos gravosas as condições de solicitação das partículas de balastro.

Diversos organismos têm feito estudos no sentido de avaliar a influência das operações acima referidas na compacidade do balastro (Selig et al., 1982b). Algumas das variáveis que foram discutidas prendem-se com a carga estática e dinâmica de compactação, o tempo de vibração e a frequência de vibração (Figura 2.2).

Quadro 2.1 – Valores das características que permitem a aceitação sem quaisquer restrições e a rejeição dos materiais a aplicar na camada de balastro

Característica		Balastro Tipo I		Balastro Tipo II	
		Aceitação	Rejeição	Aceitação	Rejeição
Los Angeles - LA_{RB} (%)		≤19	>22	≤22	>25
Micro Deval - MDE_{RB} (%)		≤6	>8	≤8,5	>10,5
Valores de LA_{RB}+ MDE_{RB}		$LA_{RB}+5MDE_{RB}\leq 44$	$LA_{RB}+5MDE_{RB}>54$	$LA_{RB}+2MDE_{RB}\leq 33$	$LA_{RB}+2MDE_{RB}>37$
Percentagem acumulada em peso de partículas de dimensão inferior a (mm):	80	100	100	100	100
	63	≥97	<92	≥97	<92
	50	≥70 ≤99	<65	≥70 ≤99	<65
	40	≥30 ≤70	<25 >75	≥30 ≤70	<25 >75
	31,5	≥1 ≤25	>30	≥1 ≤25	>30
	22,4	≤3	>8	≤3	>8
Partículas finas (%)		≤0,6	>1,2	≤0,6	>1,2
Finos (%)		≤0,5	>1	≤0,5	>1
Forma das partículas	Índice de achatamento	≤15	>30	≤15	>30
	Índice de forma	≤10	>20	≤10	>20
	Partículas com comprimento >100 mm numa amostra com mais de 40 kg (%)	≤4	>8	≤4	>8
Materiais indesejáveis (%)		≤3	>6	≤3	>6

Nota: as percentagens indicadas são do peso total

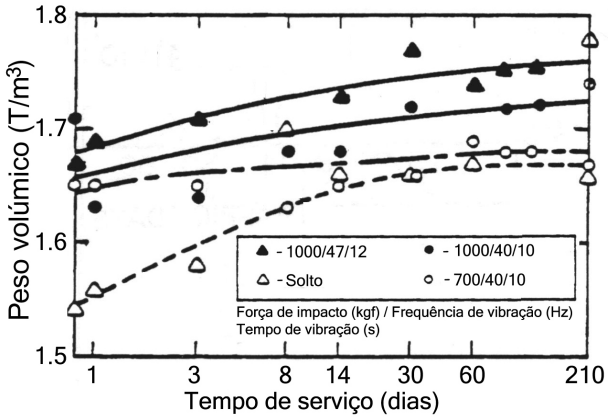


Figura 2.2 – Efeito da força de impacto e das condições de vibração na compacidade do balastro (Birmann e Cabos, 1967, adaptado).

Actualmente, em vias novas ou em operações de renovação, os conjuntos industriais que compactam o balastro permitem atingir elevados valores de compacidade. Por outro lado, a circulação dos comboios promove o aumento da compacidade ao longo do tempo. Esse aumento ocorre essencialmente devido ao efeito de compactação imposto pelas cargas dinâmicas e à alteração granulométrica do material. De facto, a granulometria do material da camada de balastro varia ao longo do tempo, como resultado de: i) esmagamento causado por acções mecânicas durante as obras de construção, de conservação e de reabilitação, e pela circulação dos comboios; ii) desgaste provocado por acções físicas e químicas associadas ao meio ambiente; iii) migração de partículas finas, quer das que se depositam na via, quer das que ascendem da fundação. Estes fenómenos podem conduzir à contaminação do balastro com material fino, o que leva à sua colmatação, à perda das suas características, nomeadamente de resiliência e de permeabilidade e, consequentemente, à impossibilidade de esta camada desempenhar as funções para que é dimensionada.

O aumento da compacidade do balastro pode levar a um aumento da rigidez da via, o que proporciona um aumento das cargas dinâmicas e, consequentemente, solicitações mais gravosas para o próprio balastro.

A compacidade da camada de balastro é de difícil determinação. Estudos feitos em laboratório sobre provetes de grandes dimensões (diâmetro até 50 cm) de balastro calcário, compactados com diferentes energias, permitiram concluir que, para a mesma energia, o valor determinado para a compacidade relativa podia variar em cerca de 8%, conforme o método utilizado na sua determinação (Selig et al., 1982b). No entanto, existem algumas referências a métodos que se consideram mais adequados, como por exemplo o da substituição de um volume de balastro por água, com recurso a membrana de borracha (Yoo et al., 1978; Nunes e Gomes Correia, 1991). Por outro lado, existem também referências relativas a métodos que recorrem a equipamentos nucleares, os quais se baseiam na transmissão de radiações gama entre a fonte radioactiva emissora e o detector de radiação (Birmann e Cabos, 1967; Sunaga e Enomoto, 1994). Esta técnica foi muito utilizada, mas só conduz a bons resultados quando se pretende avaliar a evolução da compacidade do balastro e para tal se insere a sonda previamente na camada, já que a sua introdução à posteriori é difícil e altera substancialmente a compacidade na zona envolvente.

Dada a dificuldade de avaliar a compacidade da camada de balastro, normalmente, são realizados ensaios que permitem determinar grandezas que se relacionam com essa

compacidade. Entre outros, utilizam-se ensaios de carga com placa, que são realizados sobre a camada de balastro ou sobre as travessas, com o objectivo de avaliar a rigidez ao nível da superfície ensaiada e relacionar essa rigidez com a compacidade da camada de balastro. As dimensões da placa a utilizar sobre a camada de balastro são condicionadas quer pela dimensão máxima das partículas, quer pela necessidade de colocar a placa entre travessas, quer ainda pela necessidade de distribuir a carga essencialmente na camada de balastro, evitando a influência do sub-balastro e da fundação. Normalmente estas limitações conduzem à utilização de placas de 150 ou 200 mm de diâmetro. É de notar que quando os ensaios são realizados sobre as travessas, o resultado integra contribuições dos diferentes elementos da via.

Outra metodologia para avaliar de forma indirecta a compacidade da camada de balastro reside na determinação do assentamento da via à passagem de um vagão de peso conhecido. Também, neste caso, os resultados integram as contribuições dos diferentes elementos da via.

A determinação da resistência lateral da via constitui outro método indirecto para avaliar a compacidade da camada de balastro. A resistência lateral da via depende essencialmente de três factores: i) o atrito que se desenvolve entre a superfície inferior da travessa e o balastro, que, normalmente, em travessas de betão monobloco valerá 20% a 30% da resistência total; ii) o atrito entre as superfícies laterais e o balastro envolvente, que, dependendo do tipo de travessa, pode representar 15% a 50% da resistência total; iii) a reacção proporcionada pelo balastro colocado nos topos da travessa, que poderá variar entre 30% a 40% da resistência total. Estas componentes da resistência lateral dependem do tipo, da geometria e do estado de conservação da travessa, do tipo de balastro e das suas características, nomeadamente, a granulometria e a dureza das partículas, a compacidade e a espessura da camada. Alguns resultados de ensaios revelaram que a resistência lateral das travessas de betão pode ser cerca de 2,5 vezes a resistência das travessas de madeira (Selig et al., 1982b).

Normalmente a resistência lateral da via é determinada por ensaios de deslocamento lateral de travessas, quer individualmente quer em conjunto. Os ensaios realizados com múltiplas travessas são mais representativos do comportamento da via, já que ensaiam todo o sistema (carris, travessas, ligações e balastro). Este procedimento minimiza os efeitos da fraca representatividade de uma travessa, contabiliza o efeito do balastro localizado entre

travessas e o efeito das ligações. No entanto, o ensaio sobre uma travessa individual parece mais adequado para medir a compacidade de balastro do que o ensaio sobre o conjunto.

A realização de sucessivos ensaios de deslocamento de travessas, ao longo do tempo, permite ter uma ideia sobre a variação da compacidade com as operações de conservação e de reabilitação e com a passagem dos comboios. Os "ataques mecânicos pesados" combinados com os nivelamentos e com os consequentes levantamentos da via podem dar origem a valores de resistência lateral de cerca de 40% a 60% dos valores obtidos antes destas operações. A compactação que se segue pode aumentar a resistência lateral para cerca de 60% a 90 % do valor inicial. No entanto, o valor semelhante ao inicial, em geral, só é obtido após a passagem dos comboios.

2.2.5 Sub-balastro

Na antiga concepção da subestrutura da via férrea, a altura da camada de balastro era estabelecida para todas as linhas de uma determinada rede, ou variava em função do tipo de linha, assumindo assim que a tensão admissível na plataforma podia variar de forma importante, em função da natureza do solo e do seu estado (Milosevic, 1968).

A camada de sub-balastro interposta entre a camada de balastro e a fundação aparece devido à necessidade de proteger a plataforma e para reduzir o nível de tensão nos solos, mantendo constante a espessura do balastro. Esta espessura, em geral, é estabelecida à partida e convém que seja constante ao longo de toda a linha, para possibilitar, durante as operações de conservação e reabilitação, uma utilização sistemática dos equipamentos mecânicos.

É de notar também que o comportamento da camada de balastro, ao nível de deformação vertical permanente, é muito influenciado pelas características de deformabilidade da superfície onde se apoia (ORE, 1982b).

O número de camadas que constitui o sub-balastro, as suas espessuras e características são função: i) dos materiais utilizados na construção; ii) da natureza e propriedades da fundação, nomeadamente o tipo de material e as suas características mecânicas, a sua susceptibilidade em relação à água e o seu estado de compacidade; iii) das condições climáticas e hidrogeológicas do local; iv) do tráfego (carga, velocidade e frequência de passagem); v) da superestrutura da via (tipo de carril, tipo e espaçamento das travessas, etc.).

Em construções novas, o sub-balastro pode ser constituído por uma ou diversas camadas, se tal for necessário ou mais económico, já que, em princípio, não existirão limitações geométricas relacionadas com a altimetria da rasante da via, ao contrário do que acontece muitas vezes nas vias antigas que se pretendem renovar.

A camada de sub-balastro, colocada sobre a fundação, tem algumas funções que podem ser também desempenhadas pelo balastro, nomeadamente: i) reduzir as tensões impostas pelo material circulante para níveis aceitáveis na fundação; ii) proteger a fundação contra as acções do gelo.

No entanto, a camada de sub-balastro tem outras funções específicas, como sejam: i) promover a separação entre o balastro e a fundação, evitando assim a interpenetração e a migração do material fino; ii) evitar o desgaste da fundação pela acção mecânica do balastro, essencialmente em presença de água, que pode provocar a formação de lamas, as quais, por acção das cargas dinâmicas, podem ser bombadas para a superfície; iii) funcionar como camada impermeabilizante, evitando que as águas que caem no balastro cheguem à fundação; iv) funcionar como elemento drenante e filtrante, em relação à plataforma, permitindo que se escoem as águas que ascendem da fundação, mas evitando que haja passagem de elementos finos para o balastro.

Em geral exige-se que o sub-balastro seja pouco deformável (módulo de deformabilidade elevado) e tenha baixa permeabilidade. Tais objectivos podem ser atingidos utilizando um único material ou um conjunto de materiais com distintas funções. Normalmente utilizam-se materiais naturais bem graduados, areias cascalhentas, compostas em central, materiais naturais britados ou detritos de pedreiras. As partículas devem ter boa resistência ao desgaste e a sua granulometria deve poder proporcionar as funções de filtro e de separação entre o balastro e a fundação.

Relativamente às características físicas e mecânicas da camada de sub-balastro colocada em linhas novas de muito tráfego, é normal que se exijam valores mínimos para a compactação relativa dos materiais, $C_r \geq 103\%$ em relação ao ensaio Proctor Normal (UIC, 1994) e para o módulo de deformabilidade equivalente ao nível do topo desta camada, medido no primeiro ciclo de carga, $EV_1 \geq 70$ MPa (CFF, 1997), ou no segundo ciclo de carga, $EV_2 \geq 120$ MPa (UIC, 1994), do ensaio de carga estática com placa. No caso da renovação da via, estes valores podem ser tomados como referência; no entanto, os valores a adoptar devem considerar as reais condições de exploração.

As disposições construtivas utilizadas na execução da camada de sub-balastro são determinantes para o adequado escoamento das águas que caem na via. A camada colocada sobre a plataforma deve ter um "fim livre", isto é, deve acabar lateralmente sobre uma valeta de superfície ou sobre um dreno subsuperficial. A inclinação da camada de sub-balastro deve ser tal que permita que uma grande percentagem da água que aflui à sua superfície seja rapidamente encaminhada para fora da via. Uma inclinação transversal de cerca de 4% a 5% conduz a resultados adequados, isto é, faz com que pelo menos 80% da água pluvial escorra na superfície da camada e seja conduzida pelos elementos de drenagem. Dos 20% que se infiltram na parte superior, admite-se que a sua secagem seja rápida após a paragem da chuva (ORE, 1983f).

Em diversas situações são aplicados geossintéticos (geogrelhas, geomembranas ou geotêxteis) ou betumes asfálticos, conjuntamente com camadas de materiais granulares ou em sua substituição.

2.3 VIAS SEM BALASTRO

O aumento das solicitações – quer no que se refere ao número de comboios rápidos de passageiros, quer de comboios de mercadorias – que se tem verificado nas redes ferroviárias em geral, e nas europeias em particular, tem levado à procura de soluções para fazer frente ao processo acelerado de degradação da qualidade da via e aos cada vez maiores custos de conservação e reabilitação associados.

Ao longo da história dos caminhos de ferro têm sido realizadas diversas experiências com o fim de encontrar soluções estruturais alternativas para os elementos da via, que assegurem a qualidade desejada e tenham baixo custo. Algumas destas soluções têm-se revelado de fácil construção, económicas, com bom comportamento e pouca conservação (Pontbriand e Cervi, 1996).

A via sem balastro (*VSB*) surge da busca de um modelo de estrutura de via que garanta a estabilidade da circulação dos veículos com conforto e segurança, requerendo pouca conservação. Teoricamente, os trabalhos de conservação de uma *VSB* limitam-se à substituição dos carris com desgaste excessivo, das peças de fixação deterioradas por fadiga e os elementos de apoio resiliente envelhecidos, sempre e quando o desempenho destes elementos afecta a qualidade da circulação.

Em termos económicos pode ser uma solução particularmente interessante, quando aplicada em vias novas, ou a renovar, nas quais haja constrangimentos físicos consideráveis, como por exemplo uma elevada percentagem de obras de arte (túneis e viadutos), relativamente ao desenvolvimento total, o que leva à existência de muitas transições difíceis de construir e de conservar. Por exemplo, no Japão o comboio de alta velocidade *Shinkansen* tinha em 1985 apenas cerca de 20% da via assente em obras de terraplenagem, e em algumas das linhas essa percentagem era significativamente inferior, desenvolvendo-se as mesmas essencialmente em pontes, túneis e viadutos (Ito, 1985).

A *VSB* pode ainda ter uma aplicação preferencial quando é necessário aumentar a largura da entre via em zonas com limitações de espaço, já que permite uma secção transversal reduzida, ou ainda quando existem limitações na profundidade de construção, como é o caso dos túneis e das pontes.

Em 1894 na Califórnia foi empregue, parece que pela primeira vez, uma camada de mistura betuminosa numa linha. Na Alemanha as primeiras experiências datam dos anos vinte do século passado. No entanto, a construção de vias sem balastro teve o seu desenvolvimento nas linhas japonesas, onde, desde há mais de trinta anos, têm sido construídos milhares de quilómetros de superestrutura de via em laje de betão armado, para circulação a alta velocidade. Apesar da experiência acumulada, continuam a subsistir problemas relacionados com a estabilidade destas vias (Momoya et al., 2002).

Na Europa, uma das realizações mais significativas de *VSB* data de 1972, aquando da construção da estação de caminhos de ferro da cidade de Rheda, na Alemanha, com um modelo da via sem balastro que tomou o seu nome. Este modelo consta de travessas unidas por uma armadura longitudinal, fundadas numa laje de betão armado, colocada sobre duas camadas de sub-base também rígidas.

Posteriormente, em 1994, no âmbito do desenvolvimento de estudos de concepção de linhas de baixa conservação e de elevado desempenho para a alta velocidade, construíram-se na Alemanha seis trechos piloto de vias sem balastro, com diferentes superestruturas, em linhas em exploração. Actualmente, muitas das novas linhas de alta velocidade daquele País são do tipo *VSB* (Neidhart, 2001).

Na Holanda, país em que é difícil obter material para executar a camada de balastro, foi testado um sistema em que a camada de balastro é substituída por sacos de *polyester* com baixa deformabilidade preenchidos com solo granular e colocados sob as travessas. Este

sistema reduz a necessidade de conservação, já que o material de apoio das travessas é mais estável. As experiências feitas com travessas de madeira conduziram a bons resultados, relativamente à estabilidade vertical e lateral.

Actualmente, existem vários modelos de via sem balastro (Fernández et al., 1998) e têm-se multiplicado os estudos com o objectivo de analisar os aspectos relacionados com o seu desempenho. Alguns desses estudos incluíram mesmo a construção de trechos piloto e o desenvolvimento de programas de ensaios com vista a, por exemplo, controlar fissuras, analisar o comportamento face às variações climáticas, analisar a variação da geometria da via, analisar o ruído produzido, etc..

Uma das conclusões mais comuns é a dificuldade que existe em intervir no nivelamento destas estruturas quando, por efeito do tráfego, por questões intrínsecas da subestrutura, ou devido a variações de temperatura, a geometria é alterada. Assim, quando as lajes têm fundação directa, a sua utilização fica condicionada a zonas com plataformas de muito boa qualidade. Algumas normas especificam valores máximos de assentamentos a longo prazo, admissíveis na plataforma de vias sem balastro, os quais podem estar restringidos a cerca de 10% a 30% dos admissíveis em vias balastradas (Sunaga, 2001; Woldringh, 2001).

No entanto, alguns relatos de situações em que o comportamento de vias em laje tem sido excelente, nomeadamente no Japão, conduzindo a baixos custos de conservação (cerca de 25% dos atribuídos à via balastrada na mesma linha), comprovam que, em determinadas condições, estas soluções podem ser vantajosas.

Também as elevadas emissões sonoras e as vibrações produzidas à passagem do tráfego têm sido consideradas desvantajosas, particularmente quando se trata de lajes de betão. Nestes casos, é imprescindível o estudo de materiais resilientes para colocar sob os carris, de forma a assegurar o amortecimento adequado e limitar a transmissão de vibrações às estruturas vizinhas.

Estas soluções têm, em geral, elevados custos de construção (nos anos oitenta, no Japão, o custo da via sobre laje era cerca de 50% superior ao da via balastrada). Nos casos de linhas em renovação, em que se mantém a via adjacente em funcionamento, são de difícil execução, particularmente quando se trata de lajes betonadas "in situ".

As vantagens apontadas a este tipo de vias são, nomeadamente: i) no que se refere às questões relacionadas com a segurança, as soluções de via sem balastro proporcionam uma grande estabilidade relativamente aos esforços laterais, o que é particularmente importante

aquando da circulação a alta velocidade; ii) nas situações em que a plataforma é de boa qualidade, em princípio, a rigidez é mais homogénea; iii) os reduzidos custos de conservação e, consequentemente, os de exploração derivados dos anteriores.

Em conclusão, discute-se actualmente a possibilidade de utilização de vias sem balastro de forma economicamente competitiva em relação às vias balastradas. Brandl (2001b) refere que as vias sem balastro presentemente só são económicas quando os seus custos de construção não excedem em mais do que 30 a 40% os custos de uma via balastrada. No entanto, esta discussão tem necessariamente que ser feita com base em modelos de avaliação de custos globais (Zoeteman e Esveld, 1999).

2.4 VIAS DE APOIO MISTO

Outras soluções estruturais de via, que se pode designar por "não clássicas", são aquelas em que, embora existindo uma camada de balastro esta é colocada misturada com betume, ou se apoia sobre uma camada de uma mistura betuminosa.

No que se refere ao primeiro procedimento, existem referências a trabalhos realizados em 1926 nos EUA (Nagel, 1963) num trecho piloto de 200 m de uma via de grande tráfego, em que foram instaladas travessas sobre uma camada de balastro misturado com uma emulsão de betume. Os intervalos entre as travessas foram preenchidos com o mesmo material e toda a superfície foi coberta com 3 cm de mistura betuminosa. Os primeiros trabalhos de reabilitação ocorreram catorze anos depois. Na década de sessenta, ainda nos EUA, foram utilizadas técnicas semelhantes, em troços com comprimentos da ordem das dezenas de quilómetros, onde se obtiveram resultados positivos (Rose et al., 1984).

Relativamente ao segundo caso, este sistema misto permite manter as vantagens do sistema tradicional (adequada rigidez, fácil alinhamento, fixações correntes, equipamento convencional de conservação, etc.) e assegura uma protecção ao balastro relativamente à contaminação, possibilitando a redução da espessura do mesmo. Por outro lado, o próprio balastro protege a mistura betuminosa das variações de temperatura, permanecendo o módulo de deformabilidade da mistura relativamente constante, ao contrário do que acontece nos pavimentos das estradas.

Nos EUA, após as primeiras experiências que decorreram durante os anos sessenta, a partir do início da década de oitenta começaram a colocar-se camadas de misturas betuminosas em linhas de passageiros e mercadorias.

Na Europa desenvolveram-se também alguns estudos relativos à aplicação de revestimentos betuminosos (ORE, 1983c). Em Itália, a partir de 1975, aquando da renovação da linha entre Roma e Florença, feita com o objectivo de fazer circular comboios de passageiros a 250 km/h e de mercadorias a 120 km/h, foi utilizada como uma das soluções para a camada de sub-balastro uma mistura betuminosa com 0,12 m de espessura, permitindo obter valores médios do módulo de deformabilidade equivalente, no topo da camada, de 180 MPa.

Na Austrália tem havido também experiências relativas à utilização de misturas betuminosas, aquando do saneamento e reconstrução de vias com plataformas de má qualidade e com problemas de drenagem. As normas de dimensionamento em vigor na Suíça prevêem a colocação de um revestimento betuminoso sob a camada de balastro, nas linhas de maior importância.

Estas soluções não têm tido uma aplicação ampla, pois são relativamente caras e os resultados nem sempre foram os melhores, essencialmente a médio e longo prazo (10 a 20 anos). Além disso, é difícil controlar a execução da camada e é difícil detectar comportamentos anómalos em tempo oportuno, levando a que a necessidade de reparação seja detectada apenas numa fase avançada de deterioração.

2.5 FUNDAÇÃO DA VIA

A fundação da via, sobre a qual são construídas as camadas de apoio, é frequentemente designada por plataforma das terraplenagens, ou apenas por plataforma. No entanto, de forma mais correcta, este termo deve ser utilizado para designar a superfície final da terraplenagem. A fundação da via é constituída pelos terrenos onde se apoia o sub-balastro e (ou) o balastro da via, e prolonga-se em profundidade até onde se fazem sentir de forma significativa as solicitações do tráfego. Embora essa profundidade possa atingir sete a oito metros abaixo da base da travessa (Li e Selig, 1995), é normal haver uma preocupação especial com as características dos terrenos até profundidades da ordem de 1 a 2 m abaixo da base da travessa.

As características e o comportamento dos materiais que constituem a fundação condicionam o dimensionamento e a construção das camadas de apoio, de tal forma que em muitos casos é necessário substituir os solos, ou promover o seu melhoramento.

A fundação tem um papel determinante na qualidade e no desempenho da via, quando esta é sujeita às cargas repetidas dos comboios, porque contribui de forma considerável para a deformação reversível e para a deformação permanente, medidas ao nível do carril, e influencia a deterioração dos elementos da superestrutura e do balastro.

Ao nível da plataforma das terraplenagens, durante a fase de construção, deve dispor-se de uma capacidade de carga que permita a traficabilidade dos equipamentos e a construção das camadas sobrejacentes. A superfície deve apresentar regularidade geométrica e os solos do leito (parte superior das terraplenagens) devem constituir o elemento de protecção das terraplenagens.

Durante a exploração, a capacidade de carga ao nível da plataforma das terraplenagens depende essencialmente das características dos terrenos subjacentes, das camadas sobrejacentes e das condições de drenagem da via. Uma boa plataforma não deve exibir deformações significativas durante a exploração. As características físicas e mecânicas avaliadas na sua superfície deverão apresentar homogeneidade longitudinal e transversal e deverão ser pouco susceptíveis à variação das condições climáticas. A superfície deve permitir a drenagem das águas da chuva que caem sobre a via.

A fundação é executada em terreno natural ou em aterro. Normalmente distingue-se duas zonas da fundação: i) a fundação em geral; ii) a camada superficial, designada de leito.

As funções da plataforma são: i) servir de apoio à superestrutura e às camadas de apoio da via e suportar as tensões impostas pelas cargas repetidas, sem atingir a rotura e sem deformações excessivas (reversíveis e permanentes); ii) manter uma posição estável no tempo, não sendo demasiadamente afectada pelas acções ambientais, como os ciclos de molhagem e secagem associados à pluviosidade; iii) resistir ao atrito e ao desgaste causados pelo balastro e (ou) sub-balastro, fenómenos que tendem a causar a bombagem de finos e consequentes assentamentos; iv) constituir uma adequada superfície para colocação e compactação do sub-balastro.

A *Ficha UIC 719R* (UIC, 1994) classifica a plataforma das terraplenagens nas classes P1, P2 e P3, correspondentes a plataformas medíocre, média e boa, respectivamente, conforme

as características do solo de fundação e dos materiais utilizados na camada de leito (Quadro 2.2).

Quadro 2.2 – Classe da capacidade de carga da plataforma (UIC, 1994, adaptado)

Qualidade do solo de fundação	Classe da plataforma	Camada de leito	
		Qualidade do material	Espessura (m)
QS1	P1	QS1	-
	P2	QS2	0,50
	P2	QS3	0,35
	P3	QS3	0,50
QS2	P2	QS2	-
	P3	QS3	0,35
QS3	P3	QS3	-

Os solos QS1 são solos medíocres; os solos QS2 e QS3 são solos de qualidade média e boa, respectivamente. A qualidade do solo (QSi) depende do tipo de solo, do seu estado hídrico e das condições hidrogeológicas e hidrológicas do local. No que se refere à influência destas condições sobre a capacidade de carga dos solos, podem ser classificadas de boas se, simultaneamente: a camada superior do solo em análise nunca sofrer influência da água com a variação do nível freático (a profundidade mínima relativamente à base da travessa a que o nível freático pode estar para que as condições hidrogeológicas possam ser consideradas boas varia nos documentos publicados pelas várias administrações ferroviárias, mas pode considerar-se cerca de 2,0 m abaixo da base da travessa); a fundação não estiver sujeita a percolação de origem natural nas direcções transversal, longitudinal ou vertical; a água da chuva for evacuada correctamente da plataforma e os dispositivos de drenagem longitudinais e transversais se encontrarem em bom estado de funcionamento.

Relativamente às características físicas e mecânicas da camada de leito, é normal impor valores mínimos para a compacidade dos materiais e para o módulo de deformabilidade equivalente obtido sobre a plataforma das terraplenagens, medido no primeiro ciclo de carga, EV_1 (CFF, 1997), ou no segundo ciclo de carga, EV_2 (UIC, 1994), do ensaio de carga estática com placa. As recomendações da UIC e da CFF admitem valores mínimos de EV_2 de 80 MPa e de EV_1 de 15 MPa, respectivamente, na construção de plataformas de boa qualidade (Profillidis, 1986).

No Quadro 2.3 apresenta-se a identificação dos solos, em função da percentagem de finos, do estado hídrico e das condições hidrológicas e hidrogeológicas e, ainda, valores típicos de CBR e do módulo de deformabilidade equivalente (EV_2), para esses solos.

Quadro 2.3 – Características dos solos (ORE, 1983e, adaptado)

Qualidade do solo	Identificação	CBR (%)	EV_2 (MPa)
QS1	Solos com mais de 15% de finos(1), estado hídrico "médio" ou "seco"	3 a 6	15 a 25
QS2	Solos com 15% a 40% de finos, estado hídrico "seco" e boas condições hidrológicas e hidrogeológicas	6 a 20	25 a 80
	Solos com 5% a 15% de finos, estado hídrico "seco"		
QS3	Solos com menos de 5% de finos, bem graduados e com partículas de dureza elevada	>20	>80

(1) ϕ<0,060mm

2.6 ACÇÕES

O dimensionamento estrutural de uma via férrea, designadamente da superestrutura, das suas camadas de apoio e da plataforma, tem que ter em conta diferentes acções, provocadas essencialmente pelas solicitações estáticas e dinâmicas do material circulante e pelas variações da temperatura, as quais conduzem à dilatação e contracção dos carris. Essas acções traduzem-se por forças verticais, laterais, longitudinais e de torção, que devido ao carácter cíclico provocam fadiga nos diferentes elementos que constituem a via. Além disso, os carris e as travessas poderão ainda ficar sujeitos a esforços induzidos pelo seu transporte e colocação.

As interacções dinâmicas entre as rodas do veículo e os carris, e os esforços delas resultantes, são essencialmente função das características da via (por exemplo o traçado em planta) e do veículo (por exemplo o peso), do estado de conservação de ambos (por exemplo imperfeições geométricas das rodas) e da velocidade de circulação. As rodas, os carris e as travessas são constituídos por materiais cujo comportamento se pode considerar elástico. O balastro e os materiais das camadas subjacentes têm, em geral, um comportamento elasto-visco-plástico.

Quando uma roda de um comboio encontra um defeito geométrico isolado na via, a sua trajectória é alterada (Figura 2.3). A alteração da direcção do movimento produz uma variação no momento da roda num período de tempo muito curto e um consequente impulso. A quantidade de energia absorvida pela via depende sobretudo do intervalo de tempo durante o qual a mudança de direcção ocorre. Se o impulso ocorre abruptamente,

gerando uma carga dinâmica de elevada frequência, a mudança da direcção da roda provoca uma acção rápida sobre o carril, o qual resiste ao movimento através da sua inércia e da rigidez global do sistema a que está associado. Quanto maior for a inércia, mais energia é absorvida no carril e na roda e maior é a carga dinâmica.

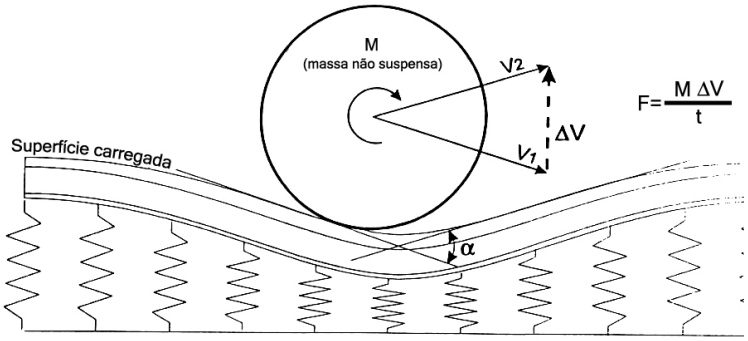


Figura 2.3 – Defeito geométrico na via (Ebersöhn, 1995, adaptado).

No material circulante o impulso é sentido essencialmente no eixo, o qual não tem protecção relativamente à acção imposta, com a excepção da elasticidade própria do metal que o constitui. No caso do vagão, antes que o impulso possa originar importantes forças, actuam os amortecedores, evitando que haja da parte de toda a massa do vagão uma resposta pronta ao impulso. A reacção desta massa é causada pela acção das molas quando distendem contra as rodas (e a via) e o corpo do veículo, num movimento retardado, podendo também contribuir para o aumento da carga dinâmica.

2.6.1 Forças verticais

São consideradas forças verticais aquelas que são perpendiculares ao plano dos carris. Estas forças, produzidas essencialmente pela acção das rodas dos veículos, são descendentes na zona carregada do carril e ascendentes em zonas adjacentes a estas, devido à flexão longitudinal do carril (Figura 2.4).

Para evitar o levantamento da superestrutura nas zonas onde momentaneamente ocorrem forças ascendentes é necessário que o peso das travessas e dos carris, associado ao atrito que se desenvolve entre as travessas e o balastro, produzam forças verticais descendentes iguais ou superiores às primeiras. Com a circulação do veículo, todas as travessas tenderão a sofrer movimentos ascendentes e descendentes em instantes diferentes.

São essencialmente as forças verticais que contribuem para a deterioração dos diferentes elementos e para os assentamentos na via, associados à densificação do balastro e dos solos granulares, e à consolidação dos solos coesivos.

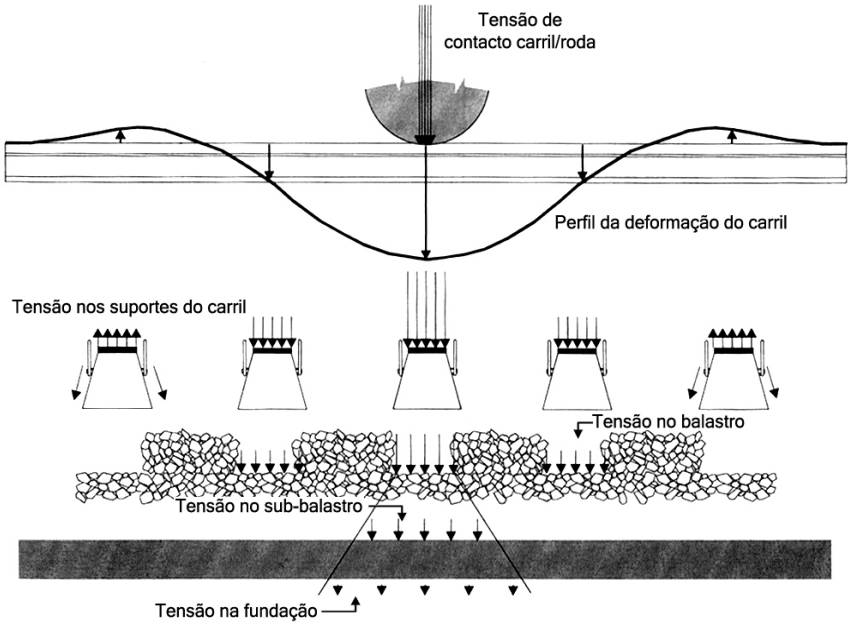


Figura 2.4 – Tensões devido às forças verticais nos elementos da via (Selig e Waters, 1994, adaptado).

A força vertical transmitida pela roda é, em geral, considerada como tendo uma componente estática devido ao peso do veículo e uma componente dinâmica. As cargas dinâmicas podem ser divididas em três categorias, de acordo com a respectiva frequência de vibração: i) cargas com frequência entre os 0,5 Hz e os 15 Hz, causadas por defeitos de grande comprimento de onda – associadas ao movimento das massas suspensas – e que dependem principalmente das características do material circulante, particularmente da suspensão do veículo; ii) cargas com frequências entre os 20 Hz e os 100 Hz, causadas por defeitos com comprimento de onda mais pequeno – associadas ao movimento das massas não suspensas (rodas e carris) – que dependem principalmente das características da via (regularidade e rigidez) e das massas não suspensas; iii) cargas com frequência entre os 100 Hz e os 2000 Hz, as quais correspondem a defeitos da superfície do carril; nestes casos, o carril actua como um forte elemento de dissipação de energia.

Normalmente, a prática de dimensionamento não considera explicitamente o efeito dinâmico. Em geral, para se obter a carga dinâmica actuante, a carga máxima estática é majorada por um coeficiente que pretende ter em conta os efeitos dinâmicos. Assim, a carga dinâmica (P_d) correspondente a uma determinada carga estática (P_e), pode ser calculada de forma simplificada utilizando coeficientes de majoração (K):

$$P_d = K.P_e \qquad \text{Eq. 2.1}$$

Existem diversas propostas para cálculo dos valores deste coeficiente, as quais, por vezes, fazem depender o coeficiente de majoração apenas da velocidade de circulação. No entanto, as forças dinâmicas verticais dependem também da geometria da via e das características dos elementos do sistema. Assim, algumas outras propostas sugerem que o coeficiente dinâmico seja afectado de um coeficiente que contemple a rigidez global da via (Caminhos de ferro indianos, citado por Clarke, 1957), o estado da via (Eisenmann, 1969, referido em Oliveros, 1975), as características dos elementos da via (Winker, 1871, referido em Profillidis, 1995) e as características do material circulante (Arema, 2000) ou várias destas variáveis em conjunto (Sato, 1978; Normas Alemãs, citadas em Brandl, 2001b). É de notar que algumas destas propostas são muito antigas e estão, necessariamente, relacionadas com a utilização de material circulante muito distinto do actualmente existente.

Normalmente, para se obter a carga vertical de dimensionamento majorava-se a carga estática, com um coeficiente de 2, no caso de se tratar de travessas de madeira, e de 2,5, no caso de travessas de betão (DiPilato et al., 1983). Actualmente é corrente considerar-se que o coeficiente de impacto dinâmico poderá ser considerado da ordem de 1,5, até velocidades de circulação de cerca de 200 km/h. Para velocidades mais elevadas, alguns autores defendem que embora possa ser adequado utilizar uma carga estática equivalente para determinar a tensão máxima na fundação, se deve proceder a uma análise dinâmica para determinação da tensão dinâmica máxima nos elementos da superestrutura (carris, travessas e apoios) e nas camadas de apoio da via, considerando as características da via e do material circulante.

Os primeiros ensaios realizados na década de setenta na Europa, em que foi possível medir num trecho piloto o efeito dinâmico no valor da carga vertical dos comboios de alta velocidade, mostraram diferenças significativas entre a contribuição das massas suspensas e a das massas não suspensas. O aumento quase linear da sobrecarga vertical dinâmica provocada pela oscilação das massas não suspensas foi identificado como um dos principais problemas na circulação a alta velocidade (Prud' Homme, 1975), apesar de, normalmente, nos comboios de alta velocidade essas massas representarem apenas valores da ordem dos 10% da massa total.

Mesmo que a carga dinâmica total da roda de um comboio de alta velocidade com 170 kN por eixo seja semelhante à de uma locomotiva que circula a 160 km/h ou à de um vagão de mercadorias com 200 kN por eixo circulando a 100 km/h, as frequências da solicitação da via são bastante distintas. Neste último caso, as solicitações mais importantes têm uma frequência de 3 a 4 Hz, domínio onde as cargas devidas às massas suspensas são preponderantes. Para um comboio de alta velocidade a 270 km/h, as solicitações dinâmicas devidas às massas não suspensas são as mais elevadas, principalmente no domínio de frequências entre 40 a 50 Hz. A estas frequências, defeitos de geometria do carril com cerca de 1,7 a 1,8 m de comprimento de onda podem conduzir a solicitações verticais importantes. Assim, as forças dinâmicas causadas pelos defeitos do carril e das rodas tornam-se mais importantes com o aumento da velocidade do comboio.

Da mesma forma, as acelerações no balastro são da ordem de 8 m/s^2 no caso de uma locomotiva de 210 kN/eixo a 140 km/h, e podem atingir 14 m/s^2 no caso de um eixo de um comboio de alta velocidade a 300 km/h (Thomas, 1991).

No que se refere à plataforma, diversos estudos realizados em trechos piloto de via mostram que existem determinadas frequências de carga que, conforme a frequência própria da estrutura, podem provocar valores muito elevados de assentamentos e tensões verticais na plataforma (Nagafuji e Noguchi, 1978; Woldringh e New, 1999; Neidhart, 2001).

2.6.2 Forças laterais

As forças laterais são paralelas ao eixo longitudinal das travessas e têm origem, essencialmente, nas forças produzidas pelo material circulante e na reacção do carril à encurvadura. A formulação dos fenómenos que dão origem a estas forças é mais complexa do que a associada às forças verticais.

As forças laterais, além de afectarem o conforto dos passageiros, são cruciais para a segurança do comboio, pois se excederem os valores admissíveis podem dar origem a descarrilamento.

Ao nível da via e no plano definido pelos carris, as forças laterais originadas pelos veículos quando circulam têm origens distintas: i) componente lateral da força de atrito que se desenvolve entre a roda e o carril, normal à direcção do movimento; ii) força quase-estática devido à insuficiente sobre-elevação ou, mais exactamente, à aceleração centrífuga não

compensada; iii) forças aleatórias devido às irregularidades geométricas da via, que se traduzem em defeitos do traçado em relação ao traçado teórico; iv) forças aleatórias com origem em fenómenos particulares de dinâmica ferroviária, como a oscilação dos *bogies* (força de lacete).

A força lateral estática que tem origem nas forças centrífugas não compensadas e nas forças de atrito resultantes do movimento em curva, pode ser calculada pela fórmula semi-empírica (Profillidis, 1995):

$$H_S = \frac{P.NT}{1500} \qquad \text{Eq. 2.2}$$

sendo:

H_s – força lateral estática (toneladas);
P – carga por eixo (toneladas);
NT – coeficiente que se relaciona com a irregularidade geométrica da via (mm).

A força lateral dinâmica provocada pelos defeitos da via e do material circulante pode ser calculada pela fórmula semi-empírica:

$$H_d = \frac{P \,.\, V}{1000} \qquad \text{Eq. 2.3}$$

sendo:

H_d – força lateral dinâmica (toneladas);
P – carga por eixo (toneladas);
V – velocidade do comboio (km/h).

Mais recentemente, foram desenvolvidos modelos dinâmicos que permitem calcular os esforços dinâmicos verticais e laterais, tendo em conta as características próprias de cada via. A aplicação desses modelos a casos concretos conduziu à obtenção de valores máximos da relação entre esforço lateral e vertical da ordem de 0,4. Nestes casos foram calculados esforços verticais dinâmicos máximos cerca de 50% superiores aos esforços estáticos (Sauvage e Pascal, 1990).

No que se refere à encurvadura do carril, ela ocorre em geral na direcção lateral e é causada pelas elevadas tensões de compressão longitudinal do carril devido ao aumento de temperatura. Alguns autores referem que o problema da encurvadura do carril só existe quando este tem uma curvatura inicial, sugerindo o cálculo da força lateral através de:

$$P_f = 0{,}441.D_c.\Delta t \qquad \text{Eq. 2.4}$$

sendo:

P_f – força total (psf);
D_c – curvatura (º);
Δt – variação da temperatura (ºF) acima da temperatura de soldadura.

2.6.3 Forças longitudinais

As forças longitudinais são paralelas aos carris e podem ter origem em: aceleração e travagem do material circulante; expansão e contracção térmica dos carris; e flexão dos carris à passagem dos comboios.

À passagem da roda do comboio ocorrem depressões e levantamentos que geram uma onda no carril, a qual está na origem das forças longitudinais e verticais (ascendentes e descendentes). É de notar que com as travessas descarregadas ou parcialmente descarregadas, reduzem-se as forças de atrito entre estas e o balastro que tendem a opor-se aos movimentos longitudinais e laterais.

2.7 QUALIDADE E MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DA VIA

2.7.1 A qualidade da via

A optimização da exploração de uma linha férrea depende de parâmetros relacionados com a gestão de transportes e com a qualidade da via. A qualidade de uma via férrea para comboios de passageiros comporta dois aspectos: i) a qualidade relacionada com parâmetros de conforto (os quais, normalmente, são condicionantes para o dimensionamento (GIF, 2000)) e com parâmetros de segurança, a qual depende do traçado e dos parâmetros geométricos adoptados; ii) a qualidade resultante das características dos materiais utilizados e da adequada execução dos trabalhos de construção da via.

Independentemente da intensidade da exploração, do tipo de tráfego e das características da via, o que interessa na prática é a aptidão que a mesma demonstra para desempenhar as funções para que foi construída. Relativamente a este aspecto, podem distinguir-se três estados (Semrau, 1985), que do ponto de vista da segurança da circulação, da gestão e da conservação da via devem estar objectivamente definidos: i) desempenho adequado (DA); ii) desempenho limitado (DL); iii) mau desempenho (MD).

O comportamento da via férrea ao longo da sua vida útil depende de vários factores e da combinação de diversos deles, nomeadamente:

i) qualidade de construção da via face às características do tráfego – qualidade inicial ou intrínseca, que depende das características de cada um dos componentes e do sistema global (superestrutura e subestrutura);
ii) geometria da via;
iii) sistema de diagnóstico e de controlo do comportamento;
iv) política de conservação, de reabilitação e de renovação;
v) tolerâncias e desvios admissíveis, estabelecidos em função dos tipos de tráfego;
vi) factores característicos da interacção roda/carril.

Todos estes factores contribuem para a variação do estado da via e para o seu desempenho. Normalmente, sem intervenção humana, a via sofrerá em serviço uma deterioração completa (MD), depois de uma breve passagem pelos estados DA e DL. Um controlo constante da evolução dos defeitos da via e a sua eliminação imediata asseguram a circulação permanente e permitem detectar os defeitos que podem originar incidentes ou acidentes bruscos.

Antes de permitir que a via fique sujeita a solicitações mais gravosas do que as habitualmente impostas (maiores cargas por eixo e velocidades superiores), é importante observar cuidadosamente o comportamento da via em geral e dos elementos que a constituem em particular, para ter uma ideia das circunstâncias e da probabilidade de aparecerem os estados DL e MD.

Para manter a qualidade da via dentro de limites de tolerância desenvolve-se, normalmente, um conjunto de actividades de conservação, essencialmente ao nível da superestrutura e da camada de balastro, como por exemplo a limpeza dos sistemas de drenagem e o nivelamento nos locais que evidenciam deficiências. Atendendo à deterioração natural dos materiais, o nível de qualidade atingido após cada intervenção de conservação tenderá a ser progressivamente inferior ao inicial, o que provoca uma redução do próprio ciclo de intervenção.

A par da conservação decorre, normalmente, a monitorização sistemática das condições de geometria da via e a comparação de valores de índices de qualidade, para avaliar a necessidade de intervenção. Estes índices constituem ferramentas importantes na gestão da

conservação e na garantia da segurança, já que permitem estabelecer critérios de alerta e normas de actuação.

As intervenções de grande importância numa linha em serviço, em que a substituição e (ou) reparação de diversos componentes permitem readquirir, sem ultrapassar, o nível de qualidade inicial, designam-se, normalmente, por reabilitações. Nestes casos, é expectável que a frequência de conservação diminua após a sua realização. Exemplo disso é o designado "ataque mecânico pesado", com o qual se pretende adicionar balastro novo com o objectivo de repor a geometria da via e aumentar a compacidade da camada de balastro existente. Em circunstâncias extremas, quando o balastro se degrada ou fica contaminado com solo, e essa contaminação atinge um valor superior ao razoável, de tal modo que fica comprometido o seu bom desempenho, procede-se à sua substituição.

A renovação é o tipo de intervenção que, através da alteração das características técnicas dos componentes, permite dotar a via de um nível de qualidade superior ao que foi obtido aquando da sua construção. Neste tipo de actividade pode incluir-se, nomeadamente, a substituição da superestrutura, a colocação de camadas de apoio, ou mesmo o reforço da plataforma de terraplenagens. Estes processos podem ser levados a cabo de forma tradicional ou recorrendo a equipamentos de elevada versatilidade que permitem a execução de operações relativamente complicadas e morosas, de uma forma integrada, nomeadamente, o levantamento do balastro antigo, a sua britagem para novo aproveitamento como sub-balastro, o saneamento de material impróprio da fundação e a colocação de geossintéticos e de camadas de materiais granulares compactados.

A degradação da via traduz-se, geralmente, por um dos seguintes estados: perda de estabilidade, perda de resiliência e ocorrência de elevados assentamentos permanentes ao nível dos carris. Na origem destes fenómenos podem estar: a modificação das condições envolventes da estrutura, em particular as que afectam a drenagem; o aumento das solicitações; e a alteração das características mecânicas dos diversos elementos, nomeadamente dos que constituem a superestrutura, da camada de balastro, das camadas de apoio ou da fundação. Ao nível da superestrutura pode ocorrer desgaste ou rotura dos elementos que a constituem. A degradação da camada de balastro, das camadas de apoio e da plataforma está associada à perda de estabilidade, local ou global, de cada uma das camadas ou do conjunto, e a assentamentos permanentes excessivos.

A resiliência da via determina a resposta elástica da estrutura sob o efeito das cargas repetidas dos comboios. A distribuição das tensões que se instalam nos diversos elementos, a deflexão reversível do carril e, consequentemente, a qualidade da circulação, dependem da resiliência da via. Uma adequada resiliência permite controlar as oscilações verticais, as vibrações e a absorção de impactos, o que é fundamental para evitar danos no material circulante (rodas, eixos e restantes elementos) e na mercadoria transportada.

A superestrutura da via, que transmite a carga das rodas desde o topo do carril através das travessas até às camadas de apoio, comporta-se essencialmente de modo elástico, sob acção das cargas das rodas. No entanto, o assentamento permanente ao nível do carril tem, normalmente, um aumento progressivo com a passagem do tráfego, fundamentalmente devido ao comportamento da subestrutura. Este comportamento conduz à necessidade da realização de acções de conservação, para que os comboios continuem a passar de forma segura. O assentamento permanente excessivo ao nível dos carris é um dos principais modos de degradação da via, o qual é responsável pelos maiores custos de conservação.

Diversos autores têm proposto leis de variação do assentamento da via com o número de aplicações de carga. Algumas das relações mais utilizadas para proceder a essa descrição são as apresentadas na Figura 2.5 (Anderson e Key, 2000). É de notar que os fenómenos que podem contribuir para o assentamento da via são tão diversos que uma lei que pretenda traduzir a contribuição de todos eles será extremamente complexa e de pouco valor prático.

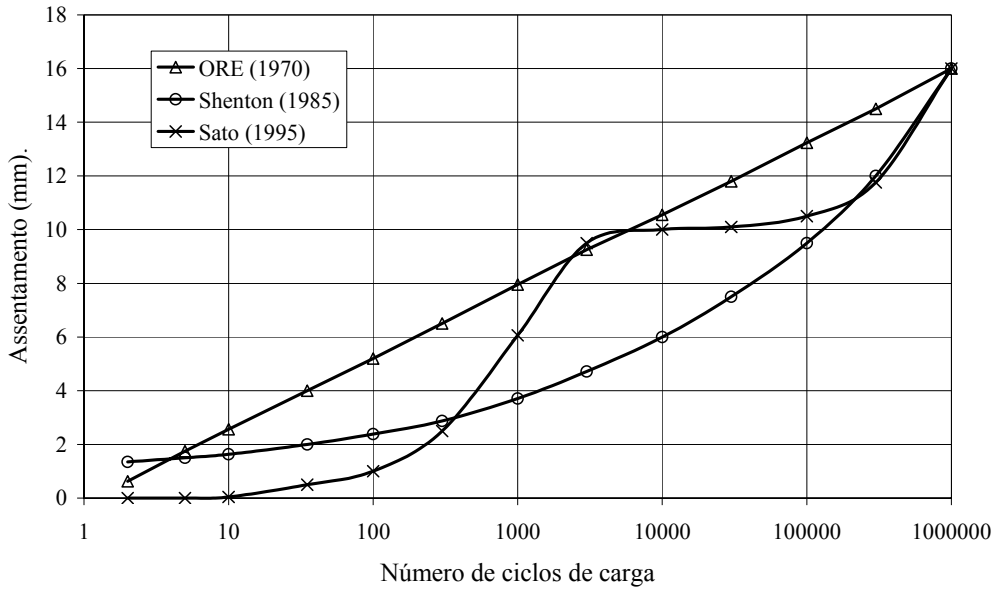


Figura 2.5 – Assentamento da via em função do número de ciclos de carga (Anderson e Key, 2000, adaptado).

2.7.2 Comportamento da camada de balastro

A degradação da camada de balastro devida à perda de estabilidade é pouco frequente. De facto, as características mecânicas dos materiais normalmente usados e a geometria da camada garantem a sua estabilidade relativamente às acções a que está sujeita.

Assim, as principais preocupações relativamente ao desempenho desta camada estão relacionadas com a deformabilidade e com a permeabilidade da mesma. O balastro deve providenciar um apoio resiliente para a travessa. Ao contrário, o movimento desta provocado pelas cargas repetidas provocará assentamentos diferenciais permanentes ao longo da via. O balastro deve também assegurar a adequada drenagem da água que cai na via. A colmatação dos vazios do balastro por partículas finas diminui a sua permeabilidade.

A deformação excessiva da camada de balastro constitui um dos principais contributos para os assentamentos permanentes da via. Observações realizadas num trecho piloto, cuja fundação foi construída com areias siltosas, mostraram que a principal componente do assentamento plástico medido ao nível do carril é a que se relaciona com a compactação e a degradação (esmagamento e desgaste das partículas) da camada de balastro (Figura 2.6).

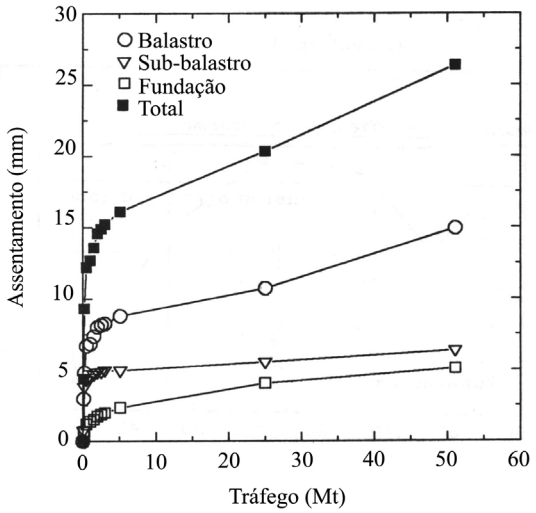


Figura 2.6 – Assentamentos permanentes devido à passagem dos comboios, observados numa via fundada num solo areno-siltoso (Li, 1994, adaptado).

O material usualmente utilizado na camada de balastro (EN13450) dispõe da resiliência necessária ao adequado comportamento da via. No entanto, quando os vazios são preenchidos por material mais fino e por água a resiliência diminui, considerando-se que o balastro está contaminado. A própria contaminação normalmente acelera o processo de alteração do balastro, a redução da permeabilidade da camada e o consequente aumento da

contaminação. Tendo como objectivo assegurar a resiliência do balastro, alguns especialistas consideram que este deve ser limpo, no mínimo, com uma periodicidade de doze a dezassete anos.

Em princípio, o material que constitui a camada de balastro é colocado na via no estado limpo ou praticamente limpo, não apresentando mais do que 1% a 2% do seu peso de material contaminante. Habitualmente considera-se um critério baseado na dimensão das partículas para avaliar a contaminação, fazendo-se a distinção entre a componente granular do material contaminante – partículas finas – e a componente fina desse material – finos.

Selig (citado em Tung, 1989) propõe a utilização de um índice de contaminação, F_I, do tipo:

$$F_I = P_4 + P_{200} \qquad \text{Eq. 2.5}$$

onde P_4 e P_{200} são a percentagem de material passada ao peneiro 4,75 mm e 0,075 mm, respectivamente. Este critério estabelece que, relativamente ao estado de contaminação, o balastro pode considerar-se nas categorias apresentadas no Quadro 2.4.

Quadro 2.4 – Categorias de balastro relativamente ao estado de contaminação

Categoria de balastro	F_I
Limpo	< 1
Moderadamente limpo	1 a 10
Moderadamente contaminado	10 a 20
Contaminado	20 a 40
Muito contaminado	≥ 40

A Norma europeia EN13450 define partículas finas e finos como sendo aqueles que têm dimensão inferior a 0,5 mm e 0,063 mm, respectivamente. Como se referiu anteriormente, o documento técnico IT.GEO.001.00, em vigor na REFER, admite que o balastro pode ter partículas finas e finos até percentagens de 1,2% e 1% do peso do material, respectivamente.

Algum tempo depois da colocação na via é normal que a quantidade de material contaminante aumente. No entanto, a taxa de aumento pode variar muito em função de várias condicionantes, nomeadamente do tipo de balastro, do tipo de fundação, do tipo de

camada de sub-balastro, do tipo de utilização da via, da envolvente física, da qualidade da superestrutura e das condições ambientais.

Existem vários mecanismos que conduzem à contaminação do material que constitui a camada de balastro, nomeadamente: i) a alteração granulométrica das partículas do balastro; ii) a infiltração de materiais a partir da superfície; iii) a alteração do material da travessa (desgaste); iv) a infiltração de materiais a partir das camadas granulares subjacentes; v) a infiltração de materiais a partir da fundação. Na Figura 2.7 apresenta-se esquematicamente o aspecto da estrutura da via em função do tipo de contaminação.

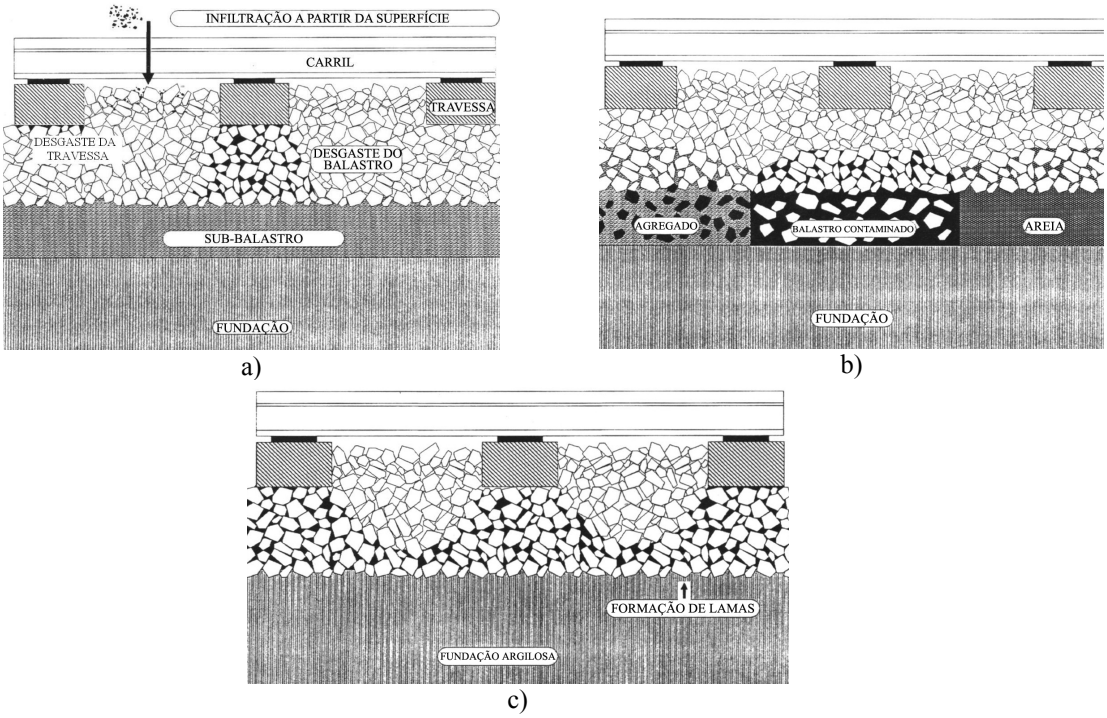


Figura 2.7 – Aspecto da estrutura da via em função do tipo de contaminação: a) desgaste dos elementos da via e infiltração de materiais a partir da superfície; b) infiltração de materiais a partir das camadas granulares subjacentes ao balastro; c) infiltração de materiais a partir da fundação (Selig e DelloRusso, 1991, adaptado).

A alteração granulométrica das partículas de balastro pode estar associada: i) às características intrínsecas da rocha (Heide, 1993); ii) às acções mecânicas associadas ao transporte, colocação e compactação do material; iii) às acções exteriores do meio ambiente, quer físicas quer químicas; iv) às acções físicas originadas pelas intervenções de conservação (Wright, 1983; Feng, 1984); v) às acções provocadas pelos veículos, durante a exploração da via.

As partículas de balastro degradam-se essencialmente segundo uma das seguintes formas (Raymond e Diyaljee, 1979): i) fractura das partículas em partes semelhantes; ii) quebra de

partes aguçadas; iii) polimento de irregularidades existentes nas superfícies das partículas; iv) esmagamento e arredondamento das partículas nos pontos de contacto.

A utilização de rochas brandas na camada de balastro tem como principal consequência o desgaste rápido destas rochas. No caso do balastro calcário, o produto da sua alteração é uma lama cimentícia de baixa permeabilidade e pouco resiliente que passa a envolver o balastro e as travessas, proporcionando a estas um apoio irregular. A formação dessa lama impede a drenagem adequada das águas que caem na via e dificulta as operações de conservação.

Os materiais infiltrados a partir da superfície podem ter origens diversas, nomeadamente podem ser depositados na via na altura da colocação do balastro, podem ter origem em materiais caídos dos veículos de transporte de mercadorias, ou podem ser materiais arrastados pelo vento e (ou) pela água.

A alteração do material das travessas pode ter diversas origens. Uma das mais importantes é a erosão hidráulica gerada pelas lamas, quer as provenientes do desgaste do material de balastro, quer as provenientes das camadas inferiores. O material contaminante assim obtido pode ter partículas de dimensões variáveis entre a argila e o seixo fino, com predominância para areias finas. Estas lamas provocam erosão, quer do balastro envolvente das travessas, provocando assim vazios debaixo destas, quer do betão das travessas, o que pode produzir danos localizados.

O desgaste do balastro e das travessas associado a este fenómeno está, normalmente, associado a elevados gradientes hidráulicos nas lamas que se acumulam nos vazios debaixo das travessas. Sobre a influência das cargas circulantes a travessa sofre assentamento muito rápido, originando um aumento da pressão nas lamas subjacentes. As pressões dissipam-se através de jactos. Este fenómeno, que conduz ao aparecimento à superfície de lama proveniente de camadas inferiores, é designado por bombagem de finos.

Nestas situações é normal que a velocidade de aplicação das cargas tenha mais importância no desenvolvimento do fenómeno do que o valor dessas cargas. Quanto mais elevada for a velocidade, maior é o incremento de pressão induzido. Assim, este fenómeno pode assumir particular importância em linhas de alta velocidade.

As consequências da bombagem podem ser assentamentos e deslocamentos no plano da via, já que os jactos de lama tendem a deslocar as partículas de balastro que envolvem as travessas, provocando a diminuição da acção de contenção do balastro sobre as travessas.

No que se refere às travessas de madeira, elas podem igualmente ser erodidas; no entanto, o produto dessa erosão não constitui material para alimentar o fenómeno descrito.

Outro fenómeno importante que pode estar na origem da alteração do material das travessas é o movimento sofrido por esta à passagem dos comboios, nas situações em que o balastro está mal compactado. Neste caso a alteração dá-se essencialmente devido ao atrito com o balastro.

A migração de finos a partir das camadas granulares colocadas sob o balastro ocorre quando a granulometria destas camadas é inadequada e (ou) quando as camadas não estão bem compactadas. Normalmente estas camadas são constituídas por balastro contaminado que não foi removido durante os trabalhos de reabilitação ou renovação, ou ainda por materiais que foram colocados com o objectivo de funcionarem como sub-balastro.

Na Figura 2.8 apresenta-se um aspecto de um local, na Linha do Norte, onde ocorreu "bombagem" de material fino a partir da alteração do material de uma camada de balastro antiga, de natureza calcária. A análise mineralógica (ver Capítulo 6) do material bombado permitiu identificar neste material essencialmente minerais cristalinos de calcite e feldspatos alcalinos e, em menor proporção, quartzo, clorite e mica. Em termos granulométricos, o material bombado tinha cerca de 35% de partículas de dimensão inferior a 0,07 mm e cerca de 22% inferior a 0,002 mm. É um material não plástico, com um limite de liquidez de 17%.



Figura 2.8 – Aspecto da bombagem de solos finos para a superfície numa zona da Linha do Norte (Fortunato et al., 2000).

O mecanismo de contaminação a partir da fundação traduz-se também pela migração de partículas finas num movimento ascendente, as quais vão contaminar os materiais de balastro. Resultados de estudos feitos em trechos piloto (ORE, 1983c) realizados para

determinar a eficiência de diversas soluções de apoio da via – funcionando como camadas anticontaminantes, de separação e de reforço – com o objectivo de eliminar problemas de bombagem, minimizar deformações permanentes e reduzir a velocidade de degradação da geometria da via, concluíram que: i) a utilização de uma camada estabilizada com cimento pode contribuir para uma melhoria importante, relativamente à variação sazonal da geometria da via, diminuindo assim a sua velocidade de degradação; ii) a utilização de um revestimento betuminoso tem pouco efeito sobre o assentamento da via, mas pode contribuir decisivamente para o controlo da bombagem de material fino a partir da plataforma; iii) a utilização de geotêxteis permitiu diminuir o assentamento da via e melhorar a regularidade geométrica desta, comparativamente com a utilização de uma camada de areia filtrante, apresentando um bom desempenho ao fim de $5x10^6$ ciclos de carga.

O problema da bombagem da lama poderá ser minimizado promovendo uma boa drenagem para assegurar que a água não permanece nem nas camadas de apoio nem no leito da via. Note-se que a resolução deste problema passa pela correcta determinação da origem das lamas, procedendo à sua identificação, o que por vezes não é fácil. Estudos realizados em diversos locais concluíram que a importância de cada um dos mecanismos da contaminação é distinta, conforme a envolvente do local e as características da via. Algumas investigações sugerem que a maior causa da contaminação do balastro deriva do seu esmagamento e desgaste, quando sujeito às cargas repetidas (Collingwood, 1988; Tung, 1989). Noutros casos, a infiltração das partículas finas resultantes do desgaste da fundação por atrito com o balastro pode ser uma causa importante da contaminação do balastro, na falta de uma camada de sub-balastro (Pinelo et al., 2000).

2.7.3 Comportamento da Plataforma

As principais causas que contribuem para o desenvolvimento dos problemas da plataforma podem ser agrupadas do seguinte modo: i) factores relacionados com as solicitações; ii) factores associados às características dos solos; iii) factores ambientais (teor em água e temperatura dos solos).

A mais importante solicitação da plataforma resulta das cargas devidas à passagem dos comboios, as quais têm dois aspectos fundamentais: i) a sua grandeza; ii) o facto de serem cargas repetidas.

O efeito do aumento das cargas circulantes na plataforma tem sido estudado em trechos piloto, nos quais se concluiu que, independentemente da superestrutura da via, quer o assentamento da via, quer a tensão na plataforma, aumentam quase linearmente com o aumento da carga por eixo (ORE, 1979a; Trevizo, 1991). Num desses estudos verificou-se um aumento de 18% na tensão na plataforma por aumento da carga por eixo de 33 para 39 toneladas e o aumento de cerca de 80% no número de horas despendidas na conservação da via (apenas no que se refere ao nivelamento), após a passagem de cerca 80 milhões de toneladas brutas de tráfego, a uma velocidade média de 60 km/h.

O comportamento da plataforma sob acção de cargas dinâmicas do tráfego é relativamente distinto daquele que resulta da aplicação de cargas quase-estáticas, mesmo que a grandeza das cargas seja semelhante. Em particular os solos finos com teor em água elevado, que sob acção de cargas repetidas de frequência relativamente elevada podem desenvolver importantes pressões neutras positivas, apresentam uma menor resistência e uma maior deformabilidade nestas circunstâncias do que quando sujeitos a cargas estáticas.

Estudos realizados em pavimentos rodoviários mostraram que as variações sazonais do teor em água dos solos de fundação reflectem-se de forma significativa nos valores do módulo de deformabilidade desses solos, com variações que podem ser da ordem de 30% (Antunes e Gomes Correia, 1997).

O elevado teor em água da fundação pode estar relacionado com a infiltração de água a partir da superfície ou com o elevado nível freático. De acordo com a experiência rodoviária (Yoder e Witczak, 1975) se o nível freático estiver a menos de seis metros de profundidade o factor que mais influencia o teor em água da fundação é o próprio nível freático. No caso das plataformas ferroviárias o teor em água da fundação pode ser muito influenciado, quer pela posição do nível freático, quer pela água da chuva que cai directamente na via e origina escoamentos superficiais e subsuperficiais, em particular nas plataformas antigas onde não existe uma camada de sub-balastro.

A preocupação de garantir uma plataforma de elevada rigidez está relacionada com a tentativa de minimizar os assentamentos da fundação a longo prazo. No entanto, alguns estudos experimentais indicaram que, sob determinadas condições, só 10% a 30% da deflexão elástica do carril tinha origem nas camadas de apoio (balastro e sub-balastro), concluindo-se que grande parte dessa deflexão resulta do comportamento elástico da fundação (Stewart, 1982). Assim, a resolução dos problemas da plataforma através de

soluções que aumentem de forma substancial a sua rigidez, pode trazer implicações negativas para os restantes elementos da via, se não forem tomados em conta alguns fenómenos. Nestes casos é possível reduzir a rigidez global da superestrutura através da colocação de apoios dos carris com rigidez adequada.

Ao contrário do que se passa com os outros componentes da via, não é suposto proceder-se à conservação da plataforma, pelo menos de forma directa, durante a vida útil da linha. No entanto, os problemas relacionados com o mau comportamento da plataforma são dos que mais influenciam o desempenho da via e os de mais difícil resolução, podendo conduzir à necessidade de limitar a velocidade de circulação, por razões de segurança, ou à redução das cargas transportadas.

Em algumas circunstâncias os problemas causados pelas deficientes características da plataforma são, pelo menos a curto prazo, resolvidos à custa da colocação e de nivelamento do balastro, o que torna os custos de conservação e os prejuízos de exploração elevados.

Os problemas da plataforma podem ser resolvidos com intervenções de carácter distinto, de forma individual ou combinada, nomeadamente: i) melhoramento das condições de drenagem da fundação; ii) redução das tensões na fundação através da colocação de uma camada de sub-balastro; iii) melhoramento das características dos solos de fundação; iv) colocação de elementos geossintéticos de protecção e reforço.

Relativamente à economia das soluções é necessário atender ao período de vida da obra a realizar, para se poderem comparar soluções com custos iniciais distintos, mas também com desempenhos e durações distintos. Nesta análise, devem entrar os custos associados à interrupção da via para a realização deste tipo de trabalhos, que são normalmente morosos e difíceis.

O melhoramento das condições da plataforma e, consequentemente, do desempenho da via, através de uma intervenção que tenha como objectivo evitar a presença de água na via, pode desenvolver-se interceptando e conduzindo as águas livres no solo através de sistemas de drenagem (evitando que a água da chuva penetre na fundação), eliminando as bolsadas de água que por vezes se instalam sob as camadas de apoio, rebaixando o nível freático e mantendo o balastro limpo – com elevada permeabilidade – para proporcionar a circulação da água.

Em alguns casos, a insuficiente drenagem é responsável pela maioria dos problemas relacionados com o mau desempenho da via. Assim, a implementação de sistemas de

drenagem superficial e subsuperficial eficientes é, normalmente, o mais adequado processo, em termos de custo-benefício, para estabilizar uma plataforma com mau comportamento (Simon e DiPilato, 1983).

A água subsuperficial pode existir nos solos como vapor de água presente nos vazios, acima da zona de saturação, como moléculas de água envolvendo as partículas sólidas, como água capilar nos vazios, ou ainda como água livre nos vazios. A drenagem subsuperficial da via tem como principal objectivo eliminar a água livre, isto é, aquela que se pode escoar sob a acção da força gravítica e (ou) por gradientes de pressão induzidos. No entanto, a água capilar pode ser, em parte, contemplada no projecto de drenagem, aquando da escolha dos materiais a aplicar. O nível de capilaridade atingido devido à tensão superficial (pressão intersticial negativa) é essencialmente função dos vazios do solo, que por sua vez estão relacionados com a distribuição granulométrica e com a compacidade do mesmo. Normalmente, quanto mais pequenos forem os vazios maior altura atinge a água acima do nível freático.

Os sistemas de drenagem devem ser duráveis, devem ter uma conservação fácil e económica e devem permitir atender às necessidades de conservação da via e às técnicas habitualmente utilizadas nesse processo, nomeadamente as mecânicas (Heyns, 1997).

Nas situações em que as camadas de apoio são impermeabilizadas por uma camada colocada para o efeito (emulsão betuminosa, folha de polietileno, etc.), as camadas subjacentes à de impermeabilização não sofrem praticamente alteração do estado hídrico com a precipitação. Algumas administrações ferroviárias dispõem de soluções tipo para este efeito (CFF, 1997). Apesar desta grande mais valia, nos casos em que o nível freático se encontra próximo da superfície, o emprego deste tipo de solução tem o inconveniente de impedir qualquer evaporação.

A utilização da técnica de melhoramento de solos em fundações ferroviárias, com utilização de ligantes hidráulicos, como a cal ou o cimento, tem sido utilizada, com maior ou menor sucesso, há mais de trinta anos (Blacklock, 1978). Embora a técnica tenha sido aplicada com sucesso em diversos casos, existem algumas dificuldades na sua aplicação quando a heterogeneidade da plataforma é assinalável, particularmente em vias antigas. No entanto, nos últimos anos tem havido algum esforço no sentido de aplicar com sucesso a técnica de melhoramento de solos, nomeadamente fazendo uso de cal (MacNeil e Hiller, 1999).

Outros dos tratamentos que têm sido realizados com algum sucesso são os que recorrem à injecção de caldas de cimento por meio de fracturação hidráulica, para melhorar a resistência ao corte dos solos. Este tipo de tratamento tem sido especialmente aplicado nas zonas de transição entre estruturas de diferente rigidez, particularmente em linhas de alta velocidade (Moreno e Misasol, 2000).

A aplicação de geossintéticos nas camadas da subestrutura da via é, normalmente, considerada, no meio ferroviário, uma solução com grande potencial, nomeadamente para cumprir funções de separação, de filtro, de drenagem e de reforço. Embora os filtros sintéticos tenham começado a ser usados na década de sessenta do século passado, a prática de utilização de materiais tecidos na subestrutura da via férrea é antiga, pois em vias construídas há várias dezenas de anos foram encontrados filtros naturais construídos com ramos entrelaçados (ORE, 1983a).

Teoricamente, na sua função de separação, o geotêxtil pode evitar a contaminação do balastro por parte dos solos finos da fundação; atendendo à função de filtro, o geotêxtil permite a drenagem da água existente na fundação, por permissividade e por transmissividade, evitando a passagem de partículas sólidas; a capacidade de reforço de alguns geotêxteis permite aumentar o coeficiente de segurança relativamente à rotura global e reduzir o assentamento da via, sob acção das cargas repetidas dos veículos.

Na prática, existem diversos estudos a validar essas expectativas, mas existem também outros que recomendam alguma prudência na utilização destes materiais. Alguns estudos laboratoriais (ORE, 1981b) mostraram que os geotêxteis podem assegurar adequadamente as funções de separação, de filtro e de dreno na subestrutura ferroviária; promovem o aumento do módulo de deformabilidade do conjunto, permitindo, em alguns casos, reduzir significativamente a espessura das camadas a colocar.

Outros estudos referem que (Selig e Byrne, 1993): em presença de problemas de bombagem de finos da fundação para a superfície, o geotêxtil dificilmente consegue impedir, na totalidade, o fenómeno, variando a taxa de material bombado com as características do geotêxtil; além disso, acontece muitas vezes a colmatação do geotêxtil, fenómeno que impede que o material assegure a função drenante, provocando, em certas situações, o amolecimento generalizado da fundação, podendo conduzir à sua rotura; alguns ensaios de laboratório realizados sobre geotêxteis retirados da via permitiram concluir que os geotêxteis em análise sofreram variações de permissividade e de

transmissividade de cerca de 50% e 90%, em apenas alguns meses; em face destas conclusões, os geotêxteis não constituem um substituto efectivo de uma camada de areia ou de agregado, tendo em conta que a degradação das características dos geotêxteis quando colocados na via é relativamente elevada.

A colocação de geotêxtil na subestrutura da via férrea pode ser realizada a diversos níveis (Selig e Byrne, 1993), isto é: entre o balastro e a plataforma; entre o sub-balastro e a plataforma; entre o balastro e o sub-balastro; entre o balastro novo e o antigo; e no interior da camada de sub-balastro. Normalmente, se o geotêxtil não for devidamente protegido em relação à acção do balastro, ficará rapidamente danificado e perderá a capacidade de desempenhar as suas funções. Por outro lado, se o geotêxtil for protegido por uma camada de material granular, a colocação ficará mais complicada.

A decisão de utilizar um geotêxtil deve ser baseada numa investigação apropriada para determinar de que forma a aplicação é favorável e se se trata da solução mais económica, tendo em conta as funções a desempenhar. Assim, é necessário determinar a causa do problema, procedendo a uma investigação no local (e se necessário com recurso a ensaios laboratoriais), e deve fazer-se um correcto dimensionamento do geotêxtil, tendo em conta as funções que venha a desempenhar.

No caso de falta de experiência em situações similares, uma atitude correcta passa por promover a realização de trechos piloto, construindo uma ou várias soluções, de forma a poderem ser avaliados os comportamentos, durante um espaço de tempo razoável, antes de se promover a instalação de grandes quantidades de geotêxtil em vias importantes.

Em várias circunstâncias a implementação de medidas para resolver os problemas de mau comportamento da plataforma não produziram, a médio e longo prazos, efeitos positivos duradouros e tornaram-se ineficazes (Pinelo et al., 2000).

Na Figura 2.9 apresenta-se o aspecto de um geotêxtil colmatado, encontrado sobre a plataforma da Linha do Norte, durante os trabalhos de prospecção realizados no âmbito da renovação. Este geotêxtil tinha sido colocado cerca de dez anos antes, com o objectivo de evitar a degradação da plataforma e a consequente contaminação da camada de balastro. Neste local eram visíveis à superfície manchas de argila bombadas da fundação, tendo uma trincheira realizada durante o Verão permitido a identificação das seguintes camadas: i) 30 cm de balastro granítico, contaminado por argila; ii) 20 cm de espessura de agregado (tout-venant); iii) geotêxtil muito colmatado; iv) fundação argilosa com teor em água

elevado, plástica (IP>25%), com uma resistência dinâmica (q_d) avaliada pelo penetrómetro dinâmico ligeiro (*PDL*) superior a 15 MPa, a cerca de 40 cm de profundidade. Em parte da trincheira foi identificada uma camada com cerca de 10 cm de espessura de balastro antigo, sob o geotêxtil. Em face das observações efectuadas durante as sondagens pode concluir-se que o tratamento realizado com a colocação de geotêxtil não tinha atingido os objectivos pretendidos, uma vez que quer à superfície, quer nas camadas granulares, foi identificada uma quantidade significativa de argila bombada da fundação. Admite-se que a degradação da plataforma após execução das obras tenha resultado, quer de deficiências de drenagem, designadamente das águas zenitais, quer de um inadequado dimensionamento do conjunto geotêxtil+camada de agregado (função de filtro), quer ainda de deficiências construtivas, nomeadamente da deficiente compactação da camada de agregado.



Figura 2.9 – Aspecto de um geotêxtil colmatado encontrado durante a renovação da plataforma da Linha do Norte.

2.7.3.1 Rotura progressiva por corte

A rotura progressiva por corte dos solos da fundação traduz-se pelo escoamento plástico do solo causado por uma excessiva tensão na plataforma devido às cargas repetidas. Este tipo de rotura está essencialmente ligado ao comportamento dos solos finos, particularmente aos de elevado teor argiloso, que com o aumento do teor em água vêem a sua resistência rapidamente reduzida.

Dependendo sobretudo do movimento do solo de fundação, a rotura progressiva por corte pode traduzir-se por levantamento do balastro na zona entre travessas ou do prisma lateral.

Como ilustra a Figura 2.10, o levantamento do solo da fundação traduz-se por uma depressão sob a via. Esta depressão reflecte-se no nivelamento da via, havendo necessidade

de ser corrigida, normalmente adicionando balastro, o que conduz ao aumento da espessura de balastro e à consequente redução da tensão no solo da fundação.

Este procedimento tenderia a conduzir à estabilidade; no entanto, a bolsada de água que normalmente se forma sob o balastro tende a diminuir o potencial melhoramento. Assim, só adicionando mais balastro, sem proceder ao tratamento da fundação e ao seu correspondente nivelamento, e sem colocação de drenagem eficaz, o problema da instabilidade não será resolvido.

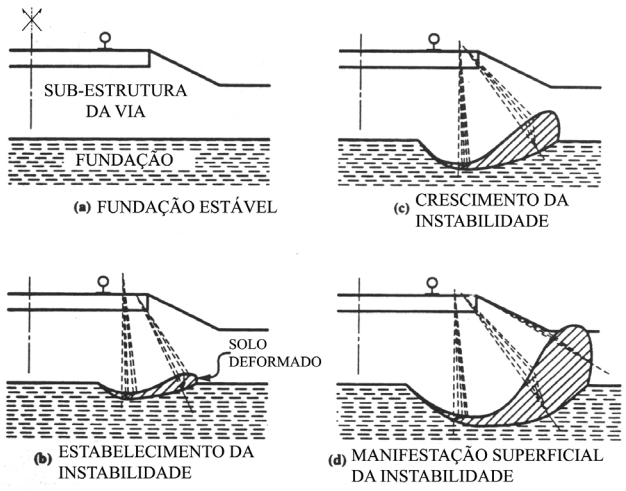


Figura 2.10 – Desenvolvimento de uma rotura por corte progressivo (Li, 1994, adaptado).

2.7.3.2 Deformação plástica excessiva

Apesar de a rotura progressiva por corte ser acompanhada por uma deformação plástica excessiva, esta pode ser classificada separadamente como um tipo de problema da fundação. Inclui não só a componente vertical da deformação progressiva por corte, mas também a deformação vertical causada pela compactação e consolidação dos solos da fundação, sob as cargas repetidas.

O desenvolvimento da deformação plástica acumulada na fundação está relacionado com a aplicação de cargas repetidas. Em condições normais, a deformação plástica produzida por um eixo é praticamente insignificante. Contudo, a deformação plástica da fundação pode acumular-se até atingir um nível significativo, com as repetidas aplicações de carga, o que pode afectar consideravelmente o comportamento da via, mesmo sem ocorrer a rotura por corte. Além disso, o desenvolvimento da deformação plástica normalmente não é uniforme ao longo da via, o que pode conduzir a uma inaceitável geometria da via.

O desenvolvimento da deformação plástica excessiva é mais rápido para uma fundação recente e solta e particularmente em solos coesivos em que possa haver água. Neste caso, ocorre uma depressão na plataforma, acumula-se água provocando um aumento do amolecimento localmente. Com as cargas repetidas, a argila é bombada. Os consequentes assentamentos que ocorrem à superfície, ao nível do carril, podem causar tensões dinâmicas adicionais que se transmitem à plataforma acelerando assim o desenvolvimento da deformação plástica. De forma a manter o nivelamento da via, em geral, é adicionado balastro. O desenvolvimento deste processo pode conduzir à formação de bolsadas de balastro, como se esquematiza na Figura 2.11, as quais permitem a acumulação de água e favorecem o desenvolvimento do processo.

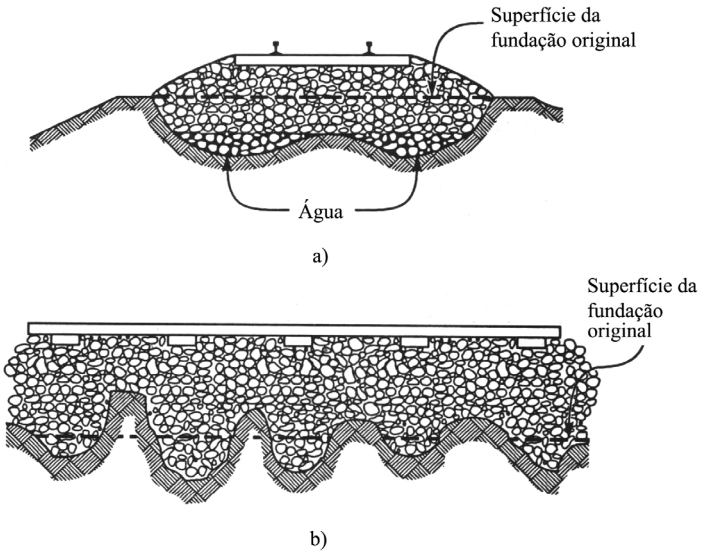


Figura 2.11 – Formação de bolsadas de balastro na fundação de solos moles: a) perfil transversal; b) perfil longitudinal (Li e Selig, 1995, adaptado).

Alguns estudos permitiram concluir que a relação entre o assentamento permanente registado ao nível da plataforma e o assentamento permanente da camada de balastro pode ser da ordem de 0,1 em plataformas de boa qualidade e de 3 em plataformas de má qualidade (Hirano, 1979).

2.7.3.3 Desgaste da plataforma e bombagem de finos

O desgaste da plataforma pela acção do balastro é o resultado da combinação da acção das cargas repetidas do tráfego, da existência de água e da susceptibilidade dos solos ou rochas brandas à acção de desgaste. Este tipo de problema ocorre quando o balastro assenta directamente sobre solos finos ou rochas brandas (Figura 2.12).



Figura 2.12 – Aspecto do balastro muito contaminado assente sobre uma plataforma de argila dura na Linha do Norte.

Alguns estudos recentes assim como alguma observação "in situ" apontam para o facto de este fenómeno não ocorrer em fundações com materiais moles, mas sim nos casos em que a fundação é constituída por argila dura (Pinelo et al., 2000).

As partículas de balastro provocam o desgaste da plataforma, dando origem a partículas finas. A água, além de auxiliar o desgaste da superfície mais ou menos dura da fundação, mistura-se com as partículas de argila (Figura 2.13a), formando lamas que se deslocam através dos vazios até à camada superior de balastro, provocando a sua contaminação (Figura 2.13b). Quando a lama atinge a superfície inferior da travessa, os movimentos cíclicos desta sobre o balastro provocam a bombagem da lama subjacente, até à superfície, através dos vazios do balastro. Por outro lado, a camada de balastro sofre variações de volume causadas pela acção das cargas, proporcionando uma variação de vazios na mesma proporção. Se existe lama na parte inferior do balastro, esta variação de volume provoca a subida do nível de lama durante o instante de volume mínimo. Devido à viscosidade da lama, esta passa a envolver permanentemente as partículas de balastro, o que provoca a diminuição de vazios. Com o afastamento relativamente à zona de carga observa-se menor erosão e desgaste, e a água existente tem menos finos em suspensão e uma menor viscosidade.

A água da chuva que cai directamente na via pode provocar lavagem da lama que envolve o balastro e restabelecer o nível de lama inicial. Nas zonas em que o desgaste e a formação de lamas é maior, nos períodos de tempo seco há uma dessecação e um endurecimento da película de lama envolvente do balastro; as chuvas que se seguem enchem de água os vazios da camada de balastro onde o processo se repete.

Este mecanismo, além de provocar a contaminação do balastro, como se referiu anteriormente, origina a perda de solo da fundação e, consequentemente, provoca assentamentos permanentes.

O desgaste da plataforma pode ser prevenido através da colocação de uma camada de sub-balastro bem dimensionada e compactada. Esta camada evita a formação da lama, por constituir uma protecção mecânica à plataforma e por constituir uma barreira à água que se tende a infiltrar (Figura 2.13c).

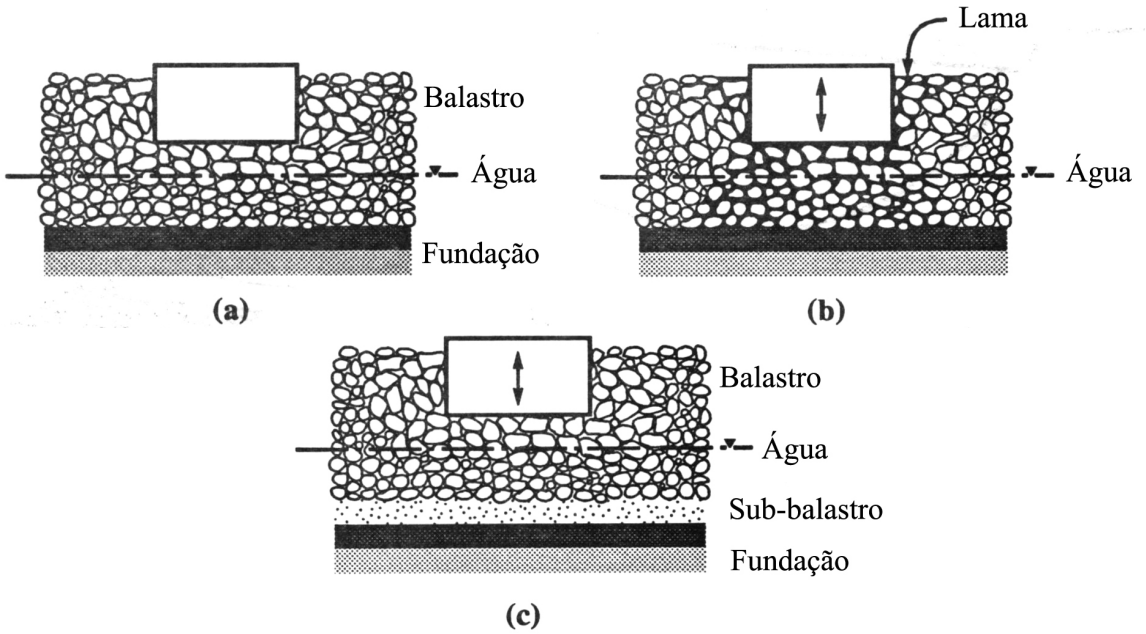


Figura 2.13 – Esquema da erosão da fundação pelo balastro: a) existência de água na parte inferior da camada de balastro; b) produção de lama por desgaste da plataforma; c) protecção da plataforma com uma camada de sub-balastro (Li, 1994, adaptado).

2.7.3.4 Outros mecanismos de degradação da plataforma

Existem outros mecanismos que podem estar na origem da degradação da plataforma da via férrea, que são comuns a outras estruturas da Engenharia Civil.

Fenómenos como a liquefacção de solos granulares, a rotura global da fundação, assentamentos por consolidação de camadas profundas, expansão e retracção dos solos, a congelação dos solos devido à acção do gelo, o colapso e a fluência dos terrenos, podem conduzir à degradação parcial ou total da plataforma.

A liquefacção do solo da fundação, isto é, a perda de resistência ao corte devido ao aumento da pressão neutra – que pode ocorrer em solos granulares saturados, quando sujeitos às vibrações associadas às cargas repetidas dos comboios – pode conduzir a uma

rápida deterioração da geometria da via. A liquefacção pode igualmente ocorrer na camada de sub-balastro, sob acção das cargas repetidas, se a camada tiver uma quantidade significativa de silte ou de areia fina e a água existente não for rapidamente drenada.

A rotura global da fundação da via é um tipo de degradação que normalmente coloca a linha fora de serviço. As acções que podem concorrer para este tipo de rotura são as das cargas repetidas dos comboios, o peso próprio da superestrutura e das camadas de apoio e, eventualmente, o peso próprio de parte da fundação. Considerando que a superfície de rotura se desenvolve principalmente ao longo da fundação (Figura 2.14), são as características do solo de fundação e a geometria desta os factores determinantes para o coeficiente de segurança relativamente à rotura global.

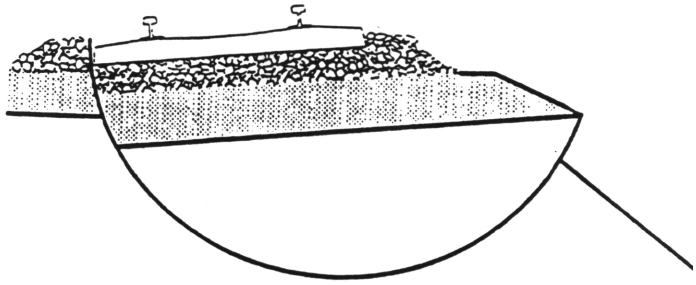


Figura 2.14 – Esquema da rotura global por corte (Li, 1994, adaptado).

Este tipo de rotura pode ser catastrófica, ocorrendo normalmente após a construção da via, ou após ocorrência de chuva forte, ou na sequência de intervenções que alterem a geometria da via e da sua fundação, ou ainda por acção dinâmica com origem em sismos.

Muitos dos aterros existentes em linhas antigas que se pretende renovar apresentam problemas relacionados com baixos coeficientes de segurança em relação à rotura global (Matos, et al.,1998; Katzenbach e Fehsenfeld, 2003). Durante a modernização da Linha do Norte, alguns dos estudos relativos à estabilidade em relação à rotura global da fundação de aterros centenários construídos sobre solos moles, concluíram que existiam diversas situações em que os valores do coeficientes de segurança seriam próximos da unidade (LNEC, 2001).

Quando a fundação da via se insere em aterros de altura considerável, e estes sofrem assentamentos por consolidação, a geometria da via é também afectada.

Nos aterros construídos com materiais granulares bem compactados e sobre fundações adequadas, a dissipação de pressões neutras é rápida e os assentamentos ocorrem essencialmente durante a construção. No entanto, nos aterros construídos com solos finos,

ou sobre fundações de fracas características geotécnicas, a dissipação de pressões é lenta e os assentamentos desenvolvem-se ao longo do tempo.

As questões relacionadas com os assentamentos por consolidação de camadas profundas têm particular interesse em linhas antigas que estão a ser renovadas, por dois motivos: i) em muitas das situações não houve um especial cuidado na escolha do traçado da linha antiga, estando os aterros fundados em zonas com más características mecânicas, que não foram sujeitas a tratamento; além de esses aterros continuarem a apresentar assentamentos significativos para as condições de exploração actual da via, o aumento das cargas máximas admissíveis, o alargamento do perfil transversal tipo e a eventual subida da rasante (com o consequente aumento do peso próprio do aterro) para propiciar plataformas mais adequadas e, em alguns casos, para evitar problemas de inundação da via, conduzem a assentamentos importantes; ii) a necessidade de construir variantes para melhorar as características geométricas da directriz (em face do aumento da velocidade máxima admissível), em zonas próximas do traçado existente em que o terreno natural é susceptível de apresentar elevados assentamentos por consolidação.

Não existem regras gerais que estabeleçam os valores máximos dos assentamentos admissíveis, absolutos ou relativos, que possam ocorrer após a construção, em vias férreas de alta velocidade. Em diversos países da Europa e no Japão o valor máximo admitido para o assentamento varia entre 10 e 30 cm. Em Portugal, durante a renovação da Linha do Norte, num troço em que se pretendia construir aterros sobre solos moles, estabeleceu-se que o assentamento máximo a longo prazo admitido seria de 10 cm (LNEC, 2004).

Os fenómenos de expansão e retracção dos solos da fundação, estão relacionados com a propensão que os solos argilosos podem ter para alterar o seu volume quando sujeitos a variações do teor em água, particularmente as argilas de elevada plasticidade. A amplitude de variação, para um determinado solo, é influenciada pelas condições de drenagem e pelas condições hidrogeológicas que, inclusivamente, podem ser alteradas pela construção da via.

A expansão e a retracção normalmente não são uniformes o que pode conduzir à deterioração da via e a alterações consideráveis de geometria. Os maiores movimentos estão associados à expansão ou retracção iniciais dos solos parcialmente saturados. Os ciclos subsequentes de expansão e retracção, em geral, conduzem a menores e a mais uniformes variações de volume e a deslocamentos mais pequenos.

Embora em Portugal a acção do gelo não seja particularmente relevante para o comportamento das vias férreas, ela é tida como uma das principais em países frios. A acção do gelo tem duas componentes: i) aumento de volume do solo durante a congelação; ii) amolecimento do solo durante a descongelação. O aumento de volume provoca alteração da geometria da via. Esse aumento ocorre quando o solo é susceptível à acção do gelo, existe água e as temperaturas são baixas. Quando ocorre a descongelação, o solo amolece, podem ocorrer deformações plásticas significativas e a rotura por corte; estes fenómenos conduzem à alteração da geometria e a uma rápida degradação da via.

Os solos susceptíveis à congelação são solos finos que devido à sua granulometria possibilitam fenómenos de capilaridade, sendo, no entanto, suficientemente permeáveis para permitir um escoamento que possibilita a formação de cristais de gelo. Estes solos incluem os siltes, areias siltosas e argilas de baixa plasticidade.

O colapso e (ou) a fluência dos materiais das camadas de aterro onde apoia a via podem ser determinantes no comportamento global da subestrutura. O colapso traduz-se pela ocorrência de deformações volumétricas significativas sob tensões constantes, de forma relativamente rápida; ao contrário, a fluência traduz-se por movimentos diferidos no tempo. Embora os mecanismos associados aos fenómenos sejam distintos nos solos finos e nos materiais granulares, as consequências são semelhantes, conduzindo a alterações significativas da geometria da via.

Estes fenómenos têm sido observados em aterros rodoviários construídos recentemente em Portugal com materiais do tipo mistura solo-enrocamento (Maranha das Neves, 1993) e podem estar na origem de diversas disfunções importantes das infra-estruturas em que se inserem (Fortunato e Barros, 1997; Fortunato e Veiga Pinto, 1997).

Durante os estudos realizados no âmbito da modernização da Linha do Norte foram detectados alguns problemas de fluência excessiva em aterros antigos, a qual se supõe estar associada a baixos coeficientes de segurança relativamente à estabilidade dos taludes, o que conduziu à necessidade de executar obras de estabilização dos mesmos (LNEC, 2002).

2.8 ANÁLISE ESTRUTURAL DA VIA FÉRREA BALASTRADA

2.8.1 Considerações gerais

Os critérios de dimensionamento das vias balastradas, usualmente atendem a: tensões máximas de flexão no carril e na travessa; tensão vertical máxima sobre o balastro; tensão vertical máxima na plataforma; e deformação elástica máxima da via.

As tensões de flexão máximas admissíveis no carril dependem da tensão de cedência do aço. Atendendo à dificuldade de calcular as acções associadas a diversos fenómenos, tais como as tensões impostas por variação da temperatura, a encurvadura, o desgaste e a corrosão do carril, e o empeno da via, alguns autores sugerem a aplicação de um factor para minorar a tensão de cedência do aço, limitando assim as tensões máximas admissíveis.

O critério de limitar a tensão vertical na plataforma tem como objectivo limitar a valores admissíveis as extensões reversível e permanente acumulada. Embora o comportamento tensão-deformação dos solos sob acção de cargas cíclicas seja relativamente complexo, dependendo do tipo de solo, do seu estado, do número de aplicações de carga e do valor da carga aplicada, alguns métodos propõem valores limite da tensão máxima na plataforma, independentemente do tipo de solo.

Nas linhas modernas, em particular as de alta velocidade, limita-se também a deflexão máxima ao nível do carril. Com a passagem de composições com cargas por eixo da ordem dos 200 kN, essa deflexão não deve ultrapassar os 2 mm (Woldringh, 2001).

Para aplicação destes critérios, é necessário conhecer os esforços aos diferentes níveis. Por ser difícil a análise teórica dos esforços associados a todas as acções impostas à via férrea, normalmente, algumas delas não são consideradas no dimensionamento da subestrutura. Assim, o dimensionamento da subestrutura tem sido realizado com base em modelos que contemplam apenas as cargas verticais.

Tradicionalmente, os métodos de análise da via podem dividir-se em dois grupos: i) os que admitem a hipótese de os carris poderem ser representados por uma viga de comprimento infinito, apoiada continuamente em meio elástico, homogéneo e isotrópico; ii) os que admitem a hipótese de os carris serem representados por uma viga contínua com apoios discretos e equidistantes assentes em meio elástico, homogéneo e isotrópico.

Os métodos mais utilizados são os que se baseiam na hipótese da viga continuamente apoiada. Zimmermann, em 1888, formulou um método para o cálculo dos esforços e deslocamentos na via férrea, com base no modelo de Winkler; este considera uma viga de comprimento infinito, apoiada continuamente em meio elástico e admite a proporcionalidade entre tensões e deflexões, que é expressa por:

$$P = C.y \qquad \text{Eq. 2.6}$$

em que P é a tensão exercida pela travessa no balastro, C é um coeficiente de proporcionalidade e y é a deflexão sob a travessa considerada.

Este modelo apresenta várias limitações, tais como: i) o facto de as pressões em cada ponto dependerem apenas da deformação desse ponto, o que na prática não é verdade; ii) a proporcionalidade entre tensões e deformações só é válida para tensões baixas; iii) o coeficiente de reacção do balastro não é uma propriedade intrínseca do meio, mas depende das características geométricas da viga considerada; iv) a deformada observada na via, em certas circunstâncias, com levantamento de travessas em zonas adjacentes às zonas sobre as quais incide a carga das rodas, não é compatível com o modelo; v) devido à flexão do carril, as travessas que lhe estão ligadas tendem a rodar sobre o seu próprio eixo longitudinal, sendo esse movimento contrariado pelo balastro, o que restringe a liberdade de rotação suposta por Winkler na formulação do problema.

Na sequência de trabalhos iniciados em 1918, Talbot introduziu o conceito de *módulo de via* (u), definido como a carga linear uniformemente distribuída que é necessário aplicar por unidade de comprimento do carril para proporcionar uma deflexão unitária do mesmo. Desenvolveu formulações matemáticas para determinação da deflexão e do momento flector no carril, da distribuição de pressões no balastro e na fundação (Chambers, 1980).

Ao mesmo tempo que se desenvolviam os procedimentos de análise da via férrea, integravam-se nessa análise processos que permitiam o cálculo da distribuição de pressões num meio carregado. Em 1885, Boussinesq deduziu a fórmula que permite calcular a tensão vertical a qualquer profundidade e a qualquer distância de um ponto de aplicação de uma carga pontual, normal a uma superfície, num meio elástico, semi-indefinido, homogéneo e isotrópico. Os estudos de Boussinesq foram desenvolvidos no sentido de permitirem o cálculo da distribuição de pressões para carregamentos lineares e em áreas limitadas, através da sobreposição dos efeitos da aplicação de várias cargas, o que conduziu à publicação dos ábacos de Newmark.

A primeira contribuição para o desenvolvimento das teorias de distribuição de tensões num sistema estratificado carregado verticalmente (sem desenvolvimento de tensões de corte à superfície) foi apresentada por Burmister, o qual resolveu o problema tridimensional considerando que as camadas têm desenvolvimento longitudinal infinito, os materiais que as constituem são homogéneos e têm um comportamento isotrópico e elástico linear. Actualmente, com o desenvolvimento dos meios de cálculo, tem-se generalizado a utilização de métodos numéricos na modelação estrutural das infra-estruturas de transportes. Os modelos multi-camadas, onde estas são modeladas como um sistema semi-infinito de diversas camadas de comportamento elástico linear são os mais utilizados na análise da subestrutura. No entanto, são reconhecidas as limitações destes modelos, relacionadas com a incapacidade de traduzir as verdadeiras relações constitutivas dos materiais e com a inadequada descretização da geometria e da solicitação dos meios em análise.

2.8.2 Método de Talbot

Considerando a via como uma viga contínua em apoio elástico, de acordo com o anteriormente referido, pode estabelecer-se a relação fundamental:

$$p = -u.y \qquad \text{Eq. 2.7}$$

em que p é o carregamento linear uniformemente distribuído de reacção do balastro às cargas do tráfego, y é a deflexão do carril e u é o *módulo de via*.

A equação diferencial para uma viga elástica, tendo em conta a definição anterior é:

$$E.I\ \frac{d^4 y}{dx^4} + u.y = 0 \qquad \text{Eq. 2.8}$$

A solução desta equação em ordem à deflexão do carril, $y(x)$, à distância, x, ao longo do carril, do ponto de aplicação da carga P, é dada por:

$$y(x) = \frac{P.\lambda}{2u}.e^{-\lambda x}\left(\cos\ \lambda\ x + sen\ \lambda\ x\right) \qquad \text{Eq. 2.9}$$

sendo:

- y – deflexão do carril;
- P – carga da roda;
- E.I – rigidez de flexão do carril;
- u – *módulo de via* (função da travessa, camadas de apoio e fundação);
- λ – $(u/4EI)^{1/4}$ – factor de amortecimento;
- x – distância ao longo do carril desde o ponto de aplicação da carga a qualquer ponto;
- e – número de Neper (2,7183).

As sucessivas derivadas da Eq. 2.9 fornecem o ângulo de rotação, o momento flector, o esforço de corte e a carga aplicada no carril. Os valores máximos do deslocamento e do momento flector são obtidos no ponto de aplicação da carga (sob a roda) para x=0.

É de notar que o *módulo de via*, como anteriormente foi definido, não pode ser medido directamente. Assim, procede-se à medição da deflexão máxima Y_0 e calcula-se u por:

$$u = \frac{\left(\frac{P}{Y_0}\right)^{4/3}}{(64E.I)^{1/3}} \qquad \text{Eq. 2.10}$$

As contribuições para o deslocamento do carril devido às cargas aplicadas pelas rodas adjacentes, são somadas à contribuição da roda em análise, de acordo com o princípio da sobreposição dos efeitos, válido para sistemas elásticos lineares. A área de influência das cargas das rodas adjacentes é determinada atendendo à distribuição das deflexões ao longo do carril. Estas relações mantêm-se válidas quando as travessas são colocadas relativamente próximas, com a deformação por flexão do carril a prolongar-se no mínimo na distância de cerca de oito travessas, considerando o espaçamento habitual das mesmas, com carris de elevada rigidez de flexão.

Depois de calculado o deslocamento máximo do conjunto carril+travessa, o valor máximo da carga transmitida pelo carril à travessa pode ser calculado por:

$$P = s.u.Y_0 \qquad \text{Eq. 2.11}$$

sendo:

P – carga máxima aplicada à travessa por cada carril;
Y_0 – máxima deflexão;
s – espaçamento entre travessas.

Tendo em conta que cada travessa apoia dois carris, a carga transmitida à travessa seria da ordem do dobro desta. No entanto, diversas análises realizadas em vias em que foi colocada instrumentação permitiram observar valores da ordem do dobro dos que foram calculados, o que levou a que muitas instituições tivessem consagrado a majoração das cargas aplicadas por um factor de dois, para dimensionamento das travessas e para a determinação da tensão transmitida ao balastro. A transmissão da carga da travessa ao balastro faz-se através de uma área envolvente daquela, por mobilização da resistência mecânica deste. No entanto, a travessa não é uma viga rígida que produza uma distribuição

de pressões uniformes em toda a área de contacto, como evidencia o comportamento observado. Assim, é normal considerar que a tensão exercida pelas travessas no balastro, σ_b, pode ser calculada por:

$$\sigma_b = \frac{F.P}{0{,}5 A_e} \qquad \text{Eq. 2.12}$$

em que P representa a força que o carril exerce sobre a travessa, F é um coeficiente de segurança e A_e representa a área útil da travessa, que varia em função do tipo de travessa.

Para o cálculo da tensão máxima na plataforma o manual AREMA (2000) apresenta quatro equações, as quais fazem depender a tensão vertical na plataforma da tensão vertical exercida pela travessa sobre o balastro e da altura das camadas de apoio:

- Talbot:

$$\sigma_p = \frac{16{,}8\ \sigma_b}{e_b^{1,25}} \qquad \text{Eq. 2.13}$$

- Caminhos de ferro japoneses:

$$\sigma_p = \frac{50\ \sigma_b}{10 + e_b^{1,25}} \qquad \text{Eq. 2.14}$$

- Boussinesq:

$$\sigma_p = \frac{6\ R_{máx}}{2\ \pi\ e_b^2} \qquad \text{Eq. 2.15}$$

- Love:

$$\sigma_p = \sigma_b \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \frac{r_e^2}{e_b^2}} \right)^{\frac{3}{2}} \right] \qquad \text{Eq. 2.16}$$

sendo:

σ_p – tensão aplicada na plataforma (psi);
σ_b – tensão aplicada no balastro (psi);
e_b – espessura das camadas de apoio (inch, excepto na fórmula dos caminhos de ferro japoneses, que é em cm);
$R_{máx}$ – carga estática do carril sobre a travessa (lb);
r_e – raio de um círculo uniformemente carregado cuja área iguala a área efectivamente carregada da travessa (inch).

As equações de Talbot e dos caminhos de ferro japoneses são empíricas. As equações de Boussinesq e de Love são baseadas na solução de Boussinesq para tensões em corpos elásticos devido a uma carga pontual aplicada à superfície.

Esta teoria não contempla importantes factores que afectam as tensões e deformações que se instalam nos elementos da via férrea, tais como as forças longitudinais que têm origem nas variações de temperatura, o momento flector proporcional à rotação dos carris, a excentricidade da carga vertical na cabeça do carril e os efeitos dinâmicos da passagem dos comboios. No entanto, do ponto de vista geotécnico, o mais importante é o facto de não permitir modelar adequadamente o comportamento tensão-deformação das camadas de apoio e da fundação da via e de permitir avaliar apenas as tensões e as deformações reversíveis.

O *módulo de via* é utilizado para representar a rigidez global do sistema constituído por travessas, elementos de ligação, balastro, sub-balastro e fundação. Assim, são muitos os factores que afectam este parâmetro e é difícil avaliar a contribuição de cada um dos elementos para o seu valor (Simon e DiPilato, 1983).

Contudo, na prática, em vias em que a superestrutura apresenta características mecânicas adequadas, as deformações que mais influenciam a determinação do *módulo de via* são aquelas que ocorrem ao nível das camadas de apoio e da plataforma. Essa influência traduz-se em termos de valores absolutos, mas também em termos de valores relativos ao longo do ano, tendo em conta a variação sazonal da precipitação.

Um estudo detalhado dos vários factores que podem influenciar o *módulo de via* concluiu que os mais importantes são o módulo reversível da fundação e a profundidade a que se encontra uma camada rígida (Li, 1994). A menos que a fundação seja muito rígida, a rigidez das travessas e dos apoios é pouco importante comparada com a dos componentes da subestrutura. Quando existe uma camada de sub-balastro, as deformações daquela camada são, normalmente, relativamente inferiores às observadas na camada de balastro e na fundação (ORE, 1982b).

Em função das características da via, o *módulo de via* pode variar significativamente, por exemplo entre 5 e 15 MPa, quando se passa de uma via com um carril de 40 kgf/m, com travessas de madeira, com uma espessura de balastro de 15 cm assente numa fundação argilosa de fracas características geotécnicas, para uma via com um carril de 50 kgf/m,

com travessas de betão com uma espessura de balastro de 60 cm assente numa fundação de solos granulares bem compactados (Hay, 1982).

É muito simplista considerar que numa via existe apenas um valor do *módulo de via* e, por isso, deve proceder-se à sua determinação em diversos locais ao longo da via. Com efeito, as pressões debaixo das travessas observadas em ensaios de via podem ser bastante distintas, dependendo dos seguintes factores (ORE, 1968): i) rigidez relativa entre as travessas e o balastro; ii) forma e superfície das zonas de apoio; iii) procedimentos de conservação da via para nivelamento; iv) cargas aplicadas; v) velocidade de circulação. Além disso, a aplicação de cargas sucessivas do tráfego pode alterar as condições físicas e mecânicas de apoio das travessas, logo as tensões que se desenvolvem.

Alguns autores (Kerr, 1983) defendem a utilização de diferentes valores de *u*, conforme o elemento da via a dimensionar: o valor mais baixo que é de esperar, para determinar o máximo momento de flexão do carril; um valor médio para determinar a espessura da camada de balastro; e o valor mais elevado que será de esperar para determinar a tensão no carril e a carga no apoio do carril.

Num determinado local, o comportamento da via quando está sujeita a uma carga é tal que inicialmente ela se deforma com uma rigidez relativamente baixa até haver toda a "acomodação", aumentando depois essa rigidez (Figura 2.15). Este fenómeno da acomodação está relacionado com os vazios existentes sob a travessa e com as folgas nos elementos de ligação. Assim, o *módulo de via* varia com o valor e a duração da carga aplicada.

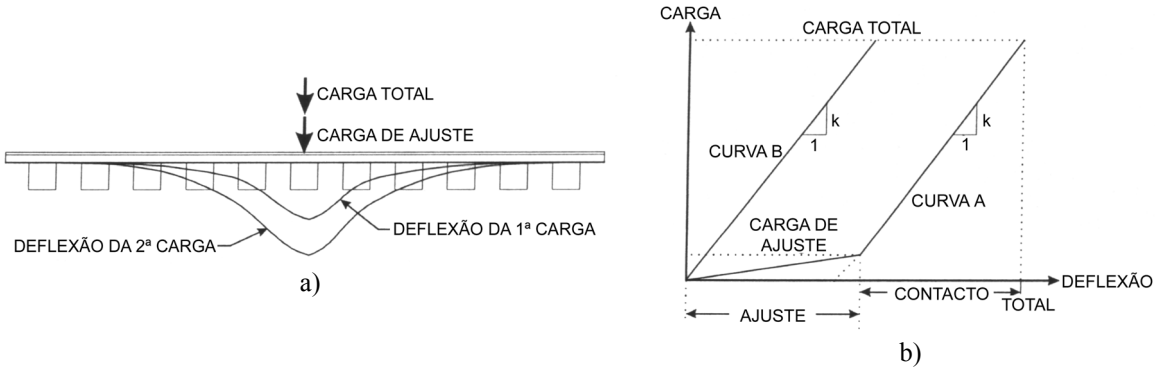


Figura 2.15 – Esquema da resposta da via quando solicitada: a) deflexão da via; b) definição de rigidez da via (Sussmann et al., 1999, adaptado).

Ebersöhn (1995) trata a não linearidade entre o *módulo de via* e a carga aplicada considerando uma relação bilinear, associada àqueles dois padrões de comportamento, e

explora o conceito de *índice de rigidez da via*, o qual assume valores distintos para as diferentes fases da resposta; este índice é definido como o quociente entre a força aplicada e a deflexão na via que essa força causa. Nestas circunstâncias, as variações da rigidez calculada para a primeira fase estão essencialmente relacionadas com as variações das folgas nos apoios das travessas (descalce das travessas); a variação da rigidez da segunda fase pode estar relacionada com alterações estruturais importantes, quer ao nível da superestrutura, quer ao nível da subestrutura.

De acordo com o que foi referido, o conhecimento do *módulo de via* é importante, quer para proceder ao dimensionamento da superestrutura, de acordo com a teoria anteriormente apresentada, quer como indicador da qualidade da via. Embora existam diversos métodos para executar os ensaios de determinação do *módulo de via* "in situ", incluindo o uso de locomotivas para aplicação da carga, os melhores resultados são obtidos quando se aplica uma carga controlada, sendo esta e os deslocamentos resultantes medidos com equipamento de precisão (Sussmann et al., 1999). A medição da deflexão pode ser feita quer através fotografia de elevada precisão, quer indirectamente por acelerómetros colocados nos carris ou por células de tensão eléctricas, que permitem calcular o momento flector e consequentemente a deflexão.

2.8.3 Dimensionamento das camadas de apoio

Segundo a prática antiga, alguns métodos estabelecem valores máximos de tensão vertical a aplicar na plataforma, quer independentemente das características dos solos (AREA, 1996), quer considerando essas características (Raymond 1978). Nestes casos, é normal proceder-se à determinação da espessura das camadas de apoio, e_b (m), de forma relativamente simples, recorrendo a relações do tipo da apresentada em Eq. 2.13, que podem tomar a forma:

$$e_b = 0{,}24\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_p}\right)^{0{,}8} \qquad \text{Eq. 2.17}$$

Em geral, o dimensionamento é feito também tendo em consideração documentos técnicos que recomendam determinados tipos de soluções e procedimentos com o objectivo de atingir características que conduzam aos níveis de qualidade requeridos. Normalmente estes documentos foram elaborados para o dimensionamento de vias novas, tendo em conta a experiência acumulada na construção, exploração, conservação e observação do

comportamento destas estruturas, e ainda com base em resultados de simulação numérica. A título de exemplo, pode referir-se a aplicação da metodologia da *Ficha UIC 719R*. Numa primeira análise, tendo em conta algumas ideias expressas na bibliografia da especialidade, parece que a classificação de plataformas em três tipos, de acordo com aquele documento, baseada no módulo de deformabilidade equivalente, resulta excessivamente simples e porventura conservadora. Estas observações são ainda mais pertinentes quando se trata da análise de plataformas antigas, cujas características devem ser observadas com maior rigor, no sentido de determinar com precisão as espessuras adequadas das camadas de apoio. Note-se que nestas plataformas, em geral, nem existe leito das terraplenagens.

De acordo com a prática actual, em termos de projecto, quer se trate da construção de uma via nova, quer da renovação de uma existente, deve estabelecer-se um período de dimensionamento, ou seja, um horizonte temporal, durante o qual a via deve permitir a circulação em determinadas condições de qualidade e segurança, apenas com trabalhos de conservação e pequenos trabalhos de reabilitação. Considerando a vida útil do empreendimento, o estudo de diferentes períodos de dimensionamento (contemplando o ciclo de vida de cada elemento que constitui a via), permite, através de uma análise técnico-económica, escolher o período que minimiza o custo global (construção, renovação e reabilitação).

O dimensionamento estrutural das diversas camadas pode basear-se em análises que consideram critérios de ruína e que contemplam o horizonte de projecto ou o número de aplicações de carga (eixo padrão) admissível durante o período de dimensionamento. Esses critérios normalmente traduzem-se pelo estabelecimento de valores máximos para a tensão ou para a deformação admissíveis nas camadas.

No caso das vias férreas balastradas convencionais é usual utilizar critérios de tensão ou de extensão vertical de compressão máxima no topo da plataforma, com o objectivo de limitar a contribuição desta para a extensão vertical permanente máxima da via, a qual deverá ser inferior a um valor admissível previamente estabelecido.

Esta concepção assenta no pressuposto de que com a repetição da aplicação de cargas a deformação permanente, resultante da acumulação da deformação plástica, é proporcional à deformação elástica (AASHTO, 1993), logo ao limitar a extensão elástica ao nível da plataforma, limita-se também a deformação permanente.

A *British Railways* desenvolveu um procedimento para a determinação da espessura das camadas de apoio, com base em estudos de campo e ensaios laboratoriais (Heath et al., 1972). A realização de ensaios de carga triaxial cíclica, sobre diversos solos e para diversos níveis de tensão deviatórica, permitiu concluir que existia um valor desta tensão, designado por *tensão limite*, a partir do qual a deformação permanente acumulada crescia rapidamente com o número de ciclos de carga (Figura 2.16a). Atendendo a esse comportamento, o método pressupõe que o dimensionamento deve ser feito de forma a que a tensão aplicada a uma determinada profundidade pelo eixo de carga mais elevada que normalmente solicita a via (Figura 2.16b), seja inferior à tensão limite na fundação, a essa profundidade. Conhecendo a distribuição em profundidade destas duas grandezas, é possível determinar a espessura das camadas de apoio (Figura 2.16c), de forma a garantir uma subestrutura relativamente estável. Na prática, a tensão limite era geralmente considerada igual a 50% da resistência do solo a cargas estáticas. Posteriormente, atendendo à experiência acumulada o método foi ligeiramente alterado, conduzindo a espessuras das camadas de apoio relativamente maiores.

Os gráficos que servem de base ao método foram elaborados com base num modelo da via que assume que as camadas de apoio e a fundação funcionam conjuntamente como uma camada homogénea. Assim, ao não considerar a variação da rigidez em profundidade (subestimando a rigidez das camadas de apoio), o valor da tensão na plataforma é mais elevado e a espessura calculada das camadas de apoio é superior à que é efectivamente necessária. Outra limitação do método reside no facto de considerar um valor único da carga, não contemplando o tráfego acumulado.

O método apresentado na *Ficha UIC 719* para a concepção da subestrutura de vias novas resulta da vasta investigação que se desenvolveu na Europa nos últimos trinta anos e que compreendeu a observação de vários trechos de via, o estudo laboratorial de vários tipos de materiais, a modelação numérica da via e a realização de estudos paramétricos (ORE 1982a; ORE, 1983, b, d, e). No essencial, o método, cuja aplicação na construção das novas linhas de alta velocidade se tem revelado adequada (Ministerio de Fomento, 1999), permite determinar a espessura e a natureza das camadas de apoio em função, essencialmente: i) da classe da plataforma, a qual depende das características intrínsecas dos solos (natureza, capacidade de carga, sensibilidade à água e ao gelo) e das condições hidrogeológicas e climáticas do local; ii) das características do tráfego (tonelagem bruta,

carga por eixo e velocidade); iii) da superestrutura (perfil do carril, tipo e espaçamento das travessas).

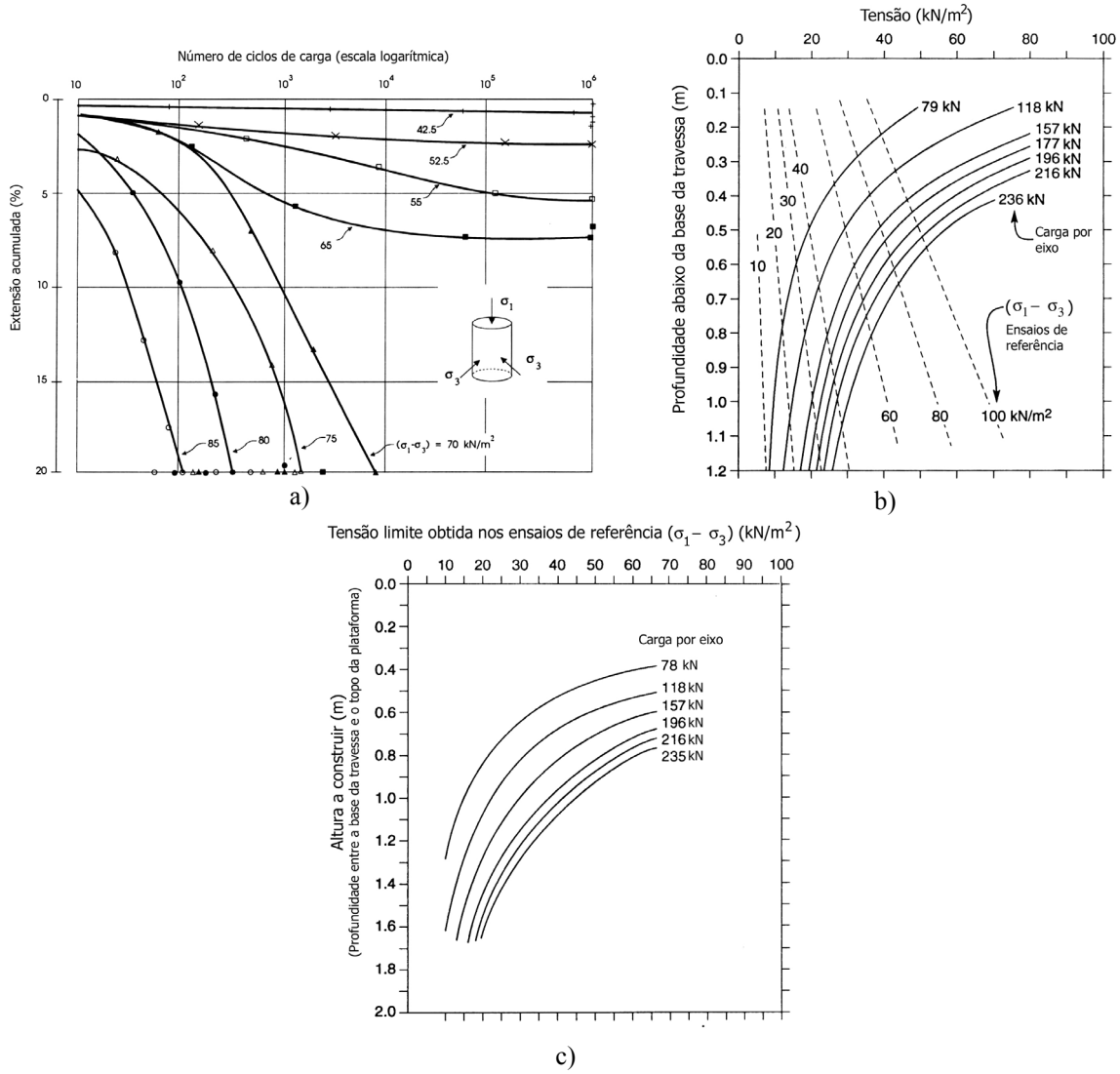


Figura 2.16 – Método utilizado pela *British Railways*: a) resultados dos ensaios triaxiais de carga repetida; b) variação da tensão vertical na fundação e da tensão limite com a profundidade; c) gráfico para determinação da espessura das camadas de apoio.

Li e Selig (1996) propuseram também um método para a determinação da espessura das camadas granulares de apoio, com o objectivo de evitar a rotura progressiva por corte e limitar a deformação plástica excessiva dos solos da fundação. Os critérios estabelecidos para garantir os propósitos do método traduzem-se por limitar a um valor aceitável durante o período de dimensionamento, quer a extensão plástica acumulada na superfície da fundação, quer a deformação plástica acumulada da fundação.

O método baseia-se no estabelecimento de um limite para a tensão deviatórica induzida pelas cargas dos comboios na plataforma, considera diferentes tipos de solos e foi

desenvolvido com base nos resultados de estudos paramétricos que envolveram a modelação numérica da via, a qual contemplou as características físicas e mecânicas dos diversos componentes. A solicitação é caracterizada através das cargas dinâmicas impostas pelo tráfego, pelo número total de cargas repetidas e pela carga bruta transportada num período estabelecido.

Segundo estes autores, a rotura progressiva por corte e a deformação plástica excessiva da fundação, que ocorrem como consequência da aplicação das cargas repetidas, relacionam-se com a extensão plástica acumulada na fundação (ε_p) e com a deformação (ρ), atendendo a que:

$$\varepsilon_p(\%) = a.\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s}\right)^m . N^b \qquad \text{Eq. 2.18}$$

$$\rho = \int_0^T \varepsilon_p \, dt \qquad \text{Eq. 2.19}$$

sendo:

a, m, b – parâmetros dependentes do tipo de solo;
σ_d – tensão deviatórica causada pela passagem dos comboios (σ_1-σ_3);
σ_s – resistência à compressão do solo;
N – número de aplicações de carga;
T – profundidade da fundação.

Os parâmetros de estado dos solos (estrutura, compacidade e teor em água) estão implicitamente contemplados no valor determinado da resistência à compressão. Este método considera um comportamento elástico linear dos materiais das camada de apoio e da fundação.

Mc Williams e Pérez (1998) apresentaram uma metodologia que se baseia nos pressupostos da *Ficha UIC 719*, no que se refere à análise das subestruturas das vias em serviço, relativamente aos requisitos futuros, que consiste na comparação entre as tensões dinâmicas transmitidas à plataforma pelo tráfego na situação existente e as previstas para a situação futura. Cada uma destas situações é caracterizada por um volume de tráfego, periodicidade de intervenções de conservação e características da subestrutura da via. Se as tensões previstas na situação futura forem superiores às admissíveis é necessário promover o aumento da capacidade de carga da plataforma ou, em alternativa, alterar a subestrutura de forma a incorporar uma ou várias camadas de apoio sobre a plataforma antiga, designadamente novas camadas de sub-balastro, cuja espessura será função da relação

entre as tensões dinâmicas sobre a plataforma ferroviária na situação de referência ou original e a situação de projecto ou prevista. A aplicação desta metodologia a cada caso específico pressupõe:

i) a caracterização física e mecânica da fundação da via existente;

ii) a determinação das características do tráfego existente (T_o) e do previsto (T), tanto no que se refere ao tipo como ao número de aplicação de cargas; em termos práticos esta determinação pode ser feita recorrendo ao estabelecido na *Ficha UIC 714R* (UIC, 1989) ou com base na lei de Dormon (Sauvage e Richez, 1978), a qual foi estabelecida empiricamente a partir da análise de diversas plataformas submetidas a um elevado número de ciclos de carga, permitindo relacionar distintos tipos de tráfego (definidos cada um deles pelo valor e frequência das cargas) com as tensões transmitidas à plataforma em cada ciclo, de forma a que o assentamento permanente a longo prazo seja similar; esta relação pode traduzir-se por:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \left(\frac{N_2}{N_1} \right)^L \qquad \text{Eq. 2.20}$$

sendo:

σ_i – tensão dinâmica transmitida à plataforma pela carga P_i;
N_i – número de ciclos de actuação da carga P_i;
L – parâmetro empírico, que para cargas ferroviárias normalmente é considerado igual a 0,2;

nestas condições, um determinado tipo de tráfego *T* (normalmente considerado diário), caracterizado por uma sucessão de eixos de distintas cargas P_i que impõem à plataforma valores de tensão σ_i, pode ser transformado num tráfego equivalente T_e, de um número de eixos N_e, de carga idêntica *P*, que impõe uma tensão σ na plataforma, através de:

$$T_e = N_e . P \qquad \text{Eq. 2.21}$$

com

$$N_e = \sum_{i=1}^{n} \left[\left(\frac{\sigma_i}{\sigma} \right)^{(1/L)} \right] \qquad \text{Eq. 2.22}$$

iii) a determinação do número das intervenções de conservação (para manter o nivelamento adequado) realizadas na plataforma existente (I_o) e o estabelecimento, como objectivo, do número das que se pretende levar a cabo no futuro (I), durante a vida útil da infra-estrutura (normalmente com base anual, sedo a situação actual determinada como média dos últimos cinco anos);

iv) o cálculo da relação (λ) entre a tensão dinâmica máxima admissível prevista na plataforma (σ) e a máxima admissível na situação actual (σ_o), em função das características, actuais e previstas dos tráfegos (T_o e T, originados pelo mesmo eixo de referência P) e das intervenções de conservação (I_o, I); calculando λ de acordo com a lei de Dormon:

$$\lambda = \frac{\sigma}{\sigma_o} = \left[\frac{(T_o \,.\, I)}{(T \,.\, I_o)}\right]^L \qquad \text{Eq. 2.23}$$

se $\lambda \geq 1$, a plataforma actual será adequada para uma situação futura, caso contrário ($\lambda < 1$) dever-se-á melhorar a subestrutura da via, pelo que se seguirá as etapas seguintes; há necessidade de determinar σ_o e posteriormente conseguir, mediante reforço da estrutura, que a tensão máxima na plataforma não ultrapasse o valor $\sigma = \lambda\sigma_o$;

v) cálculo da rigidez estática e determinação das tensões dinâmicas máximas transmitidas à plataforma pelas cargas existentes na situação de partida, recorrendo à mecânica dos meios contínuos e a um modelo por elementos finitos, e determinando a carga dinâmica com base nos estudos elaborados por Prud' Homme (1970);

vi) definição das características geométricas e físico-mecânicas das camadas de apoio a construir, nomeadamente o estabelecimento de espessuras nominais da camada de sub-balastro;

vii) cálculo da rigidez estática e determinação das tensões dinâmicas máximas transmitidas à plataforma na situação futura, com as espessuras de reforço previstas;

viii) determinação da curva que relaciona a tensão dinâmica máxima na plataforma com a espessura do sub-balastro;

ix) cálculo da espessura necessária de sub-balastro a partir da curva anterior, entrando com o valor da tensão $\lambda\sigma_o$, deduzida anteriormente.

A aplicação deste método exige um conhecimento detalhado do comportamento da plataforma da via antes da renovação. Além disso, faz apelo a coeficientes e relações empíricas que podem não ser de aplicação directa em casos distintos. Ao basear-se na frequência das acções de conservação e na Lei de Dormon, para aferir a qualidade da plataforma e para limitar a tensão admissível nas condições futuras, não contempla factores importantes no comportamento da via, como as características da superestrutura, a espessura e as características da camada de balastro, e as condições hidráulicas da plataforma. O método considera um comportamento elástico linear dos materiais das camadas da subestrutura.

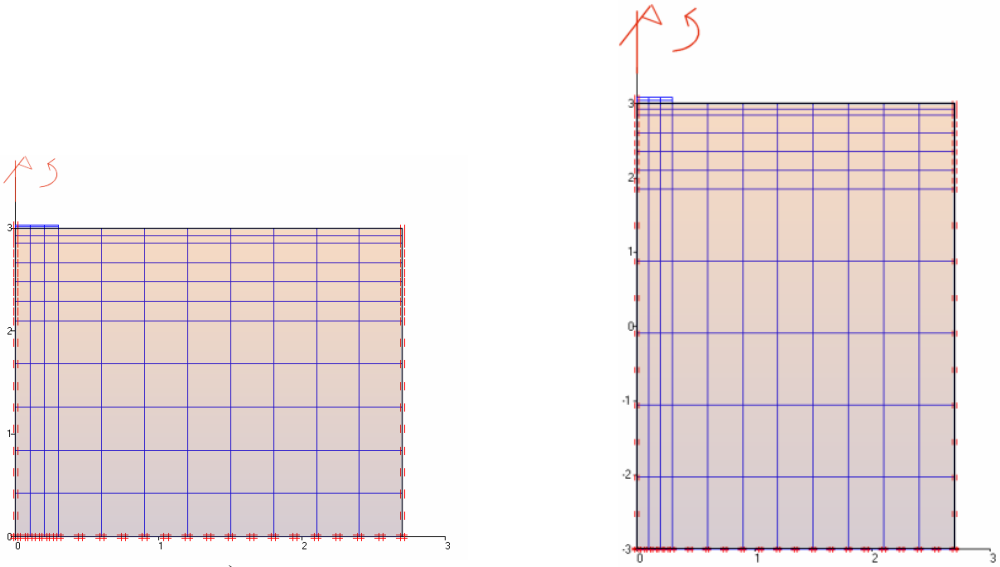
2.8.4 Metodologia de dimensionamento das camadas de reforço da subestrutura desenvolvida para as obras de renovação da Linha do Norte

Atendendo aos requisitos de qualidade adoptados para a subestrutura renovada da via férrea da Linha do Norte, nomeadamente a verificação do módulo de deformabilidade equivalente medido através do ensaio de carga estática com placa no topo da camada de sub-balastro (UIC, 1994), desenvolveu-se uma metodologia de dimensionamento das camadas de reforço da plataforma que se baseia no conhecimento das características de deformabilidade da plataforma existente e das características mecânicas dos materiais a aplicar nas novas camadas de reforço da plataforma e de sub-balastro (LNEC, 2000a). Assim, em função dos valores do módulo de deformabilidade equivalente (EV_2) da plataforma existente e dos materiais das camadas de reforço da plataforma e de sub-balastro que serão construídas, determina-se a espessura dessas camadas, de modo a obter o valor previamente estabelecido para o módulo de deformabilidade do conjunto (módulo de deformabilidade equivalente), medido através do ensaio de carga com placa (ϕ 600 mm), no topo da camada de sub-balastro. Considerou-se que a espessura da camada de sub-balastro era um dado do problema e que neste caso tinha um valor mínimo de 0,15 m (variável em perfil transversal).

Para estabelecer os ábacos de dimensionamento recorreu-se a um programa de cálculo automático, que utiliza o método dos elementos finitos, para a determinação dos estados de tensão e de deformação de um maciço carregado uniformemente por uma placa circular,

usando condições de axissimetria (Mateus da Silva, 1996). Desenvolveram-se estudos paramétricos de uma forma sistemática, nos quais se modelou o ensaio de carga estática com placa circular rígida de 600 mm de diâmetro, num maciço estratificado, com comportamento elástico linear, fazendo variar o módulo de deformabilidade dos materiais e a espessura da camada de reforço a colocar. Considerou-se uma situação em que a fronteira rígida existe a 3 m e outra em que aquela fronteira está a 6 m de profundidade. Estas condições geométricas foram escolhidas por se ter verificado que podem representar adequadamente duas situações correntes.

Na Figura 2.17 apresentam-se as malhas de elementos finitos utilizadas, fazendo uso da simetria geométrica, para modelar em cerca de 6 m de largura os maciços em que a fronteira rígida se apresenta a 3 e 6 m de profundidade. Para avaliar a sensibilidade dos resultados ao tipo de discretização do meio em estudo foram elaboradas, para cada caso, outras malhas de elementos finitos, considerando um maior número de elementos e, consequentemente, de pontos nodais, sem que tivessem resultado diferenças significativas. Foram assim adoptados os modelos mais simples e com as características já indicadas.



a) b)

Figura 2.17 – Malhas de elementos finitos utilizadas para modelar um maciço homogéneo com fronteira rígida: a) a 3 m de profundidade; b) a 6 m de profundidade.

Tendo em conta a rigidez do equipamento que na realidade aplica a carga, considerou-se que este podia ser simulado por uma placa de aço (E=206 GPa, ν=0,3) com 0,05 m de espessura. Da análise feita aos valores obtidos do cálculo para os assentamentos na parte inferior da placa com aquelas características, concluiu-se que esta é suficientemente rígida,

já que os deslocamentos verticais são praticamente constantes em toda a área carregada, como se pretendia.

Para a determinação do módulo de deformabilidade equivalente, *E*, avaliado à superfície do maciço constituído por diversas camadas, nomeadamente o terreno de fundação existente, as camadas de reforço da plataforma e o sub-balastro, utilizou-se a relação:

$$E = \frac{q.d.\left(1-\nu^2\right)}{s}.I \qquad \text{Eq. 2.24}$$

em que *I* depende da rigidez da placa e das condições de fronteira, e foi determinado por calibração do modelo, *q* é o valor da tensão aplicada, *d* é o diâmetro da placa, ν é o coeficiente de Poisson (considerado igual a 0,30) e *s* é o deslocamento vertical sob a placa.

Procedeu-se a um estudo paramétrico onde se consideraram as seguintes condições de cálculo:

- plataforma existente com módulo de deformabilidade equivalente de: 20, 40, 60 e 80 MPa;
- camadas de reforço da plataforma (leito) com material com módulo de deformabilidade de: 100, 150, 200, 250, 300 e 400 MPa;
- espessura das camadas de reforço da plataforma de: 0,15, 0,30, 0,45, 0,60, 0,75 e 0,90 m;
- camada de sub-balastro com 0,15 m de espessura e com material com módulo de deformabilidade de 200, 300 e 400 MPa;
- fronteira rígida situada a 3 e a 6 m da superfície de ensaio.

Os valores do módulo de deformabilidade são obtidos em ensaios de carga triaxial sobre provetes cilíndricos compactados com vibração, com a granulometria integral dos materiais, para um grau de compactação de 100% em relação ao ensaio Proctor pesado e o teor em água óptimo. O módulo considerado é o módulo secante determinado no segundo ciclo de carga com aplicação de uma pressão de confinamento de 30 kPa e uma tensão deviatórica de 400 kPa. Os intervalos dos valores considerados foram estabelecidos atendendo às características de rigidez mínimas exigidas às fundações das vias férreas, às características mecânicas que os materiais normalmente exibem e aos valores razoáveis para o custo da execução deste tipo de trabalhos. No total, foram realizados cerca de 1000 cálculos distintos que permitiram obter uma descrição clara da influência dos diversos factores em análise, no módulo de deformabilidade equivalente. Os resultados desses

cálculos permitiram elaborar um conjunto de ábacos que possibilitam uma fácil determinação da espessura da camada de reforço da subestrutura, em função dos valores do módulo equivalente da fundação, do módulo de deformabilidade dos materiais da camada de reforço e de sub-balastro e da espessura destas camadas. Na Figura 2.18 apresenta-se, como exemplo, um desses ábacos.

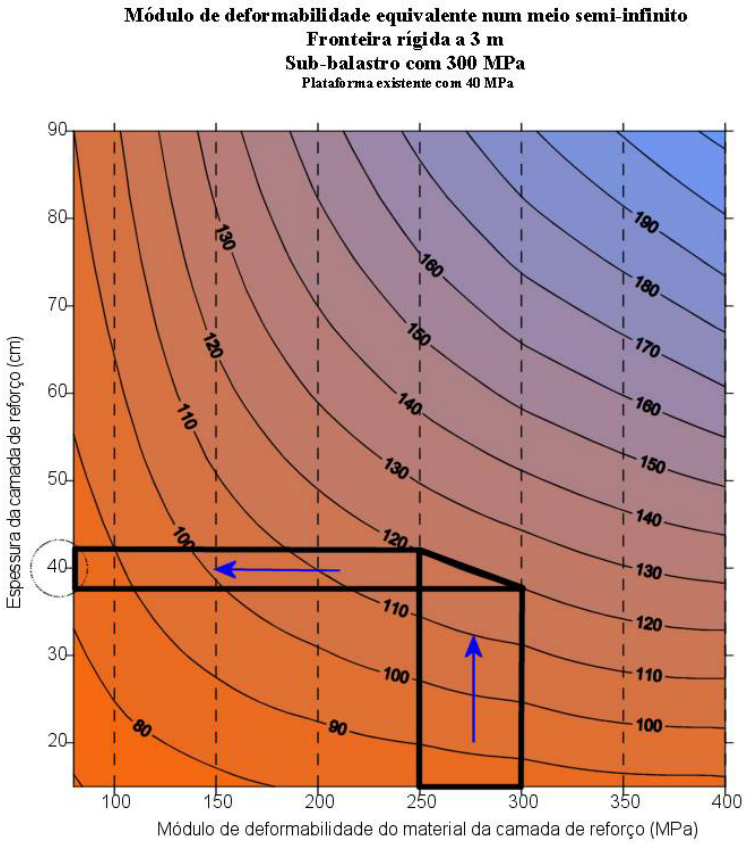


Figura 2.18 – Exemplo de ábaco que permite a determinação da espessura da camada de reforço da subestrutura (Fortunato et al., 2001, adaptado).

2.8.5 Aplicação de métodos numéricos na análise estrutural da via

A via férrea balastrada é uma estrutura relativamente complexa, com comportamento não linear. A análise estrutural da via férrea deve contemplar a interacção dos diferentes componentes da superestrutura e da subestrutura, de forma a estudar o comportamento conjunto e permitir determinar os efeitos das cargas produzidas pelo tráfego na via, nomeadamente tensões e deformações. Actualmente, o dimensionamento das novas vias férreas tende a começar a fazer uso de modelos estruturais que exigem o conhecimento das acções, da geometria dos elementos da superestrutura e das camadas subjacentes, das características mecânicas dos materiais (superestrutura, camadas de apoio e fundação), dos

mecanismos de interacção entre os diversos elementos e de vários critérios de dimensionamento.

Tendo em conta que a via está sujeita a carregamentos tridimensionais, nomeadamente cargas verticais, laterais e longitudinais, têm sido desenvolvidos diversos modelos analíticos com o objectivo de representar individualmente cada uma das componentes da resposta associadas às referidas solicitações ou diversas dessas componentes em simultâneo. No entanto, é a resposta às acções verticais que tem sido objecto de maior atenção.

Os métodos dos elementos finitos e das diferenças finitas são particularmente adequados à modelação das acções e à utilização de modelos reológicos não lineares com critérios de rotura para os diversos materiais que constituem o sistema, permitindo considerar a variação das características físicas e geométricas no espaço.

A aplicação do método dos elementos finitos à análise do comportamento da via teve início na década de setenta do século XX. Alguns modelos utilizavam um estado plano de deformação para simular o comportamento ao longo do desenvolvimento longitudinal e transversal; outros, tridimensionais, permitiam fazer uma representação detalhada dos elementos da superestrutura e das camadas da subestrutura; alguns consideravam leis de comportamento não linear dos solos, com ou sem critérios de rotura para os diferentes materiais. Os modelos tridimensionais verdadeiros eram pouco apelativos porque exigiam um esforço de cálculo muito elevado e muito tempo para criação dos ficheiros de dados.

Em meados da década de setenta foi desenvolvido o modelo por elementos finitos designado por *Illitrack* (Tarabji e Thompson, 1976). Embora não fosse um modelo tridimensional, considerava dois modelos bidimensionais e utilizava os resultados da análise da secção longitudinal em estado plano de deformação como dados para proceder à análise da secção transversal. Era assim obtido um efeito tridimensional com um tempo de computação inferior ao necessário para um modelo tridimensional. Na análise longitudinal o modelo considerava a aplicação das cargas verticais correspondentes às rodas actuando apenas num carril, suportado por um sistema constituído por travessas e camadas de apoio. Os carris e as travessas eram representados como vigas e molas de apoio, respectivamente. Era considerado o comportamento não linear dos materiais, cujas características eram determinadas em ensaios laboratoriais do tipo triaxial com cargas repetidas e eram admitidos critérios de rotura para os materiais das camadas de apoio e da fundação.

O modelo *Multilayer Track Analysis* - *Multa* (Prause e Kennedy, 1977) combina o modelo elástico multicamadas de Burmister para a subestrutura com um outro modelo tridimensional, por elementos finitos, para análise da superestrutura. A área carregada das travessas é dividida em segmentos aproximadamente iguais e a área de cada segmento é convertida numa área circular com tensão uniforme. Estas áreas circulares uniformemente carregadas são utilizadas para gerar coeficientes de influência de tensões e de deslocamentos para o modelo linear elástico de multicamadas, o qual permite determinar deslocamentos e tensões nas camadas de apoio. O carril é modelado como uma viga finita suportada por 11 travessas, as quais são também representadas como vigas com um apoio por cada área de contacto travessa-balastro. Este modelo faz uso de uma análise elástica linear, logo não permite considerar o real comportamento tensão-deformação dos materiais da subestrutura; permite o desenvolvimento de tensões irrealistas entre a travessa e o balastro, já que não permite deslocamentos relativos entre estes elementos; as reacções entre o carril e a travessa e entre esta e o balastro mobilizam-se apenas na direcção vertical, não se considerando os esforços de corte. Apesar de apresentar diversas limitações este modelo permitiu aproximar de forma satisfatória o comportamento observado em trechos piloto.

O modelo *Prismatic Solid Analysis-PSA* (Adegoke et al., 1979) é um modelo tridimensional por elementos finitos, que também considera a separação entre a superestrutura e a subestrutura para determinação dos coeficientes de influência de tensão e deslocamento; impõe a compatibilidade de deslocamentos e tensões entre a parte inferior da travessa e o topo do balastro. A determinação daqueles coeficientes é feita com base na análise de sólidos prismáticos carregados. Os materiais que constituem a subestrutura são considerados elásticos lineares, sendo no entanto possível diferenciar as propriedades dos elementos no plano vertical perpendicular aos carris. A solução tridimensional é aproximada por uma série de *Fourier* na direcção paralela ao desenvolvimento dos carris. Os coeficientes são obtidos por duas análises bidimensionais por elementos finitos (uma para cada termo da série) que fornecem os coeficientes dos deslocamentos de todos os nós em função das coordenadas dos mesmos. A soma destes termos da série conduz aos deslocamentos totais, a partir dos quais podem ser calculadas as tensões e as deformações. A principal vantagem apontada a este modelo é que permite obter soluções para problemas tridimensionais elásticos com relativo baixo custo computacional, quando comparado com modelos tridimensionais puros (com recurso a "*bricks*"). Este modelo tem limitações

semelhantes ao *Multa*, tendo como vantagem o facto de possibilitar a variação das características dos materiais ao longo da secção transversal.

O modelo *Geotrack* (Chang et al., 1980) foi desenvolvido a partir do modelo *Multa* com os objectivos: i) de permitir considerar de forma mais adequada o comportamento tensão-deformação dos materiais da subestrutura; ii) de facilitar a aplicação das múltiplas solicitações verticais; iii) de reduzir o tempo de cálculo; iv) de facilitar a análise dos resultados obtidos. É um modelo tridimensional que combina a matriz rigidez dos elementos da via com a distribuição de tensões de Boussinesq no balastro, no sub-balastro e na fundação. Este modelo incorpora relações tensões-deformações não lineares dos materiais e evita a existência de tensões de tracção nos materiais da subestrutura e entre estes e as travessas. Alguns estudos realizados com este modelo e a comparação dos resultados obtidos com os valores observados "in situ" permitiram concluir que ele contempla os aspectos essenciais da modelação da via e permite determinar a influência das características dos elementos da via no desempenho desta (Stewart e Selig, 1983).

O modelo *Kentrack* (Huang et al., 1984) foi desenvolvido a partir do *Geotrack*, envolvendo algumas melhorias computacionais e, entre outras facilidades, possibilitando a modelação das travessas com elementos finitos.

Diversos estudos compararam os resultados obtidos com os diversos modelos referidos e apontaram as vantagens e desvantagens de uns e de outros (Adegoke et al., 1979; Coleman, 1985; Sattler e Fredlund, 1988).

Na Figura 2.19 comparam-se alguns dos resultados obtidos com diversos modelos. A análise dos valores apresentados permite concluir que: i) no que se refere à previsão da deflexão do carril e da tensão vertical na plataforma, o modelo *Illitrack* conduz a valores da ordem do dobro dos restantes; ii) no que refere à distribuição da carga sobre as travessas e à tensão vertical sobre o balastro, são os resultados do modelo *PSA* que mais se afastam dos restantes. Estes resultados permitem concluir que a evolução na modelação numérica tem permitido obter resultados significativamente diferentes e, provavelmente, cada vez mais próximos da realidade.

A utilização intensiva destes modelos permitiu realizar estudos paramétricos e elaborar gráficos que traduzem relações entre diversas variáveis utilizadas em alguns métodos de dimensionamento das camadas de apoio (Li e Selig, 1998).

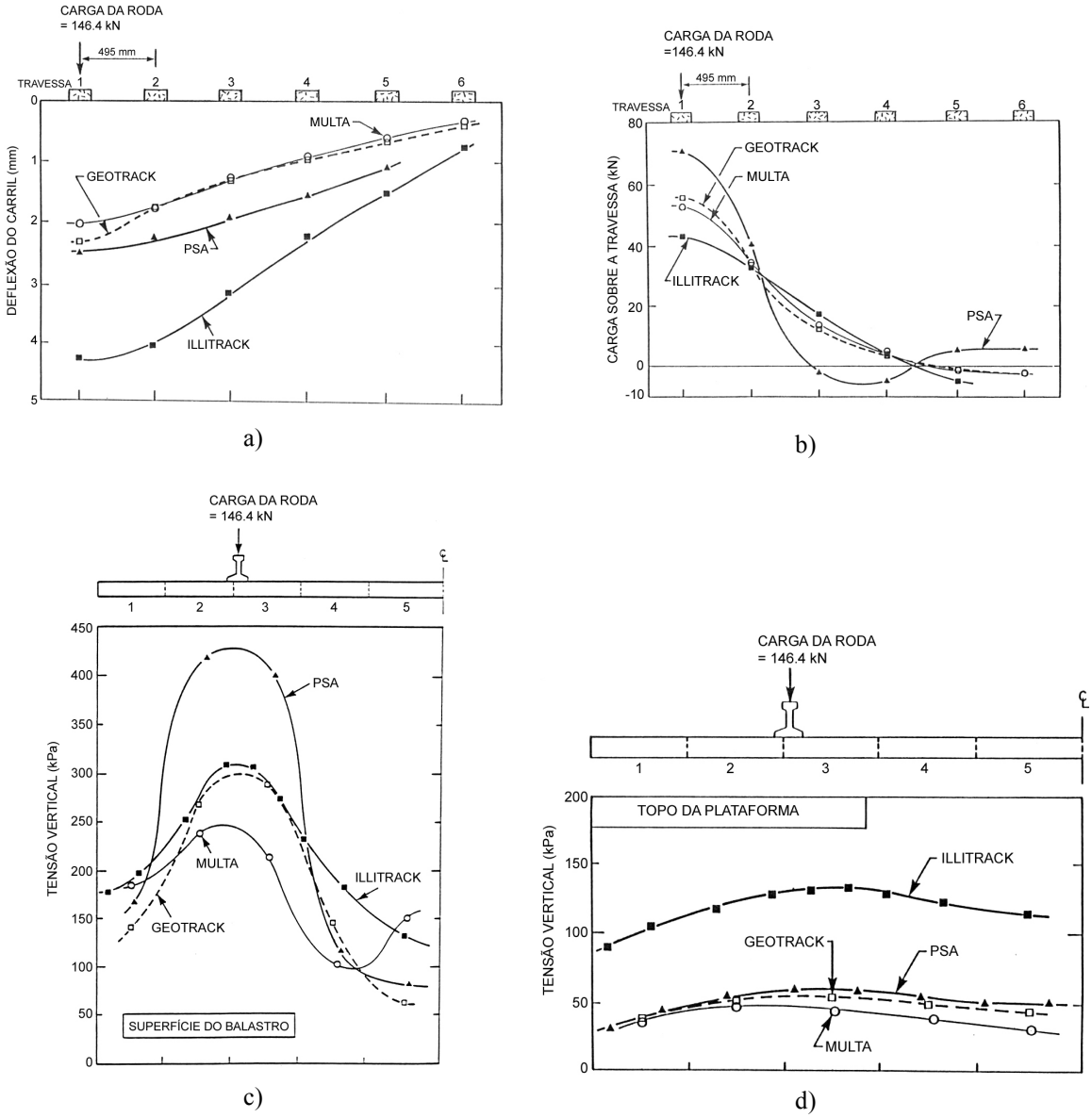


Figura 2.19 – Resultados obtidos com diversos modelos numéricos: a) deflexão do carril; b) carga sobre a travessa; c) tensão vertical na superfície do balastro; d) tensão vertical na plataforma.

Também na Europa se desenvolveram intensos estudos no âmbito da modelação numérica da via férrea. Merecem especial destaque os trabalhos da UIC e da SNCF, no âmbito da "*Question D117: Adaptation optimale de la voie classique au trafic de L'avenir* " (Sauvage e Larible, 1982).

O modelo *Rosalie* (ORE, 1983d) modela o sistema formado pela via férrea e pela sua fundação com elementos finitos tridimensionais, tendo em conta o comportamento elastoplástico da fundação. Alguns dos estudos desenvolvidos com este modelo permitiram verificar a influência no desempenho do sistema das características físicas e mecânicas dos diversos componentes. Os resultados obtidos, nomeadamente as deflexões do carril e as

tensões e as deformações nas camadas da subestrutura, aproximaram satisfatoriamente os valores observados em trechos piloto instrumentados em França, na Áustria e na Inglaterra.

Mais recentemente, diversos autores têm apresentado modelações da via férrea, com recurso a modelos comerciais (Sanguino et al., 1998; Williams e Pérez, 1998; Aubry et al., 1999), os quais apresentam distintas potencialidades.

2.9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo passou-se em revista alguns dos aspectos fundamentais do comportamento das vias férreas, em particular das balastradas.

O comportamento individual dos diversos componentes e do sistema estrutural constituído pela via e pela sua fundação tem vindo a ser estudado com recurso a ensaios laboratoriais, a trechos piloto e à modelação física e numérica.

A evolução do conhecimento relativamente a esse comportamento tem permitido melhorar as características dos elementos e a resposta da via e da sua fundação, quando sujeitas às acções originadas pela passagens dos comboios e às variações das condições climáticas.

Em particular, a evolução dos conhecimentos no domínio da Geotecnia tem permitido estudar diversos aspectos relacionados com o comportamento dos materiais que constituem as camadas de apoio da via e a fundação e, consequentemente, com o desempenho da subestrutura da via. Em consequência disso, têm vindo a ser alterados, ao longo do tempo, os requisitos impostos às características intrínsecas desses materiais e às características das camadas por eles constituídas.

A evolução dos meios de cálculo, quer ao nível dos programas, quer ao nível dos computadores, tem permitido aprofundar a análise estrutural do sistema constituído pela superestrutura e pela subestrutura da via.

CAPÍTULO 3

MÉTODOS PARA CARACTERIZAÇÃO DA VIA FÉRREA

3.1 INTRODUÇÃO

Os pavimentos rodoviários e as vias férreas são das mais simples estruturas de Engenharia Civil, no que se refere à construção. No entanto, estas estruturas são das mais complicadas para projectar e para analisar o seu comportamento, principalmente porque é difícil definir um estado de ruína, o qual, em geral, está ligado a critérios de funcionalidade. A ruína corresponde ao aparecimento de diversos tipos de defeitos, os quais podem afectar a qualidade do transporte (conforto e economia) e a segurança da circulação dos veículos.

Trata-se de obras com importante desenvolvimento linear, construídas normalmente sobre o terreno existente, o qual pode variar significativamente no que se refere às suas propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas. Além disso, estas estruturas são, elas próprias, também construídas com materiais naturais cujas propriedades podem também variar significativamente, nomeadamente em função de distintas condições de estado.

O conhecimento do comportamento da via férrea face às solicitações é de grande importância, quer para garantir a comodidade e a segurança de pessoas e bens, quer para uma adequada gestão da conservação da linha. No entanto, o comportamento da via férrea é difícil de traduzir por um modelo matemático, pelo facto de esta ser constituída por diversos elementos de características muito distintas e, normalmente, não existir informação suficiente sobre o comportamento de cada um desses elementos e do seu conjunto. Por outro lado, as solicitações são cargas rolantes, variáveis e repetidas, que induzem estados de tensão sucessivamente distintos.

No passado, as condições de exploração das linhas férreas (diminutos requisitos de qualidade, velocidade de circulação baixa, pouco tráfego e disponibilidade de mão-de-obra intensiva) permitiam que não se desse a devida importância a esse conhecimento, já que não era determinante antever situações de deficiente comportamento. O facto de se dispor de uma camada de balastro permitia, embora com algum atraso no tempo, que a geometria de referência da via fosse reposta sem grandes consequências na segurança e perturbações na exploração. Actualmente, as exigências de exploração das linhas modernas, em

particular as de alta velocidade, requerem um conhecimento profundo do comportamento da via.

Os requisitos exigidos às modernas infra-estruturas de transportes, nomeadamente no que se refere à qualidade de circulação e ao volume e tipo de tráfego a suportar, obrigam a uma nova abordagem relativamente ao controlo da qualidade e à garantia da qualidade das camadas da subestrutura, pois o desempenho das vias e os custos de operação e de conservação dependem do comportamento destas camadas.

Com base nos conhecimentos actuais, a fundação e o conjunto de camadas de apoio que constituem a subestrutura das vias férreas podem ser dimensionadas, como as outras estruturas de Engenharia Civil, recorrendo a modelos mecanicistas que incluem relações da física dos meios contínuos, nomeadamente leis de reologia dos materiais. Assim, a avaliação do seu estado, quer durante a construção, quer em funcionamento, deve ser feita com recurso a métodos que permitam determinar grandezas físicas que se relacionem com as que são consideradas no dimensionamento.

Relativamente aos métodos usualmente utilizados na análise da via, é útil separar aqueles que procedem a uma avaliação directa do desempenho da via dos outros que procedem à sua análise estrutural com o objectivo de permitirem relacionar as características dos elementos da via com o desempenho desta. Os primeiros, de índole funcional, baseiam-se na análise da resposta da via à variação das solicitações impostas. São essencialmente de carácter empírico e fazem uso de análises estatísticas, o que sugere a necessidade de dispor de muitos registos para cada tipo de estrutura em análise e condiciona a sua aplicação a novos sistemas. Os últimos, de carácter mecanicista, baseiam-se no conhecimento das características físicas e mecânicas da via no seu todo, ou dos elementos que a constituem, e na análise estrutural de sistemas constituídos por diversos elementos.

As análises através de modelos empíricos são simples e podem ser aplicáveis a diversas situações, para as quais se dispõe de dados estatísticos, relacionados com diferentes tipos de vias e condições de exploração, nestas incluindo nomeadamente as de tráfego e as climatéricas. Além disso os modelos são fáceis de calibrar e de rápida aplicação. Estas análises têm permitido estabelecer relações que, embora com algumas reservas, podem ser consideradas representativas do comportamento de vias com determinadas características.

A análise mecanicista, também dita racional, parece ser a mais adequada, já que se baseia nos princípios gerais do comportamento dos elementos do sistema. No entanto, é de difícil

aplicação, quer pela dificuldade associada à caracterização dos elementos da via e das solicitações, quer pela dificuldade em modelar adequadamente o sistema. Muitas vezes, a análise estrutural é desenvolvida para cada tipo de elemento separadamente (carril, travessa, balastro, etc.) sem a consideração dos outros em simultâneo. No entanto, cada um dos componentes da via pode degradar-se, não só devido a factores externos, como as solicitações do tráfego e os factores ambientais, como também em resposta ao desempenho dos outros elementos que definem as características estruturais e geométricas da via.

Relativamente aos métodos de caracterização devem separar-se os que respeitam à determinação das características físicas e mecânicas dos elementos da superestrutura, individualmente ou em conjunto, dos que visam caracterizar a subestrutura. A caracterização desses elementos pode fazer-se através da interpretação de resultados de ensaios realizados "in situ" complementados por ensaios realizados em laboratório e da inspecção visual, a qual permite detectar situações anómalas e possibilita a recolha de elementos importantes que normalmente complementam a informação obtida por outros processos.

Dos diversos métodos a que a engenharia ferroviária recorre para caracterizar o estado da via relativamente ao seu desempenho global ao nível da superfície do carril, refere-se neste capítulo, em particular e pela sua importância, o *Veículo de Inspecção da Via* (*VIV*).

No que se refere às camadas de apoio da via tem havido importante investigação com o objectivo de desenvolver métodos que possibilitem a sua caracterização com base em parâmetros físicos e mecânicos, nomeadamente as características geométricas e a rigidez das camadas e, consequentemente, o módulo de deformabilidade dos materiais (AIPCR, 1995).

Em consequência disso, no âmbito da construção das camadas da subestrutura, começa a ser prática proceder ao controlo da qualidade através do controlo do produto final, tendo por base especificações baseadas no desempenho (Nunn et al., 1997; COST 337, 2000). Este procedimento tem sido utilizado em complemento, ou em alternativa, aos processos tradicionais de controlo por imposição de procedimentos construtivos (especificação do método) e de controlo por estabelecimento de características mínimas a atingir para o produto final (especificação por produto). De facto, quer o controlo por procedimentos, normalmente baseado nos resultados de trechos experimentais – a realizar em obra antes de se iniciar a produção – em que se impõe as características físicas e mecânicas dos materiais

(granulometria, dimensão máxima e resistência das partículas, etc.) e as condições de execução das camadas (espessura, equipamento de compactação, número de passagens, teor em água dos materiais, condições meteorológicas durante a colocação, etc.), quer o controlo por produto, que se baseia em valores de referência para o grau de compactação dos materiais, para a regularidade geométrica e para as inclinações das superfícies, dando ênfase às propriedades das camadas depois de concluídas, podem não garantir o bom desempenho das estruturas.

Em particular, a especificação pelo método exige, nomeadamente, que os materiais a utilizar sejam homogéneos e que as condições de execução se mantenham, o que em obras de grande desenvolvimento linear é difícil. Além disso, a aplicação destes procedimentos por vezes não permite obter valores representativos dos que exibem os materiais que constituem a camada, quer devido às características granulométricas desses materiais (em particular a dimensão máxima das partículas), quer devido à espessura das camadas. Acresce a isto que a experiência recente, designadamente a obtida no âmbito deste trabalho, mostra que a construção de camadas com alguns agregados calcários e graníticos compactados com cilindros vibradores, recorrendo a elevadas energias de compactação, pode conduzir a elevados valores da compacidade e ao aparecimento de elevadas tensões internas devidas aos fenómenos de sucção que têm lugar aquando da secagem do material. Assim, quando o teor em água dos materiais é baixo torna-se muito difícil executar o furo necessário para a realização do ensaio de determinação do peso volúmico (garrafa de areia ou sonda nuclear).

As especificações baseadas no desempenho, aplicadas no âmbito da construção de camadas de infra-estruturas de transportes, normalmente assentam no estabelecimento de valores mínimos da rigidez das camadas, determinados em condições de ensaio pré-estabelecidas, ou em valores mínimos do módulo de deformabilidade dos materiais que as constituem, determinados por interpretação de resultados de ensaios não destrutivos. De facto, é o valor elevado da rigidez e a sua manutenção, no tempo e no espaço, que garantem a adequada distribuição das cargas aplicadas pelos veículos para as camadas inferiores.

O recurso às especificações baseadas no desempenho, além de permitir obter um indicador de qualidade de construção, permite a validação, por parte dos projectistas, dos pressupostos de projecto relativos ao dimensionamento e, se caso for, proceder em tempo útil à sua reformulação, nomeadamente no que se refere aos materiais utilizados, às espessuras e aos processos construtivos das camadas. Na óptica do interesse do Dono da

Obra, a adopção de especificações baseadas no desempenho transfere para o Empreiteiro a responsabilidade da obtenção das características adequadas e permite a utilização de materiais não tradicionais, que normalmente estariam fora das especificações.

Também nos processos de reabilitação e de renovação das vias férreas, a caracterização físico-mecânica "in situ" da subestrutura tem vindo a assumir um papel determinante na escolha das soluções, escolha essa que pressupõe o conhecimento do estado da subestrutura antes da intervenção. Nas situações em que a via a renovar é muito antiga a subestrutura é, normalmente, muito heterogénea, o que torna complicada a recolha de amostras representativas e discutível a representatividade das características determinadas em ensaios laboratoriais.

Estes aspectos e o volume de informação de que é necessário dispor quando se procede à renovação generalizada da plataforma da via ao longo de extensões significativas, podem ser determinantes para que se torne técnica e economicamente mais favorável dar maior enfoque aos métodos de caracterização "in situ", relativamente aos de caracterização laboratorial com meios sofisticados.

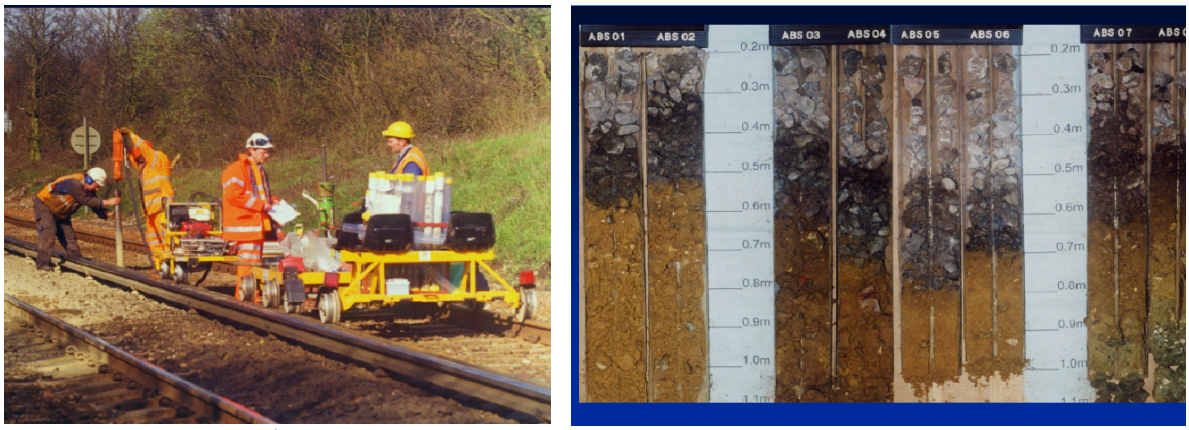
Atendendo ao anteriormente referido, é necessário dispor de métodos fiáveis, económicos, versáteis e rápidos, em operação e na obtenção de resultados, que permitam obter valores de referência relativos a parâmetros físicos e mecânicos utilizados na análise estrutural.

Neste capítulo faz-se referência a alguns métodos que foram desenvolvidos e utilizados no âmbito deste trabalho para caracterizar a subestrutura da via e que vêm no sentido de acompanhar a tendência de determinação "in situ" das características mecânicas. Esses métodos baseiam-se em ensaios "in situ" de diferentes categorias (Gomes Correia et al., 2002), nomeadamente: i) ensaios de medida da propagação de ondas elásticas, os quais permitem obter o módulo de deformabilidade no domínio das muito pequenas deformações, isto é, no domínio do comportamento elástico dos solos; ii) ensaios de medida da propagação de ondas electromagnéticas, os quais têm como objectivo a determinação de características físicas das camadas; iii) ensaios interpretáveis por uma teoria que permite relacionar tensões com deformações e determinar parâmetros de uma lei de comportamento mecânico, como os ensaios de carga; iv) ensaios de determinação de propriedades índice, que em alguns casos são correlacionáveis com parâmetros mecânicos através de relações empíricas.

No processo de selecção desses métodos foram ponderados: i) os objectivos a atingir; ii) as características da via onde foram utilizados; iii) o tempo necessário para a realização dos ensaios e a obtenção de resultados; iv) as condicionantes físicas e a mobilidade dos equipamentos de ensaio; v) o tipo de perturbação causada na via pelos ensaios; vi) a importância do parâmetro determinado para incorporar no modelo de avaliação; vii) as características próprias dos ensaios (repetibilidade, reprodutibilidade, fiabilidade, processo de interpretação, procedimento de ensaio); viii) a expectável heterogeneidade dos materiais a ensaiar; ix) os aspectos económicos.

Note-se que os métodos utilizados na determinação das características de amostras dos materiais, das camadas e das estruturas podem conduzir a resultados muito distintos. Diversos estudos têm demonstrado a dificuldade de comparar os valores do módulo de deformabilidade reversível de materiais de camadas de infra-estruturas de transportes, obtidos com distintos métodos. Para tal contribuirão, certamente, diversos factores, alguns dos quais já identificados. Entre outros, é de destacar a forte dependência do valor do módulo de deformabilidade reversível destes materiais em relação à deformação aplicada no ensaio para a sua determinação. Por outro lado, existem alguns estudos que têm demonstrado que a interpretação dos resultados dos ensaios de carga dinâmicos recorrendo à teoria tradicional utilizada nos ensaios estáticos pode não ser adequada, conduzindo a valores errados do módulo de deformabilidade dos materiais (Antunes, 1993, Fleming 2000), particularmente quando os efeitos dinâmicos são importantes na resposta medida, por exemplo, quando a uma profundidade relativamente pequena se encontra uma camada de rigidez muito elevada.

No que se refere à identificação da subestrutura da via férrea de forma intrusiva (com métodos destrutivos), existem actualmente técnicas de prospecção que permitem a amostragem dos materiais e a identificação da estratificação de forma relativamente expedita (Figura 3.1). No entanto, no âmbito deste trabalho procedeu-se à realização de poços localizados e de valas em toda a secção transversal da via. Estas técnicas permitem identificar os materiais existentes e a maneira como se dispõem na via e criam condições para a realização de ensaios "in situ" e (ou) para a recolha de materiais para serem posteriormente ensaiados em laboratório. Em algumas circunstâncias permitem identificar problemas e diagnosticar as suas causas.



a) b)

Figura 3.1 – Prospecção geotécnica da via a partir da superfície: a) aspecto da cravação de um amostrador; b) aspecto das amostras recolhidas (Armitage e Sharpe, 2000).

3.2 CARACTERIZAÇÃO DA RESPOSTA GLOBAL DA VIA A CARGAS IMPOSTAS

3.2.1 Geometria avaliada ao nível do carril

De entre os problemas colocados aos engenheiros ferroviários, a questão do controlo da geometria dos carris constitui uma preocupação constante desde a origem dos caminhos de ferro. Nas vias férreas modernas a manutenção da regularidade geométrica dos carris, no espaço e no tempo, é um dos principais indicadores de qualidade. A perda dessa regularidade ocorre, normalmente, como consequência da degradação da via devido à passagem repetida dos comboios e da ocorrência da variação das condições climáticas, dependendo do comportamento da superestrutura e da subestrutura.

Os valores que assumem os parâmetros geométricos da via permitem estabelecer a sua qualidade intrínseca face a determinadas condições de exploração. Nos casos em que essa qualidade diminui com o tempo de forma importante, o aumento da frequência de intervenções de conservação não permite melhorá-la. Pelo contrário, esse aumento pode acelerar o processo de degradação e impedir a reposição dos níveis de qualidade iniciais (Shenton, 1978).

Normalmente, na análise da regularidade da geometria da via (valor teórico dos parâmetros geométricos + defeitos geométricos) distinguem-se os defeitos do carril (microgeometria, relacionada com anomalias na superfície de rolamento e juntas) dos defeitos da degradação do nivelamento longitudinal (macrogeometria). No âmbito deste

trabalho o enfoque é dado aos aspectos da macrogeometria, pois são aqueles que, de forma mais importante, se relacionam com o comportamento da subestrutura.

No que se refere ao deslocamento vertical a longo prazo, medido no topo do carril (M_e), alguns estudos realizados em diversas vias permitiram concluir que podia ser representado em função do volume de tráfego, T (kN), por uma relação do tipo (ORE, 1975):

$$M_e(T) = a_1 + a_0 \log_{10} \frac{T}{T_r} \qquad \text{Eq. 3.1}$$

em que T_r (kN) é o valor de tráfego de referência, que em alguns estudos foi tomado igual a 2×10^7 kN, e a_1 é o assentamento médio depois da passagem do tráfego T_r.

No entanto, a degradação da geometria da via num determinado trecho resulta da ocorrência de deslocamentos diferenciais. Esses deslocamentos dependem das características e do comportamento dos diversos elementos que constituem a via, das características do material circulante e do tipo de exploração. Em particular, a degradação do nivelamento longitudinal da via resulta principalmente de dois factores distintos: i) do assentamento da via, relacionado sobretudo com a variação longitudinal da compacidade do balastro e (ou) das características da fundação, o que se traduz normalmente por defeitos com comprimentos de onda relativamente elevados, por exemplo 7 a 20 m (ORE, 1975); ii) da deterioração localizada, caracterizada por defeitos de pequeno comprimento de onda (variáveis entre alguns centímetros e poucos metros) que podem induzir cargas dinâmicas, as quais podem variar consideravelmente ao longo da via.

Os deslocamentos verticais associados aos defeitos com comprimentos de onda relativamente elevados podem atingir vários centímetros. Os outros atingem amplitudes da ordem de milímetros, podendo no entanto ocasionar ruído e vibrações importantes à passagem das carruagens, assim como fadiga excessiva do material circulante (Lévy, 1989).

Para a circulação a velocidades relativamente elevadas são os defeitos com grande comprimento de onda os mais importantes. No entanto, dependendo do veículo e da velocidade a que ele se desloca, existe um valor do comprimento de onda acima do qual os defeitos podem ser ignorados, logo podem ser filtrados nas análises dos desvios de geometria.

Os factores que podem contribuir para a degradação da geometria da via são: defeitos das rodas dos veículos (achatamentos e excentricidades); defeitos do carril; defeitos de apoio

do carril; variação aleatória da posição das travessas ao longo de um trecho; variação da rigidez vertical e horizontal da via, associada por exemplo aos efeitos dos trabalhos de conservação ou às variações climáticas, nomeadamente os efeitos da variação da temperatura nos carris e os efeitos da chuva e gelo que provocam alterações nos materiais da subestrutura; assentamentos diferenciais associados à heterogeneidade da subestrutura; e alterações significativas do tipo de tráfego.

Alguns modelos de análise contemplam as características da via e o tipo de exploração na determinação de indicadores de regularidade geométrica. Sugiyama (1979) analisou durante dois anos o comportamento de 31 vias balastradas com ausência de trabalhos de conservação e procedeu à avaliação periódica da irregularidade máxima relativa ao nivelamento vertical longitudinal em trechos de 25 m de via. A partir deste estudo propôs a seguinte expressão:

$$S = A.T^{\beta_1}.V^{\beta_2}.M^{\beta_3}.L^{\beta_4}.P^{\beta_5} \qquad \text{Eq. 3.2}$$

sendo:

- S – crescimento da irregularidade em 100 dias (mm/100 dias);
- T – peso associado ao tráfego acumulado (10^7 kN);
- V – velocidade média de circulação (km/h);
- M – coeficiente que depende da estrutura da via (tipo de carril, tipo e espaçamento das travessas e altura da camada de balastro), considerado igual a 0,8;
- L – coeficiente que depende do espaçamento das juntas no carril (L=1 para barra longa e L=10 para barra standard);
- P – coeficiente que depende das características da plataforma (P=1 para plataforma boa e P=10 para plataforma má);
- A, β_i, – coeficientes determinados a partir da análise das vias, que no caso valem, respectivamente, $2{,}09\times10^{-3}$, 0,31, 0,98, 1,10, 0,21 e 0,26.

Este autor propôs ainda que se estime o assentamento permanente da via, $\overline{X}$ (mm/ano), utilizando uma relação do tipo:

$$\overline{X} = 5{,}69\,S^2 + 7{,}02\,S \qquad \text{Eq. 3.3}$$

Em particular, deste estudo conclui-se que: i) o assentamento permanente da via é mais influenciado pela velocidade do comboio quando a plataforma é pior; ii) em plataformas más o assentamento é da ordem do dobro do que se regista em plataformas boas.

No que se refere ao comportamento da via no plano horizontal este difere do comportamento no plano vertical, essencialmente porque: i) por um lado, não existe normalmente um deslocamento permanente da via num só sentido, contrariamente ao que acontece com o assentamento permanente, à excepção de eventuais deformações

temporárias pelo efeito das variações térmicas; ii) por outro lado, por razões evidentes de segurança, os esforços transversais de serviço aplicados ao carril, tanto em recta como em curva, são geralmente limitados a um valor que assegura uma deformação quase-elástica da via à passagem dos comboios.

No entanto, o comportamento da via no plano horizontal é, em alguns aspectos, semelhante ao comportamento no plano vertical. A evolução global dos deslocamentos no plano horizontal segue leis semelhantes às observadas para o assentamento, já que depois de um crescimento rápido dos defeitos em relação à geometria original, no início da passagem do tráfego, esse crescimento torna-se muito menor com o aumento do número de passagens. Desta forma, a resistência lateral da via aos esforços associados às cargas dos comboios e aos de origem térmica aumenta com a passagem do tráfego. O tipo de traçado tem influência particular na taxa de crescimento dos defeitos, sendo esta superior em curva relativamente aos alinhamentos rectos.

Os desvios excessivos em relação à geometria adequada provocam o balanço do material circulante e forças dinâmicas adicionais nos contactos roda-carril e, consequentemente, a redução do tempo de vida dos componentes da superestrutura e a deterioração do balastro, o que poderá ter como consequência um aumento da frequência das acções de conservação. Em termos da exploração ferroviária, tem como consequências uma menor qualidade de rolamento e, consequentemente, a diminuição do conforto dos passageiros, o aumento dos custos devido à maior resistência ao rolamento, a limitação da velocidade de exploração e, no limite, a ocorrência de descarrilamentos.

Em termos práticos, as características geométricas da via são os indicadores fundamentais da sua aptidão e são utilizados para determinar a classe da via e as restrições de velocidade a impor.

3.2.2 Análise da geometria da via com Veículo de Inspecção da Via

A análise da evolução dos parâmetros geométricos da via permite identificar quer zonas de mau desempenho, quer a variação do estado de uma determinada zona com o tempo. Trata-se de uma metodologia simples que, ao contrário da análise estrutural, não exige uma completa compreensão do comportamento da via sob acção das diferentes solicitações.

A leitura de parâmetros que dão uma indicação directa da geometria da via pode ser realizada de diversas formas. Desde os primeiros estudos levados a cabo pelo engenheiro

alemão Glauss, em 1877, mas particularmente a partir de 1945, com os trabalhos do engenheiro francês Mauzin, as técnicas de medida dos parâmetros geométricos da via, assim como dos efeitos dinâmicos de interacção veículo-via conheceram um desenvolvimento notável, marcado por aperfeiçoamentos constantes.

Os primeiros equipamentos de análise da geometria procuraram simplesmente automatizar as operações manuais, registando graficamente os valores medidos. O aumento da velocidade de circulação e a alteração dos procedimentos de intervenção na via, em particular a maior mecanização, conduziram à necessidade de controlar com grande frequência a geometria da via e, consequentemente, conceber equipamentos mais evoluídos. Actualmente, utilizam-se desde equipamentos mecânicos portáteis mais ou menos sofisticados, a equipamentos pesados com velocidade de circulação pequena a moderada, até aos equipamentos muito sofisticados, concebidos especialmente para a alta velocidade (REFER, 2000). Normalmente estes equipamentos funcionam associados a programas de cálculo automático instalados em potentes equipamentos informáticos.

O *Veículo de Inspecção da Via* (*VIV*) é dos equipamentos mais utilizados para proceder à análise da respectiva geometria. A utilização de um veículo que circula a velocidade semelhante à de um comboio normal tem a vantagem de avaliar de forma mais realista do que outros métodos o desempenho da via, já que os registos são obtidos em condições de solicitação dinâmica semelhantes às que ocorrem durante a passagem dos comboios. Estes equipamentos permitem uma representação contínua do meio, nas secções transversal e longitudinal, fazendo uso de tecnologias não destrutivas e que não necessitam de interrupção do tráfego.

Os veículos de inspecção que em operação circulam até velocidades de 120 km/h podem utilizar sistemas com sensores electromecânicos. Os veículos que fazem a leitura e o registo a maiores velocidades requerem a utilização de técnicas de medida isentas de contacto, como por exemplo a técnica de triangulação por laser (Eglseer, 1995).

A análise dos registos é facilitada pelos programas e equipamentos informáticos disponíveis, os quais permitem recolher e tratar um grande volume de dados, produzindo informação de qualidade e de fácil interpretação.

A comparação, em cada momento, dos valores das grandezas em análise com os valores de referência, previamente estabelecidos, permite avaliar o desempenho da via em serviço,

obter indicações relativas à qualidade dos trabalhos de conservação e de reabilitação e, ainda, tomar decisões relativas à programação destes trabalhos.

As grandezas básicas que caracterizam a geometria da via são os dois graus de liberdade de cada carril. Estes quatro graus de liberdade são normalmente substituídos por um sistema equivalente. Uma longa experiência mostra que pode, em matéria de geometria da via, obter-se um conhecimento adequado da mesma a partir do cálculo de sete parâmetros geométricos que se tornaram referência e são assim definidos (CP, 1994a):

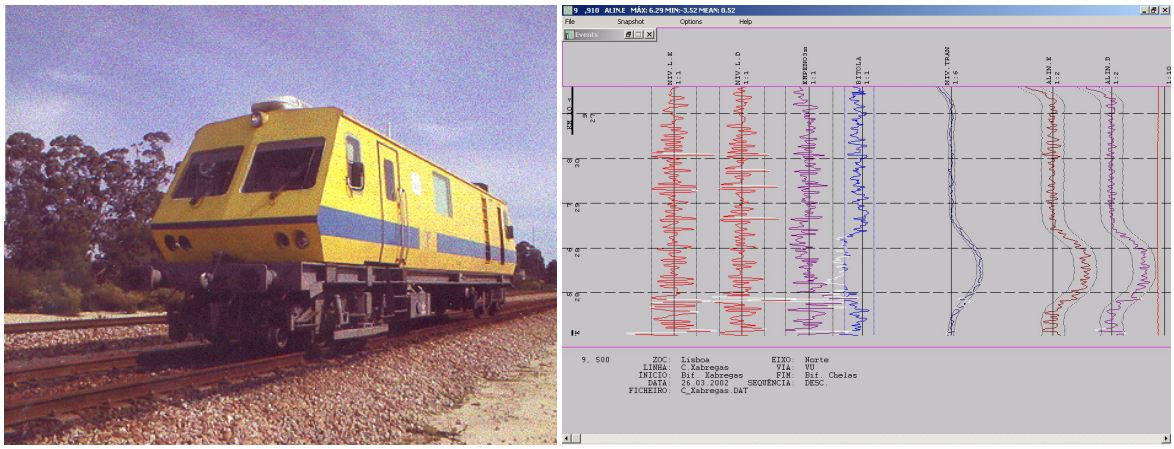
- nivelamento longitudinal (de ambos os carris): perfil longitudinal definido pela superfície de rolamento da cabeça do carril;
- nivelamento transversal: diferença de nível entre as faces superiores dos dois carris num plano transversal à via férrea;
- empeno: diferença de nivelamentos transversais entre duas secções duma determinada base de medida;
- bitola: medida entre as faces de guiamento das cabeças dos carris, 15 mm abaixo da superfície de rolamento;
- alinhamento (de ambos os carris): é definido com base na flecha horizontal de cada carril.

Os diferentes parâmetros registados sob a forma numérica e gráfica fornecem uma informação em tempo real, permitindo verificar se os valores lidos se encontram dentro dos intervalos admitidos para, por exemplo: as tolerâncias de recepção de linhas novas ou renovadas; as tolerâncias de conservação de via; e as tolerâncias de segurança.

Os dados de caracterização geométrica da via utilizados para o zonamento preliminar da plataforma, no âmbito da definição da prospecção geotécnica que é analisada neste trabalho, foram obtidos por um *VIV* do tipo *EM120* (Figura 3.2), que sofreu alterações no seu sistema de medição da geometria da via no decurso das análises efectuadas (CP, 1994a; REFER, 2001).

No sistema antigo, os movimentos relativos de três eixos telescópicos (variação horizontal) e dos eixos dos rodados em relação à estrutura do veículo (variação na vertical) eram transformados em sinais eléctricos por transdutores horizontais e verticais. No sistema actual os parâmetros geométricos são calculados recorrendo aos dados relativos às sucessivas posições dos carris no espaço tridimensional, não havendo medições directamente em pontos fixos, nem contacto físico com a via no processo de medição.

Relativamente à análise dos parâmetros definidos por cordas geométricas (alinhamento e nivelamento longitudinal), o novo sistema possui uma maior versatilidade pois permite a escolha das cordas pretendidas e a análise destes parâmetros através da filtragem de comprimentos de onda.



a) b)

Figura 3.2 – Auscultação com recurso ao veículo EM120: a) aspecto do veículo; b) gráficos dos parâmetros geométricos.

Este equipamento de medição é constituído basicamente por: um receptor *GPS* (*Global Positioning System*) que indica a posição do veículo na Terra, permitindo estabelecer uma referência inicial e aferir as medições efectuadas; uma "caixa inercial" (*IMU-inertial measuring unit*) constituída por três acelerómetros que medem acelerações, as quais através de dupla integração são transformadas em deslocamentos segundo três eixos que formam entre si 90º, e três giroscópios que medem as variações angulares em torno desses mesmos eixos; um "*encoder*" que indica a distância percorrida pelo veículo através da consideração do número de rotações e do perímetro de um dos rodados; e um equipamento laser-óptico de medição da bitola (*OGMS - optical gage measuring system*), que mede a distância entre a projecção do centro do eixo do *bogie* traseiro sobre o plano onde a bitola é medida (paralelo e 15 mm abaixo do plano de rolamento) a cada um dos carris. Este sistema laser está integrado com o *IMU* na definição dos alinhamentos.

Quando o veículo entra em movimento o *IMU* efectua medições com frequência de 200 Hz, isto é, a cada 0,005 segundos é definida uma nova posição do *IMU*, e por consequência dos carris. A nova posição é obtida por dois processos – sistema de giroscópios e sistema de acelerómetros – cujos resultados são comparados e, se necessário,

corrigidos pela informação fornecida pelo GPS, o qual produz leituras à frequência de 1 Hz.

O *VIV* utilizado permite a marcação física na via nos locais onde são detectados os defeitos. Normalmente são marcados os locais com defeitos de empeno por se considerar que são os que trazem maior risco para a circulação.

O *VIV* EM-120 dispõe de aplicações informáticas para determinar automaticamente: i) todos o troços de via em que um ou mais parâmetros geométricos excedem as respectivas tolerâncias, determinando o seu comprimento, o valor máximo e a respectiva localização; ii) os índices de qualidade da via em tempo real, com base nas variações da aceleração, as quais são calculadas pelas flechas, considerando a velocidade máxima permitida na linha.

A tolerância dos parâmetros geométricos depende da velocidade praticada na linha e da classificação da mesma. Os valores que actualmente são considerados no caso de recepção de linhas novas e renovadas em Portugal, apresentam-se no Quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Tolerâncias dos parâmetros geométricos por classes de via (CP, 1994b)

Parâmetros \ Classes de via / Velocidades (km/h)		Classe – I	Classe – II	Classe – IIII	Classe – IV
		V≥160	160>V≥120	120>V≥80	80>V
Nivelamento Transversal (mm)		2	2	3	4
Empeno – Base de 3 m (mm/m)		0,8	1	1	1,5
Nivelamento longitudinal (mm)	Base ≤15 m	2	3	4	5
	15<Base≤25 m	3	4	5	6
Alinhamento – medição de flechas (mm)	Corda de 10 m	2	3	4	5
	Verificação às estacas	3	3	4	5
Bitola (mm)	Excesso	2	2	3	3
	Aperto	-1	-1	-2	-2

As tolerâncias que estabelecem os desvios máximos podem estar associadas à frequência ou à amplitude dos desvios. Normalmente para analisar os dados obtidos são utilizados índices de qualidade que permitem estabelecer classificações qualitativas que têm por base parâmetros geométricos. Habitualmente definem-se os índices seguintes: i) Índice de Qualidade do Nivelamento (*TAMP*); ii) Índice de Qualidade do Alinhamento (*LINE*); iii) Índice de Qualidade da Bitola (*GAGE*); iv) Índice de Qualidade Global da Via (*TQI - Track Quality Index*).

Estes índices são obtidos com base em diversos parâmetros geométricos e ponderando as características e a natureza da via, pelas seguintes relações:

$$TAMP = K_1.A.V^B \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} \sqrt{\Delta v_j^2 + \Delta u_j^2} \quad \text{Eq. 3.4}$$

$$LINE = K_2.A.V^B \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} \left|\Delta h_j\right| \quad \text{Eq. 3.5}$$

$$TQI = K_3.A.V^B \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} \sqrt{\Delta v_j^2 + \left(\left|\Delta h_j\right| + \left|\Delta u_j\right|\right)^2} \quad \text{Eq. 3.6}$$

$$GAGE = K_4.A.V^B \frac{1}{N} \sum_{j=1}^{N} \left|\Delta d_j\right| \quad \text{Eq. 3.7}$$

sendo:

- Δv – variação vertical da posição do centro de gravidade do veículo (mm);
- $\Delta h + \Delta u$ – variação horizontal da posição do centro de gravidade do veículo (mm);
- Δd – variação da bitola em relação à bitola padrão, a qual, em Portugal, é de 1668 mm em recta (mm);
- A, B, K_i – constantes;
- N – número de comparações;
- V – velocidade do veículo (km/h).

Os parâmetros necessários ao cálculo destes índices são obtidos através de (Figura 3.3):

$$\Delta v = \frac{\Delta v_E + \Delta v_D}{2} \quad \text{Eq. 3.8}$$

$$\Delta u = \Delta v_E - \Delta v_D \quad \text{Eq. 3.9}$$

$$\Delta h = \frac{\Delta h_E + \Delta h_D}{2} \quad \text{Eq. 3.10}$$

sendo:

- Δv_E, Δv_D – variação da flecha medida na vertical entre a secção *i* e a secção *i+1*, relativa ao carril esquerdo e ao carril direito, respectivamente;
- Δh_E, Δh_D – variação da flecha medida na horizontal entre a secção *i* e a secção *i+1*, relativa ao carril esquerdo e ao carril direito, respectivamente.

O índice de qualidade normalmente utilizado é o *TQI*, por se considerar ser um índice global. O critério utilizado para definir o nível de qualidade da via é o apresentado no Quadro 3.2.

A utilização do *VIV* permite realizar dois tipos de estudos: i) por análise do gráfico dos parâmetros geométricos, da listagem de defeitos, do relatório sumário de defeitos e da

variação dos índices de qualidade em troços de 250 m, é possível fazer uma micro-análise, conducente a intervenções pontuais com o objectivo de eliminar os defeitos; ii) com o estudo e o tratamento estatístico dos índices de qualidade é possível estabelecer comparações com os valores dos mesmos em leituras anteriores, desenvolver correlações entre a taxa de deterioração da via e as condições de exploração (velocidade, volume e tipo de tráfego) e entre a taxa de deterioração da via e as características dos elementos que a compõem, quer da superestrutura quer da subestrutura; neste caso trata-se de uma macro-análise, a qual contribui para a definição da política geral de conservação da via, de estratégias de intervenção e de afectação de meios.

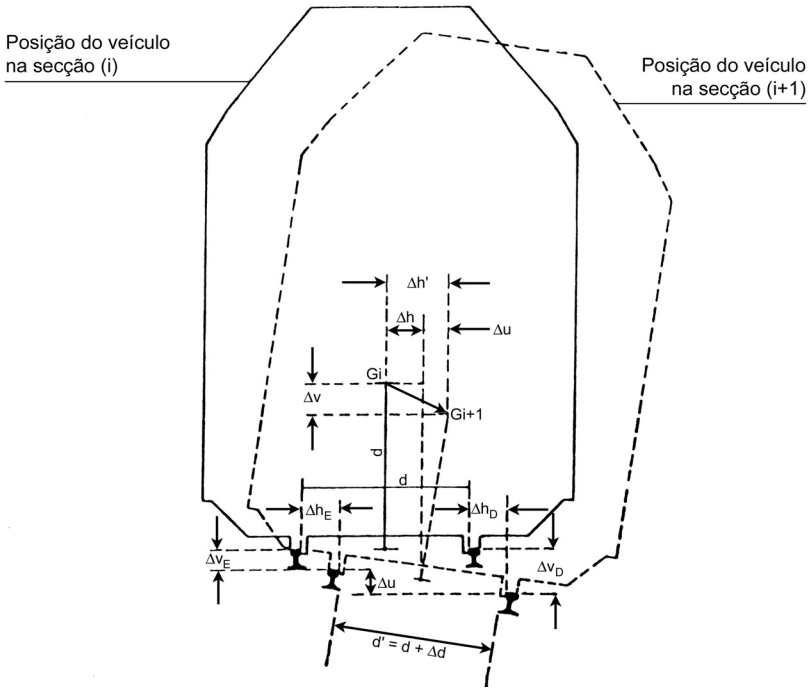


Figura 3.3 – Variação do centro de gravidade e da bitola devido aos defeitos geométricos.

Quadro 3.2 – Níveis de qualidade da via

TQI	Nível de Qualidade
$0 \leq TQI \leq 150$	Bom
$150 < TQI \leq 200$	Aceitável
$200 < TQI \leq 250$	Deficiente
$250 < TQI$	Mau

A análise dos valores nominais apresentados anteriormente permite concluir que os valores admitidos para as tolerâncias dos diversos parâmetros geométricos têm uma ordem de

grandeza que não é normal nas estruturas correntes de Engenharia Civil. Nestas circunstâncias, para o bom desempenho da via, é fundamental o adequado comportamento dos diversos elementos que a constituem, particularmente da subestrutura.

O método de análise da via anteriormente apresentado de forma sucinta, é o mais relevante em termos ferroviários. No entanto, a análise das características da subestrutura da via através desta metodologia é prejudicada por integrar alguns fenómenos que não se relacionam com o comportamento daquela, como por exemplo singularidades da via e (ou) defeitos da superestrutura. Além disso, relativamente à própria subestrutura, a qualidade do apoio das travessas, que depende do arranjo local da camada de balastro colocado sob a travessa, influencia de forma determinante os resultados obtidos, não permitindo uma adequada caracterização das camadas subjacentes.

3.3 DEFLECTÓMETROS DE IMPACTO

3.3.1 Considerações gerais

A avaliação da capacidade de carga de plataformas e o controlo da qualidade na execução de terraplenagens, no âmbito da construção de infra-estruturas de transportes, tendem a basear-se, cada vez mais, no estabelecimento de valores mínimos do módulo de deformabilidade equivalente medido no topo das camadas, através de ensaios não destrutivos. No entanto, é necessário ter presente que, na generalidade dos ensaios, a solicitação imposta e a consequente resposta, podem ser muito distintas das que na realidade se obtêm durante a passagem dos veículos, o que é importante devido a estar-se em presença de materiais com comportamento tensão-deformação não linear. De facto, para as cargas de serviço, as deformações dos materiais da subestrutura dos pavimentos e das vias férreas serão da ordem de 10^{-3} a 10^{-5} (Gomes Correia e Biarez, 1999) e as deformações impostas, por exemplo, nos ensaios de carga com placa do tipo dos que foram realizados no âmbito deste trabalho (ver Capítulo 5), são da ordem de 10^{-3} (Gambin et al., 2002). Além disso, devido a essa não linearidade, a curva que relaciona a tensão aplicada com o deslocamento medido à superfície não permite identificar os parâmetros das leis de comportamento dos materiais.

Apesar disso, a caracterização "in situ" que decorre desta prática tem-se revelado fundamental, quer no âmbito da avaliação que serve de base aos estudos de reforço estrutural, quer na avaliação das características de camadas novas.

A generalidade dos documentos técnicos relativos à avaliação de plataformas ferroviárias estabelecem como referência os valores obtidos no ensaio de carga estática com placa (UIC, 1994). No entanto, a realização sistemática destes ensaios provoca algumas dificuldades, quer quando se trata de caracterizar plataformas de vias em serviço, quer quando se pretende avaliar as características das camadas construídas, em particular no âmbito da renovação da plataforma ferroviária. De facto, quer devido às características das linhas (grande desenvolvimento linear, com as várias vias a serem renovadas em fases distintas), quer pelas condicionantes impostas aos trabalhos (relativas à necessidade de manter a exploração da linha), quer ainda pelas características do próprio ensaio de carga estática com placa (moroso, com necessidade de mobilização de equipamento pesado e de elevado custo), é necessário limitar o número de ensaios a quantidades compatíveis com o regular desenvolvimento dos trabalhos e da exploração das vias.

Nos últimos anos têm sido utilizados diversos tipos de equipamentos de ensaio de carga não destrutivos na avaliação da capacidade de carga de pavimentos e subestruturas (Antunes, 1993; Fleming et al., 2002). Estes ensaios têm em comum o princípio de aplicação de uma carga à superfície e a medição das deflexões associadas, em um ou vários pontos. Atendendo ao modo como são aplicadas as cargas, os equipamentos não destrutivos podem dividir-se em dois grupos principais: i) equipamentos em que a carga é induzida pela passagem de uma massa em movimento e as deflexões são medidas num ponto fixo ou em vários pontos da superfície; ii) equipamentos em que a carga, estática ou dinâmica, é induzida por um equipamento mecânico num determinado local fixo.

O ensaio de carga com deflectómetro de impacto sobre uma superfície consiste na aplicação, através de uma placa circular, de uma força de impulso gerada pela queda de uma massa de uma determinada altura sobre um conjunto de amortecedores e na medição, nessa superfície, das deflexões daí resultantes. O valor máximo da força pode ser escolhido, sendo variável consoante a massa que cai, a altura de queda e o número de amortecedores. Normalmente a medição da força é feita através de uma célula de carga instalada junto da placa e a medição das deflexões em vários pontos da superfície é feita por transdutores, cujos registos permitem quantificar os deslocamentos.

O uso de deflectómetros de impacto, cujo desenvolvimento ocorreu em França nos anos sessenta e mais tarde na Holanda e Dinamarca, tem vindo a generalizar-se, nomeadamente na caracterização estrutural e na avaliação da capacidade de carga de pavimentos rodoviários e aeroportuários (COST 324, 1997).

Os ensaios deste tipo são interpretados com recurso à equação da deflexão num meio espaço sujeito a uma carga estática, derivada da teoria de Boussinesq, obtendo-se assim um módulo equivalente de superfície quase-estático. Note-se que o módulo equivalente de superfície é influenciado por todo o meio subjacente à placa e que a análise não contempla o facto de os materiais ensaiados não terem resistência à tracção. Este aspecto é particularmente importante no bordo da placa de carga, onde ocorre punçoamento em vez de flexão.

Teoricamente, a aplicação dos distintos equipamentos disponíveis no meio técnico a situações típicas de camadas de infra-estruturas de transportes deveria conduzir a resultados semelhantes (Thom e Fleming, 2002). No entanto, são frequentes os relatos em que os valores calculados do módulo de deformabilidade são muito distintos, quando se utilizam deflectómetros diferentes.

Os deflectómetros de impacto têm como principais vantagens, em relação ao ensaio de carga estática com placa, a rapidez e a facilidade de execução, nomeadamente no que se refere aos meios mobilizados, o que permite fazer um elevado número de ensaios com custos reduzidos e um tratamento estatístico dos resultados. No entanto, os deflectómetros têm sido utilizados normalmente para a caracterização de pavimentos rodoviários e aeroportuários, havendo, comparativamente, uma menor experiência na aplicação directa a camadas compactadas de solos ou agregados (Gurp et al., 2000). Naquelas condições é ensaiada a estrutura global do pavimento a partir da superfície e, através de uma retro-análise, determinam-se as características de deformabilidade das diversas camadas subjacentes, desde que se conheçam as respectivas espessuras.

3.3.2 Características dos deflectómetros utilizados

No âmbito deste trabalho foram utilizados dois tipos de deflectómetro de impacto: o deflectómetro de impacto *KUAB* (Antunes, 1993), que adiante se designará por deflectómetro de impacto pesado, ou de forma mais abreviada *FWD* (*Falling Weight Deflectometer*), e um deflectómetro de impacto ligeiro, desenvolvido pela *Carl Bro*

Pavement Consultants, com o nome comercial de *Prima 100*, que adiante se designará por deflectómetro de impacto portátil ou *DIP*.

O deflectómetro de impacto pesado (Figura 3.4) consiste num atrelado no qual estão instalados o sistema de geração de carga e os dispositivos para medição das deflexões, sendo a aquisição dos resultados e o comando dos ensaios efectuados no interior do veículo rebocador, no qual estão instalados um computador e outros componentes electrónicos. Este equipamento dispõe de placas com 300 e 450 mm de diâmetro e a força gerada, cujo valor de pico varia entre 20 e 150 kN, possui uma variação ao longo do tempo por forma a simular a passagem de um veículo a uma velocidade entre 60 e 80 km/h (Antunes, 1993). A leitura das deflexões à superfície é feita por sete sismómetros que estão posicionados num alinhamento recto a distâncias fixas do centro da placa.



Figura 3.4 – Deflectómetro de impacto pesado do LNEC.

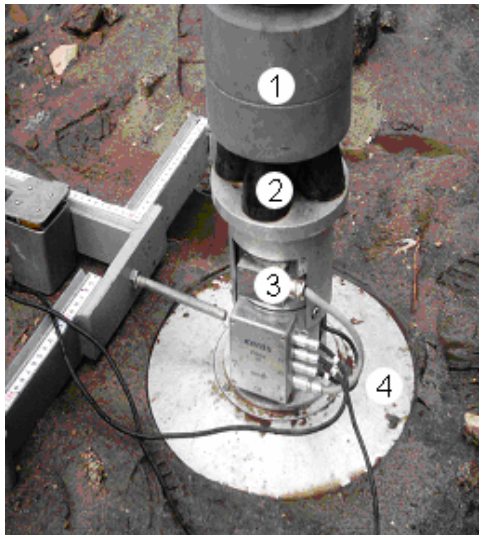
Dadas as suas características, o deflectómetro de impacto pesado é um equipamento que, em algumas situações, se torna de difícil transporte e utilização. Nas obras de renovação de plataformas ferroviárias estes aspectos são de particular importância, já que, normalmente, o espaço disponível na zona de trabalho é reduzido e existem muitas dificuldades em aceder à plataforma, o que inviabiliza a utilização de um equipamento deste tipo. Para contornar essas limitações procurou-se um equipamento mais versátil que fornecesse resultados que, de alguma forma, pudessem ser relacionados com o módulo de deformabilidade equivalente calculado com base nos resultados dos ensaios de carga estática com placa (EV_2). A análise de diversos equipamentos disponíveis no meio técnico – alguns já utilizados com regularidade noutras circunstâncias, outros ainda em fase de experimentação – e o estudo do desempenho de cada um deles, sugeriram a aquisição de um equipamento ligeiro de ensaio de carga dinâmica com placa, que se designou por deflectómetro de impacto portátil ou *DIP* (Figura 3.5).

Embora estes deflectómetros de impacto portáteis só permitam a aplicação de cargas relativamente pequenas (quando comparadas com as que é possível aplicar no ensaio de carga estática com placa, ou mesmo com o deflectómetro de impacto tradicional), são de utilização muito mais fácil.

As características técnicas do equipamento são apresentadas no Quadro 3.3. No essencial é constituído por uma placa de carga circular com um furo central. O diâmetro dessa placa pode ser de 100, 200 ou 300 mm. Sobre a placa de carga está instalado um cilindro oco, que permite a transferência do impulso à placa, impulso esse que resulta da queda de uma massa de determinada altura.



a)



1 – Massa móvel
2 – Amortecedores
3 – Célula de carga
4 – Placa de carga

b)

Figura 3.5 – Aspecto do deflectómetro de impacto portátil (*DIP*) do LNEC e do respectivo equipamento de aquisição de dados: a) aspecto geral; b) pormenor da placa, da célula de força, dos amortecedores e da massa móvel.

Sobre o cilindro está instalada a célula, que mede a força aplicada à superfície a ensaiar, e sobre aquela situam-se os amortecedores que absorvem a energia transmitida pela massa e transmitem o impulso ao sistema de carga.

No sistema de carga está fixo um varão-guia que serve para conduzir a massa móvel, a qual é elevada manualmente até uma altura definida (no máximo de 0,80 m). Na parte superior do varão-guia existe um dispositivo que assegura a fixação da massa antes do início de cada ensaio e que permite manter constante a altura de queda, logo o impulso gerado.

O sistema de medida das deflexões de pontos à superfície é composto por três geofones que medem velocidades, as quais, integradas no tempo, fornecem as deflexões ocorridas na superfície a ensaiar. Um desses geofones está localizado no interior do cilindro oco e opera através do furo central da placa de carga; os outros dois são colocados ao lado da placa, até uma distância máxima ao centro desta de 60 cm.

A célula de carga e os geofones estão ligados a um computador portátil que regista e arquiva automaticamente a força aplicada e a deflexão dos pontos da camada a ensaiar.

Para a realização de um ensaio o equipamento é colocado sobre a superfície a ensaiar, o peso é elevado até à altura pretendida e é accionado o dispositivo que o liberta. A superfície a ensaiar sob a placa de carga sofre então a aplicação de um impulso dinâmico que provoca a sua deflexão.

Na Figura 3.6 apresenta-se um exemplo das curvas de evolução, no tempo, da força e das deflexões obtidas em ensaios com o *DIP* em camadas construídas com agregados britados. Da análise das curvas é possível concluir que o impulso da carga aplicada e a resposta dos transdutores têm a forma de sino, sendo o tempo de carga, isto é, o tempo decorrido entre o início e o final do impulso, da ordem de 15 milisegundos.

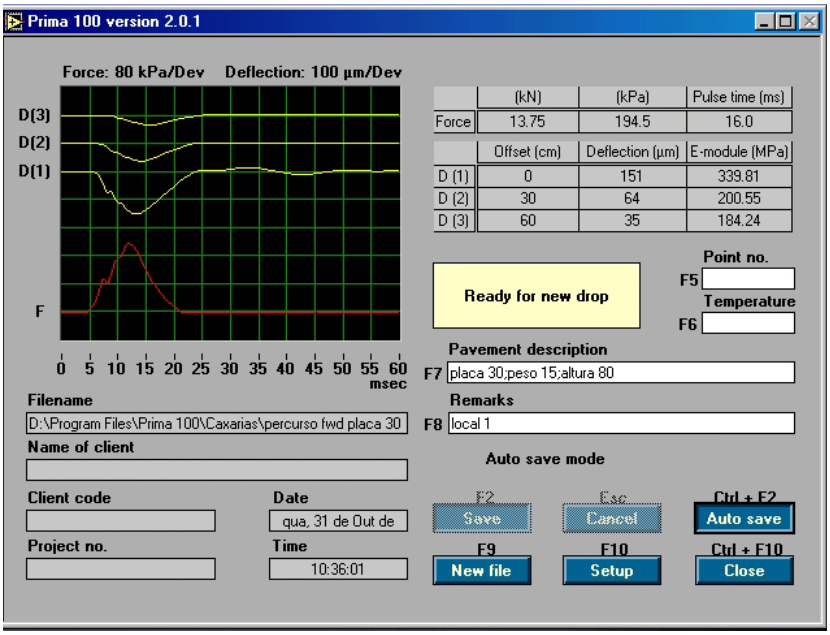


Figura 3.6 – Evolução da carga e das deflexões obtidas com o *DIP* sobre uma camada de sub-balastro na plataforma ferroviária da Linha do Norte.

Nos ensaios realizados no âmbito deste trabalho o valor do módulo de deformabilidade equivalente foi calculado pela expressão:

$$E = 0{,}75\, d.\, \frac{\sigma}{\delta} \qquad \text{Eq. 3.11}$$

sendo:

E – módulo de deformabilidade equivalente calculado com a média de 10 repetições no mesmo local (kPa);
d – diâmetro da placa (m);
σ – tensão aplicada (kPa);
δ – deflexão calculada com base no registo do geofone central (m).

Quadro 3.3 – Características técnicas do deflectómetro de impacto portátil

	Configuração base	Com opcionais
Dimensões		
• Altura do equipamento	1,28 m	
• Peso do equipamento	26 kgf	Max. 36 kg
• Massa móvel	10 kg	Max. 20 kg
• Altura máxima de queda	80 cm	
Características da carga		
• Diâmetro da placa	100 mm	200-300 mm
• Amplitude de carga	1-10 kN	Max. 15 kN
• Duração do impulso de carga	15-20 ms	
• Forma do impulso	essencialmente semi-sinusoidal	
• Tempo de queda	aproximadamente 8 ms	
Célula de carga		
• Capacidade	20 kN	
• Precisão	1%±0,1 kN	
• Resolução da carga	0,1 kN	
• Gama de frequência	0-400 Hz	
Sensor de deformação		
• Tipo de sensor	geofone	
• Número de geofones	1	2 ou 3
• Precisão	superior a 2%	
• Resolução	1 μm	
• Intervalo de medida	0-2200 μm	
• Gama de frequência	0,2-300 Hz	
Alimentação eléctrica da célula de carga e dos geofones	Via RS232C	
Sistema de aquisição de dados		
• Histórico (tempo real)	da célula de carga e do(s) geofone(s)	
• Resolução	16 Bit em todos os canais analógicos (célula de carga e geofones)	
• Taxa de amostragem	4 kHz (1 canal)	
• Período de amostragem	10-120 ms, parametrizável	
• Arquivo de dados (pico)	ASCII	
• Arquivo de dados (histórico)	ASCII ou binário comprimido	

3.4 MEDIDOR DE CAPACIDADE DE SUPORTE EM CONTÍNUO

3.4.1 Princípio de funcionamento do *Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo*

O *Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo*[1] (*MCSC*), cuja designação original é *Portancemètre* (Figura 3.7) foi desenvolvido pelo *Centre d'Études Techniques de l'Équipement* (*CETE*) de França. Este equipamento solicita a superfície a ensaiar através de uma roda vibrante de aço, circulando a uma velocidade baixa e constante. Esta roda é posta a vibrar por efeito de uma massa excêntrica accionada por um motor hidráulico.



a) b)

Figura 3.7 – Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo: a) aspecto geral; b) princípio de funcionamento.

A instrumentação instalada no equipamento permite medir: a componente vertical das acelerações das massas vibrantes e suspensas (dois acelerómetros de eixo vertical); e a frequência de vibração e o desfasamento entre a amplitude vertical de vibração e a força centrífuga aplicada à roda (duas células fotoeléctricas).

Um algoritmo de cálculo associado determina o esforço vertical que solicita o solo e a deflexão correspondente. A componente vertical da força aplicada pela roda vibrante (F) é calculada a partir da componente vertical da força centrífuga produzida pela massa excêntrica (F_c), através da expressão (Quibel, 1999):

$$F = M_1.g + M_0.\ a_{v1} + \left(M_1 - M_0\right).\ a_{v2} + F_c \qquad \text{Eq. 3.12}$$

sendo:

[1] Designação atribuída pela empresa que introduziu o equipamento em Portugal.

$M_1.g$ – peso total do conjunto;
$M_0.a_{v1}$ – força de inércia da massa vibrante, com a_{v1} representando a aceleração vertical dessa massa;
$(M_1-M_0).a_{v2}$ – força de inércia do chassis, com a_{v2} representando a componente vertical da aceleração (residual) das massas suspensas.

A componente vertical da força centrífuga produzida pela massa excêntrica é dada por:

$$F_c = m\,e\,.\omega^2.\cos\varphi \qquad \text{Eq. 3.13}$$

sendo:

me – momento produzido pela massa excêntrica;
ω – frequência angular;
φ – ângulo entre o vector da força centrífuga e a vertical.

O deslocamento vertical da roda vibrante é calculado através de um processo de dupla integração da aceleração vertical medida. A média dos valores medidos, da força e da deflexão, em 30 períodos consecutivos, permite traçar a curva que relaciona aquelas duas grandezas. A deformabilidade da camada é calculada aproximadamente em cada metro de percurso recorrendo à regressão linear sobre os valores que se situam entre 30% e 90% da força vertical máxima aplicada. A velocidade de translação do conjunto é medida por meio de um radar de efeito *Doppler*, o qual permite também determinar a distância percorrida e, consequentemente, situar o local de medição no perfil longitudinal.

O equipamento fornece o perfil do módulo de deformabilidade equivalente medido sobre a camada em contínuo (Figura 3.8), no alinhamento percorrido, disponibilizando um valor por cada metro percorrido, a uma velocidade de deslocamento estabelecida de 3,6 km/h.

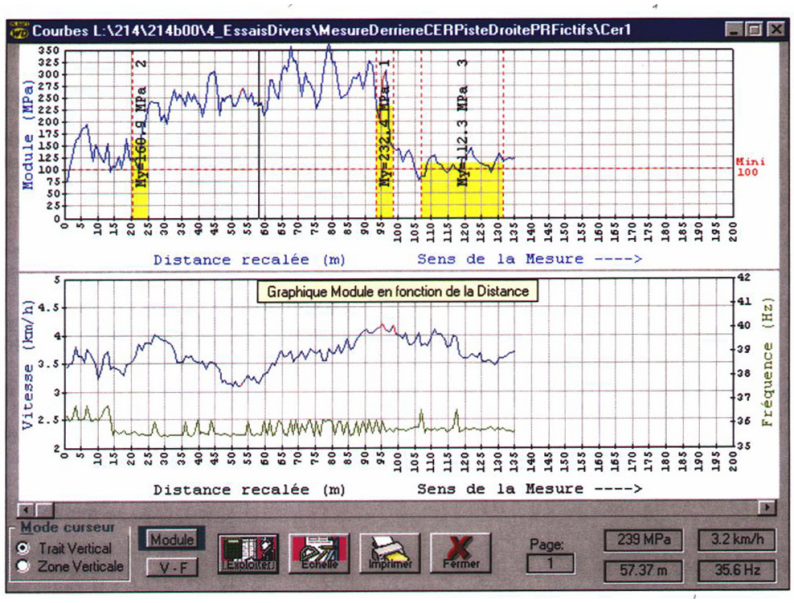


Figura 3.8 – Aspecto dos gráficos apresentados no monitor do *MCSC*.

3.4.2 Características e condições de utilização do equipamento

O domínio de aplicação do *MCSC* é constituído por camadas compactadas de solos ou agregados (naturais ou tratados) com valores do módulo de deformabilidade equivalente (EV_2) medidos à superfície em ensaios de carga com placa (600 mm de diâmetro) a variar entre 30 e 300 MPa. A profundidade interessada pelo ensaio é da ordem de 0,60 m.

Uma das condições necessárias à aplicação do equipamento está relacionada com a geometria da camada a ensaiar. A superfície deve apresentar-se desempenada, com uma traficabilidade adequada ao bom rolamento da roda vibrante. As leituras são consideradas válidas quando as inclinações longitudinal e transversal da superfície forem inferiores a 7% e 5%, respectivamente.

As camadas construídas com materiais cujo estado seja muito solto, apresentando uma baixa resistência ao corte na superfície, devem ser consideradas fora do domínio de aplicação do equipamento. Nesta situação a roda vibrante tende a produzir uma rodeira.

Atendendo ao referido anteriormente, pode concluir-se que no domínio das obras geotécnicas o *MCSC* pode ser aplicado na determinação do módulo de deformabilidade equivalente, por exemplo em: obras de terraplenagens gerais; leito de pavimento e camadas granulares de sub-base e base de estradas; em subestruturas de vias férreas, ao nível do leito da via e sobre o sub-balastro.

O equipamento que foi utilizado neste trabalho, cujas características técnicas se apresentam no Quadro 3.4, é constituído por: um reboque de transporte dos dispositivos de ensaio (roda vibrante, sistema mecânico de vibração, chassis de reacção suspenso, sistema hidráulico, transdutores de aceleração vertical e radar); um grupo hidráulico de potência, com comando eléctrico, que fornece a energia necessária para fazer accionar a roda vibrante; e um veículo de reboque do tipo 4×4 "pick-up" que transporta o grupo hidráulico, os equipamentos de comando, de controlo e de registo, e que permite deslocar o reboque, quer a uma velocidade normal de transporte, quer à velocidade de realização do ensaio.

O controlo do ensaio é realizado a partir do interior do veículo de reboque, através de um monitor táctil e de um teclado ligado a um microcomputador, o qual controla o adequado funcionamento dos dispositivos e procede à aquisição dos dados de ensaio.

Quadro 3.4 – Características técnicas do *MCSC*

Dispositivo de ensaio	
• Roda (diâmetro/largura)	1 m / 0,2 m
• Massa vibrante	600 kg
• Massa suspensa	400 kg
• Frequência de vibração	30 e 35 Hz
• Velocidade de ensaio	3,6 km/h
Grupo hidráulico	
• Potência instalada	19 kW
• Bomba de cilindrada variável	Cilindrada máxima 28 cm^3
• Pressão contínua	15 MPa
• Pressão máxima	30 MPa
• Capacidade do reservatório hidráulico	50 l
• Motor térmico tipo diesel	
Comando e tratamento de dados	
• Microcomputador com teclado e écran táctil	
• Periféricos: impressora e leitor de disquete	
• Autonomia de registo de 10 km em contínuo, por sessão	
Veículo de reboque	
• Tipo 4×4 pick-up, de cabina dupla, com sinalização adequada	
Reboque	
• Massa total rolante	1625 kg
• Comprimento	4,01 m
• Largura	2,00 m

O tratamento dos dados é feito com recurso a um programa de cálculo automático disponível nesse microcomputador. Este programa permite ao operador obter, em tempo real, em função da distância percorrida: os valores do módulo de deformabilidade equivalente calculados na zona sujeita a ensaio; a média e o desvio padrão dos valores do módulo de deformabilidade equivalente considerados válidos; os valores das variáveis mais importantes a controlar (velocidade de circulação e frequência de vibração); as zonas em que os valores calculados não atingem os valores de referência; e as zonas nas quais o equipamento funcionou fora das tolerâncias prescritas.

Na validação dos resultados, o programa exclui os valores medidos nas zonas em que o equipamento funcionou fora das tolerâncias prescritas (inclinações longitudinais e transversais excessivas, etc.).

Uma grande vantagem que advém da utilização deste método reside essencialmente no facto de permitir uma caracterização das camadas em contínuo.

Segundo o *CETE*, os ensaios realizados no âmbito do desenvolvimento do equipamento mostraram que os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com este

equipamento têm uma boa correlação com os obtidos com outros ensaios, nomeadamente o ensaio de carga estática com placa.

Um conjunto de ensaios realizados com o *MCSC* em estruturas construídas com diferentes materiais (agregados, solos e materiais tratados) cujos valores do módulo de deformabilidade equivalente (EV_2), medidos à superfície em ensaios de carga estática com placa de 600 mm de diâmetro, variaram entre 20 e 500 MPa, permitiram concluir que existe uma boa correlação entre os valores determinados por ambos os ensaios. Assim, é possível relacionar a rigidez, *K*, obtida com o *MCSC* com o módulo de deformabilidade equivalente obtido com o ensaio de carga estática com placa (EV_2) de 600 mm de diâmetro, pela seguinte expressão (Quibel, 1999):

$$EV_2 = 5\,K \qquad \text{Eq. 3.14}$$

com *K* em kN/mm e EV_2 em MPa.

3.5 EQUIPAMENTO ELECTRO-MECÂNICO LIGEIRO PARA MEDIR O MÓDULO DE DEFORMABILIDADE EQUIVALENTE

3.5.1 Princípio de funcionamento

Nos últimos anos foi desenvolvido um equipamento electro-mecânico portátil para medir o módulo de deformabilidade equivalente das camadas, normalmente conhecido por *Soil Stiffness Gauge* (*SSG*) ou por *Geogauge* (Figura 3.9).



a) b)

Figura 3.9 – *SSG*: a) aspecto geral; b) aspecto do anel de carga.

Este equipamento gera e transmite à superfície a ensaiar pequenas forças que provocam deslocamentos nessa superfície. As forças são produzidas dinamicamente por um vibrador e transmitidas por meio de um anel assente directamente na superfície. Durante o ensaio são medidas as forças e as consequentes velocidades de deformação da superfície, para diversos valores da frequência de vibração, dentro de um intervalo definido.

A aplicação de uma força (F) provoca uma deflexão da superfície (δ), que se relaciona com o raio exterior do anel de carga (R), com o módulo de Young (E) e com o coeficiente de Poisson (ν) do material ensaiado da seguinte forma (Poulos e Davis, 1974):

$$F = \frac{1{,}77.R.E}{\left(1-\nu^2\right)} \cdot \delta \qquad \text{Eq. 3.15}$$

Considerando que a rigidez do material é dada por:

$$K = \frac{F}{\delta} \qquad \text{Eq. 3.16}$$

obtém-se

$$E = \frac{K.\left(1-\nu^2\right)}{1{,}77.R} \qquad \text{Eq. 3.17}$$

Atendendo ao princípio de funcionamento deste equipamento, os valores do módulo de deformabilidade equivalente calculados por esta via devem ser superiores aos obtidos com o ensaio de carga estática com placa e da ordem de grandeza dos que são obtidos em ensaios laboratoriais de coluna ressonante ou de refracção sísmica, em que se impõe pequenas deformações aos provetes, permitindo aos materiais uma resposta no domínio quase-elástico.

3.5.2 Características e condições de utilização do equipamento

O *SSG* é constituído essencialmente por: um vibrador electro-mecânico; uma fonte de alimentação; uma base metálica que dispõe de um anel rígido, através do qual se faz o apoio do aparelho e se transmite a força gerada à superfície a ensaiar; dispositivos de isolamento de vibrações; dois transdutores de velocidade; uma unidade de controlo que envia o sinal para o vibrador, processa os sinais dos sensores, executa os cálculos e procede ao registo dos resultados; e um monitor e um teclado associados à unidade de controlo, os quais permitem ao operador fornecer os elementos necessários ao ensaio e obter a informação produzida pelo equipamento (Figura 3.10).

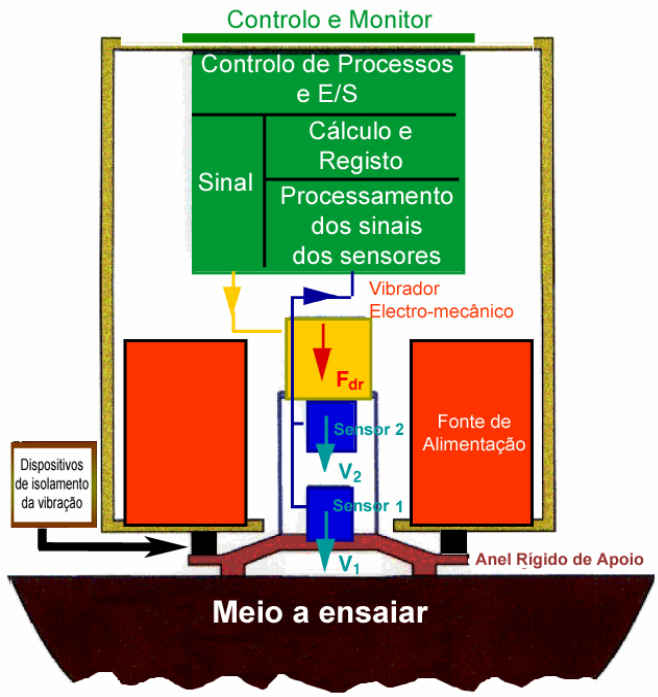


Figura 3.10 – Esquema de funcionamento do *SSG*.

A maior parte da massa do *SSG* está dinamicamente separada do anel que apoia no solo por adequados dispositivos de isolamento de vibrações. Assim, a força proporcionada pela massa suspensa do equipamento é aplicada de forma quase-estática ao anel de carga, de forma a assegurar um adequado contacto com a superfície a ensaiar.

Apenas uma pequena parte da massa do equipamento se move dinamicamente com o anel de apoio. A frequência de ressonância desta massa é da ordem de 25 Hz.

O *SSG* impõe deslocamentos muito pequenos à superfície (da ordem de 10^{-6} m) para diversos valores de frequência, entre 100 e 196 Hz.

Os valores da frequência de operação distinguem-se da vibração ambiente, permitem a estabilidade do equipamento durante o ensaio e evitam fenómenos de ressonância interna. Além disso, são suficientemente pequenos para se manterem abaixo dos limites a partir dos quais a impedância do meio deixa de ser controlada pela sua rigidez.

A força aplicada e o intervalo de frequência varrido são suficientemente amplos para permitirem uma adequada relação sinal/ruído (>3/1), sem alterar as características dos materiais ensaiados.

A força aplicada pelo vibrador à superfície ensaiada é calculada a partir da expressão:

$$F = K_{flex}.(X_2 - X_1) + \omega^2.m_{\text{int}}.X_1 \qquad \text{Eq. 3.18}$$

sendo:

F – força aplicada pelo vibrador (N);
K_{flex} – rigidez da placa flexível (N/m);
X_2 – deslocamento da placa flexível (m);
X_1 – deslocamento do apoio rígido (m);
ω – 2πf, em que f é a frequência de vibração (Hz);
m_{int} – massa dos componentes internos ligados ao apoio rígido e do próprio apoio (kg).

Como foi referido anteriormente, para os valores de frequência de funcionamento do equipamento, a impedância induzida é controlada predominantemente pela rigidez do material a ensaiar (K):

$$K = \frac{F}{X_1} \qquad \text{Eq. 3.19}$$

O valor da rigidez é calculado fazendo a média dos valores obtidos com as diversas frequências de ensaio. Para cada frequência o equipamento faz a medição e a comparação de velocidades de dois sensores.

Substituindo a equação Eq. 3.18 na Eq. 3.19 e os deslocamentos por velocidades (a variável tempo anula-se), tem-se:

$$K = K_{flex} \cdot \frac{\sum_1^n \left(\frac{X_2 - X_1}{X_1} \right)}{n} + \frac{\sum_1^n \omega^2}{n} \cdot m_{\text{int}} = K_{flex} \cdot \frac{\sum_1^n \left(\frac{V_2 - V_1}{V_1} \right)}{n} + \frac{\sum_1^n \omega^2}{n} \cdot m_{\text{int}} \qquad \text{Eq. 3.20}$$

sendo:

n – número de frequências utilizadas (normalmente 25);
V_2 – velocidade da placa flexível (m/s);
V_1 – velocidade do apoio rígido (m/s).

Os transdutores utilizados são geofones que, pelo seu princípio de funcionamento, fornecem uma variação de voltagem proporcional à velocidade. Tendo em conta as características do ensaio, este tipo de sensores são suficientemente precisos e constituem uma alternativa mais económica em relação à utilização de acelerómetros. No Quadro 3.5 apresentam-se as características técnicas do equipamento.

Quadro 3.5 – Características técnicas do *SSG*

• Peso do equipamento	10,0 kgf
• Peso em transporte	17,7 kgf
• Dimensões de:	
equipamento	280 mm de diâmetro e 270 mm de altura
caixa de transporte	470×420×330 mm^3
• Alimentação	6 baterias com capacidade de executar entre 500 a 1500 ensaios
• Acessórios	Mala de transporte, baterias e manual
• Temperatura de funcionamento	0º a 38ºC

Para calibrar o aparelho recorre-se à relação força-deslocamento produzida por uma massa de prova de valor conhecido, fixada à base do aparelho. A menos de um erro de ±1%, o valor da rigidez determinado nesta configuração deve ser igual a:

$$K_e = \frac{\sum_1^n M.(\omega)^2}{n} \qquad \text{Eq. 3.21}$$

sendo:

K_e – rigidez efectiva da massa móvel (N/m);
M – massa móvel (kg).

A massa de prova a utilizar deve ser tal que conduza a valores de rigidez semelhantes aos das camadas a ensaiar, isto é, por exemplo, uma massa de 10 kg a vibrar a 100 e a 200 Hz representa valores de rigidez de aproximadamente 4 e 16 MN/m, respectivamente.

Tratando-se de camadas compactadas com acabamento relativamente regular, a superfície a ensaiar requer pouca ou nenhuma preparação. Normalmente, uma pequena pressão associada a uma rotação do aparelho sobre a superfície a ensaiar permite obter uma área de contacto suficiente entre o anel de carga e aquela superfície. Segundo as especificações do equipamento, essa área de contacto deve ser superior a 60% da área do anel.

Nas situações em que a superfície se apresenta relativamente irregular deve colocar-se previamente uma pequena camada de areia, de modo a promover a regularização da superfície. Após a execução do ensaio deve proceder-se à verificação do aspecto do local de apoio do anel, de forma a confirmar se a marca revela um adequado apoio do mesmo.

O domínio de aplicação do *SSG* é constituído pelas camadas compactadas de solos ou agregados (naturais ou tratados) executadas em terraplenagens gerais ou para apoio de

infra-estruturas de transportes, nomeadamente: leito, camadas de sub-base, de base e pavimento de vias rodoviárias; e subestruturas de vias férreas, ao nível do leito da via e do sub-balastro. A rigidez das camadas a ensaiar deverá estar compreendida entre 3 e 70 MN/m, o que se traduz por valores do módulo de deformabilidade equivalente entre cerca de 25 e 600 MPa.

Considera-se que a profundidade interessada pelo ensaio é da ordem de 20 a 30 cm, valores estes que foram estimados a partir da solução clássica do problema da distribuição da energia de deformação produzida pelo movimento de um anel rígido num meio espaço semi-infinito constituído por um material homogéneo. Estes valores têm sido também confirmados em diversos estudos. No entanto, em meios com camadas com valores de rigidez relativamente distintos, o valor da rigidez medida pelo *SSG* é essencialmente influenciado pela rigidez da camada mais superficial (Sawangsuriya, 2001).

A força máxima produzida pelo *SSG* traduz-se por uma tensão aplicada da ordem de 30 kPa. O tempo necessário para a execução de cada ensaio é de 75 segundos.

A precisão associada aos valores da rigidez medidos por este método pode ser representada por um coeficiente de variação máximo da ordem de 5%.

É de notar que devido às características do equipamento, nomeadamente do facto de a profundidade máxima de influência ser de cerca de 0,30 m e de as tensões e deformações aplicadas às superfícies ensaiadas serem relativamente baixas, os resultados obtidos poderão não ser directamente comparáveis com os que se obtém com o ensaio de carga com placa.

3.6 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM DIFERENTES EQUIPAMENTOS DE CARGA

3.6.1 Alguns resultados relativos a estudos realizados com deflectómetros

No âmbito da determinação do módulo de deformabilidade equivalente "in situ" têm sido realizados estudos, quer com o objectivo de estabelecer valores mínimos do módulo equivalente a obter com um determinado método, tendo em vista um determinado objectivo, quer para relacionar os resultados obtidos com diferentes métodos.

Entre esses estudos pode destacar-se os levados a cabo em Inglaterra em 1986 e 1989, pelo Departamento de Transportes e pelo TRRL (AIPCR, 1995), em França, no LCPC em 1993 e 1994 e os realizados na Holanda em 1995 (COST324, 1997). Estes últimos tiveram como principal objectivo comparar as deflexões máximas produzidas por diferentes tipos de deflectómetros de impacto e sugerem a existência de uma relação entre as deflexões máximas produzidas pelo *FWD Dynatest8000* e o *FWD KUAB*, válida em materiais granulares, para forças aplicadas da ordem de 50 kN:

$$\delta_{Dyn} = 1{,}837\ \delta_{KUAB}^{0{,}866} \qquad \text{Eq. 3.22}$$

sendo:

δ_{Dyn} – deflexão máxima medida pelo *FWD Dynatest8000*;
δ_{KUAB} – deflexão máxima medida pelo *FWD KUAB*.

Nunn et al. (1997) realizaram estudos em materiais granulares e em materiais tratados com cimento, colocados sobre uma fundação argilosa, utilizando ensaios de carga estática com placa de diâmetro 450 mm e deflectómetros de impacto pesado e ligeiro, ambos com placa de 300 mm. O módulo determinado a partir do ensaio de carga estática com placa foi calculado com base na deflexão elástica após uma carga inicial que provocou uma deflexão de 1 mm. A tensão aplicada com o deflectómetro de impacto foi de cerca de 100 kPa.

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente e as relações entre os valores obtidos com os diferentes equipamentos foram distintos em função do material ensaiado e das espessuras das camadas. Nos ensaios realizados sobre uma camada de agregado granítico britado, com espessura a variar entre 30 e 60 cm, colocada sobre um solo de fundação argiloso, obtiveram os seguintes resultados: i) numa zona em que a espessura da camada era de 35 cm, o módulo de deformabilidade equivalente foi de cerca de 40 MPa, independentemente do equipamento utilizado; ii) quando a espessura da camada era de 60 cm, atingiram valores mais elevados e verificaram que os valores obtidos com o deflectómetro de impacto pesado eram cerca de 30% superiores aos obtidos com o deflectómetro de impacto portátil e os obtidos com o ensaio de carga estática com placa eram cerca de 25% superiores aos que foram obtidos com o deflectómetro de impacto pesado.

Um outro trabalho apresentado por Abe et al. (1998), onde se descreve um estudo que envolveu também a realização de diversos ensaios de carga estática com placa (300 mm de

diâmetro) e com deflectómetros de impacto pesado (placa com 300 mm) e portátil (placa com 90 mm), sobre solos de fundação coesivos e sobre camadas de materiais granulares britados, apresenta uma proposta para relacionar o módulo de reacção (*K* – quociente entre a tensão aplicada, *p*, e a deflexão medida, *d*) obtido com o deflectómetro de impacto portátil, com o obtido no segundo ciclo do ensaio de carga estática com placa:

$$K_{ECP(300)} = 0{,}26\ K_{DIP(90)}^{1{,}373} \qquad \text{Eq. 3.23}$$

sendo:

$K_{ECP(300)}$ – módulo de reacção obtido com o ensaio de carga estática com placa (ϕ=300 mm);
$K_{DIP(90)}$ – módulo de reacção obtido com o deflectómetro de impacto portátil (placa ϕ=90 mm) corrigido pelo factor 0,09/0,30 para ter em conta o diâmetro da placa.

Livneh e Goldberg (2001) propõem que se relacionem os resultados do ensaio de carga com placa (*ECP*) com os resultados obtidos com um deflectómetro portátil através de:

$$EV_2 = 600\ \ln\frac{300}{300 - E_L} \qquad \text{Eq. 3.24}$$

sendo:

EV_2 – módulo de deformabilidade equivalente obtido no segundo ciclo do *ECP* (placa de 300 mm de diâmetro);
E_L – módulo de deformabilidade equivalente obtido com um *DIP* (placa de 300 mm de diâmetro).

Fleming et al. (2000) testaram diversos equipamentos de carga na determinação do módulo de deformabilidade equivalente de camadas de fundação, de leito de pavimento e de sub-base. Em particular, neste último caso encontraram valores semelhantes quando os ensaios foram feitos com o *DIP* e com o *FWD*, aplicando tensões semelhantes.

Alguns estudos realizados com um deflectómetro portátil semelhante ao utilizado neste trabalho e, simultaneamente, com um equipamento de carga estática com placa (300 mm de diâmetro) em materiais granulares de fundações de pavimentos sugerem uma relação do tipo (CBPC, 2000):

$$E_{DIP(300)} = 1{,}3\ E_{ECP(300)} - 70 \qquad \text{Eq. 3.25}$$

sendo:

$E_{DIP(300)}$ – módulo de deformabilidade equivalente obtido com o deflectómetro de impacto portátil (placa 300 mm);
$E_{ECP(300)}$ – módulo de deformabilidade equivalente obtido com o ensaio de carga estática com placa de 300 mm de diâmetro (EV_2).

Em muitas situações, as correlações obtidas entre os valores do *ECP* e os obtidos com os deflectómetros são relativamente fracas. Em geral, os autores dos estudos comparativos referem a necessidade de encarar as relações propostas com algumas reservas.

3.6.2 Estudos realizados com o *DIP* no âmbito deste trabalho

Os primeiros estudos realizados com o *DIP*, no âmbito deste trabalho, ocorreram durante a renovação da plataforma da Linha do Norte em camadas de leito da via e de sub-balastro. Estes estudos, que tinham como objectivo comparar os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos através do ensaio de carga estática com placa, com os obtidos com um deflectómetro de impacto portátil, permitiram obter uma relação do tipo:

$$E_{DIP(300)} = k \,.\, E_{ECP(600)} \qquad \text{Eq. 3.26}$$

sendo:

- k – coeficiente que assumiu valores de 1,1 e 1,2 nos ensaios realizados sobre a camada de sub-balastro e sobre a camada de leito da via, respectivamente;
- $E_{DIP(300)}$ – módulo de deformabilidade equivalente obtido com o *DIP* com uma tensão aplicada de 140 kPa numa placa de diâmetro 300 mm;
- $E_{ECP(600)}$ – módulo de deformabilidade equivalente obtido com o *ECP* com uma tensão aplicada de 200 kPa numa placa de diâmetro 600 mm.

Os resultados apresentados na Figura 3.11 permitem concluir que existem correlações relativamente fortes entre os valores obtidos em ambos os ensaios.

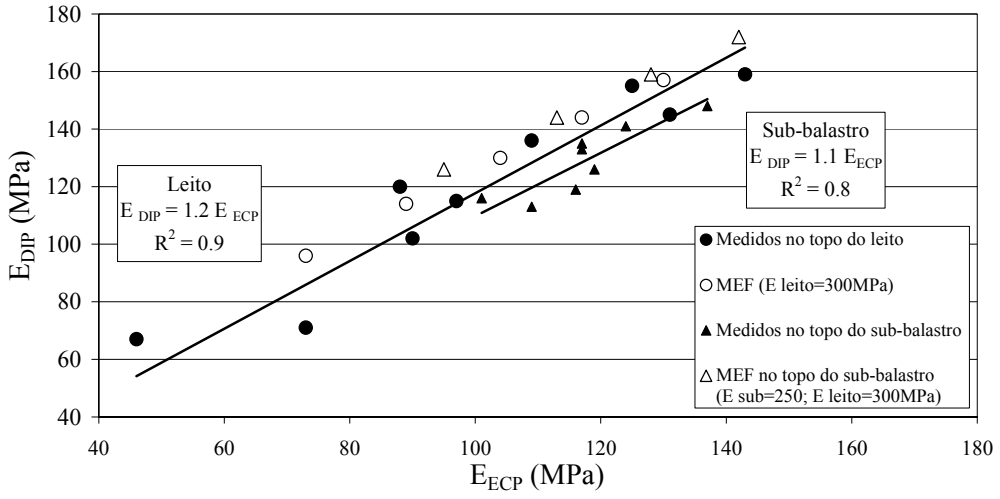


Figura 3.11 – Valores do módulo de deformabilidade obtidos com o *ECP* e o *DIP* em ensaios e em modelação numérica.

Para avaliar as relações estabelecidas com base nos resultados dos ensaios realizados, procedeu-se à modelação numérica de ambos os tipos de ensaio pelo método dos elementos finitos (*MEF*) em equilíbrio axissimétrico, simulando de forma simplificada a aplicação apenas de carga estática num maciço estratificado, através de placas rígidas de carga de 600 e 300 mm de diâmetro (Fortunato et al., 2002). Consideraram-se os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos "in situ" (no caso dos materiais da fundação), os valores do módulo de deformabilidade dos materiais obtidos em laboratório (no caso dos materiais de leito e de sub-balastro) e o comportamento elástico linear dos materiais. Como se conclui da análise da Figura 3.11, os valores calculados são próximos dos medidos nos ensaios.

Em face dos resultados obtidos neste primeiro estudo foi possível concluir que o *DIP* poderia constituir um meio eficaz para avaliar o módulo de deformabilidade equivalente das camadas construídas para reforço da subestrutura, durante as obras de renovação de vias férreas. Concluiu-se que era possível realizar um grande número de ensaios de forma rápida e económica. Durante o tempo em que decorre a montagem do equipamento para a realização de um ensaio de carga estática com placa e a execução do respectivo ensaio, é possível realizar vinte a trinta ensaios com o deflectómetro de impacto portátil, em diferentes locais, procedendo a dez repetições em cada local. Assim, o *DIP*, além de possibilitar a realização de ensaios em muitas zonas distintas, mesmo de difícil acesso, permite também, em cada zona, fazer um tratamento estatístico dos valores obtidos.

Atendendo aos bons resultados obtidos na caracterização das camadas de reforço, prosseguiram-se os estudos com o objectivo de aplicar o *DIP* na caracterização de plataformas ferroviárias de linhas em serviço. Neste caso, as vantagens logísticas deste tipo de equipamento, relativamente ao deflectómetro pesado e ao ensaio de carga estática com placa, são ainda mais relevantes, já que é possível proceder à realização dos ensaios mantendo a via em exploração, dispensando qualquer tipo de equipamento pesado.

3.6.3 Alguns resultados relativos a estudos realizados com o *SSG*

No que se refere ao *SSG*, no ano de 2002 foi publicada a norma ASTM D 6758. A existência deste documento tem proporcionado um crescente interesse na comunidade técnica pelo referido equipamento. Existem publicados diversos estudos que apresentam comparações entre resultados obtidos com o *SSG* e com outros tipos de ensaios, nomeadamente: carga estática com placa (*ECP*); penetrómetro dinâmico ligeiro (*PDL*);

deflectómetros de impacto pesado (*FWD*) e portátil (*DIP*); análise espectral de ondas superficiais (*SASW*); coluna ressonante; e compressão triaxial cíclica sobre provetes cilíndricos.

Na Figura 3.12 apresentam-se os resultados obtidos num desses estudos (Siekmeier et al., 1999), no qual os autores pretenderam, por um lado, relacionar o grau de compactação obtido pelo método da garrafa de areia, com o obtido pela sonda nuclear e, por outro, comparar os valores do módulo de deformabilidade equivalente (*E*) calculados a partir de ensaios realizados com:

a) *PDL*, utilizando para cálculo do avanço médio por pancada (*DPI*) o número de pancadas necessárias para penetrar 75 mm (*PDL*(x=75)) e 150 mm (*PDL*(x=150)), recorrendo às relações:

$$CBR = \frac{292}{DPI^{1,12}} \text{ (para } CBR>10) \qquad \text{Eq. 3.27}$$

$$CBR = \frac{1}{(0{,}017019\ DPI)^2} \text{ (para } CBR<10) \qquad \text{Eq. 3.28}$$

$$E\ (MPa) = 17{,}6\ CBR^{0,64} \qquad \text{Eq. 3.29}$$

sendo:

CBR – *California Bearing Ratio* (%);
DPI – penetração média por pancada, determinada a partir do número de pancadas necessárias para penetrar uma determinada profundidade (mm/pancada).

b) *DIP*, utilizando uma placa de 132 mm (*DIP*(placa 132)) e uma placa de 200 mm (*DIP*(placa 200)), recorrendo à relação:

$$E(kPa) = \frac{2\ P.\ (1-\nu^2)\ .r.\ a}{A.\ d} \qquad \text{Eq. 3.30}$$

sendo:

P – carga dinâmica (kN);
ν – coeficiente de Poisson (tomado igual a 0,4);
r – raio da placa (m);
a – factor de forma e de rigidez da placa (0,79 para placas rígidas e 1,0 para flexíveis);
A – área da placa (m^2);
d – deflexão (m).

c) *SSG*, determinando *E* pela equação Eq. 3.17.

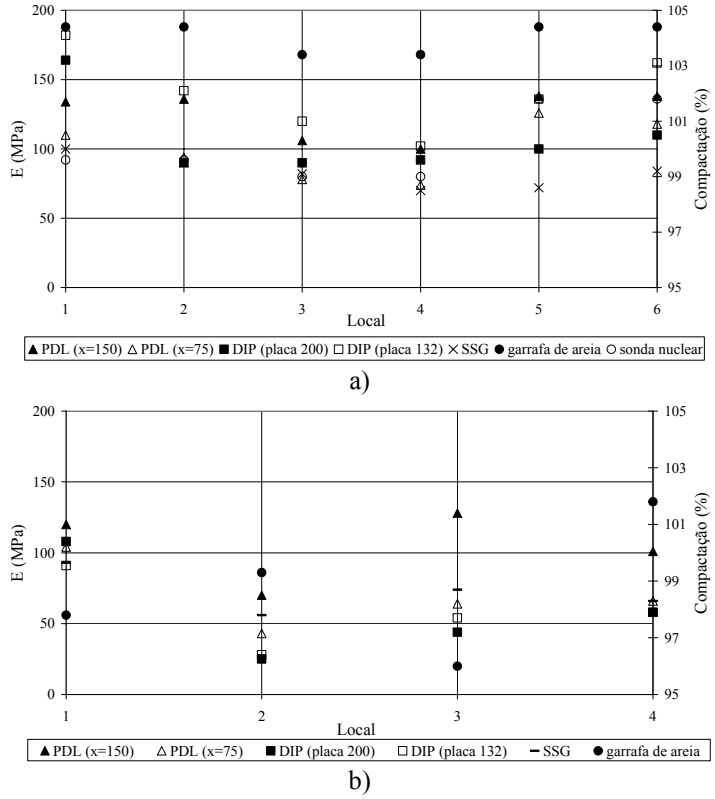


Figura 3.12 – Resultados de ensaios realizados com objectivo de comparar diferentes metodologias utilizadas na determinação do módulo de deformabilidade equivalente (Siekmeier et al., 1999, adaptado): a) agregados de bases de estradas; b) solos de aterro.

Os resultados apresentados na Figura 3.12a permitem concluir que os desvios em relação à média dos valores do módulo de deformabilidade dos agregados determinados em cada local são importantes; os valores obtidos com o *SSG* são, em geral, os mais baixos; os valores obtidos nos solos de aterro (Figura 3.12b) exibem também uma dispersão relativamente elevada; nestes casos, os valores obtidos com o *SSG* são semelhantes, ou mesmo superiores, aos obtidos com o *DIP*.

A partir de ensaios realizados em laboratório sobre areias Sawangsuriya (2001) concluiu que os valores do módulo de deformabilidade calculados com base nos resultados do *SSG* eram semelhantes aos obtidos por refracção sísmica e pelo método da coluna ressonante e cerca de 30% superiores aos avaliados por ensaios triaxiais de carga repetida sobre provetes cilíndricos.

Chen et al. (1999) desenvolveram estudos "in situ" com o objectivo de avaliar diversos métodos não destrutivos para determinação do módulo de deformabilidade equivalente de camadas de pavimentos. Na Figura 3.13 apresentam-se as relações obtidas entre os valores da rigidez determinados pelo *SSG* e: a) os valores do módulo determinados pelo *FWD*; b) os valores do módulo determinados por métodos sísmicos; c) o peso volúmico seco determinado pela sonda nuclear.

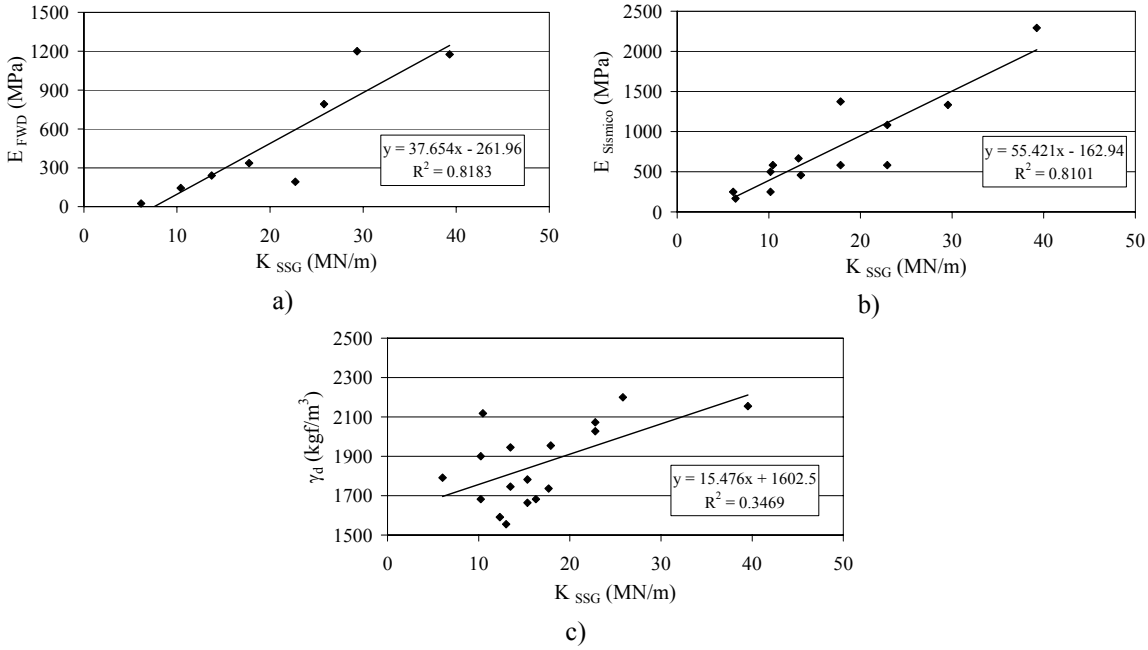


Figura 3.13 – Relação entre a rigidez obtida com o *SSG* e: a) o módulo equivalente obtido com o *FWD*; b) o módulo obtido com métodos sísmicos; c) o peso volúmico seco (Chen et al., 1999, adaptado).

Em geral, atendendo aos diversos estudos publicados na bibliografia da especialidade relativos ao *SSG*, é possível concluir que:

a) devem continuar a ser realizados estudos com o objectivo de conhecer as profundidades interessadas pelo ensaio, tendo em conta as características do material e as condições de fronteira da estrutura; esta questão é particularmente importante quando se pretende avaliar as características de uma só camada de pequena espessura;

b) em diversos casos é possível estabelecer uma correlação entre os resultados obtidos com o *SSG* e os obtidos com o *FWD*; no entanto, em muitas situações os valores obtidos com o *SSG* foram relativamente mais baixos do que os obtidos com o *FWD*, o que poderá estar relacionado com o valor da carga aplicada e, principalmente, com a profundidade interessada pelos ensaios;

c) em alguns casos foi possível estabelecer relações entre os valores do módulo de deformabilidade equivalente determinado pelo *SSG*, quer com o peso volúmico seco, quer com o teor em água dos materiais ensaiados; no entanto, os resultados obtidos parecem evidenciar correlações relativamente modestas;

d) os resultados obtidos com o *SSG* parecem relacionar-se de forma adequada com a energia de compactação induzida nas camadas;

e) o *SSG* parece ser um equipamento adequado para avaliar a evolução do módulo de deformabilidade de materiais estabilizados com ligantes hidráulicos, durante o tempo de cura.

3.7 PENETRÓMETRO DINÂMICO LIGEIRO

A utilização de penetrómetros estáticos e dinâmicos para a avaliação qualitativa dos terrenos e para a determinação de características físicas e mecânicas dos mesmos, através de correlações apropriadas, é uma prática antiga.

De entre os diversos penetrómetros que normalmente são utilizados (CEN, 1997), o penetrómetro dinâmico ligeiro (*PDL*) constitui um método simples e rápido de prospecção que tem sido frequentemente usado na avaliação de terrenos até profundidades da ordem de 10 m.

O ensaio consiste na determinação do número de pancadas de um pilão, em queda livre de uma determinada altura, sobre um conjunto constituído por um batente, um trem de varas e uma ponta cónica, necessário para que ocorra determinado comprimento de penetração.

A resistência de ponta ou "resistência dinâmica" (q_d) é determinada para um avanço constante da ponteira de 0,10 m, através da relação ("fórmula dos holandeses"):

$$q_d = \frac{M^2.H}{S.(M+\varphi)} \cdot \frac{N}{P} \qquad \text{Eq. 3.31}$$

sendo:

M – peso do pilão (kgf);
H – altura de queda (m);
S – secção transversal da ponteira cónica (m^2);
φ – peso das varas e batente (kgf);
P – penetração (m);
N – número de pancadas.

O diâmetro das varas é inferior ao da base da ponta cónica, pelo que, teoricamente, a resistência à penetração resulta apenas de forças de reacção do terreno sobre a superfície cónica da ponta. No entanto, um dos problemas apontados a este método, quando é aplicado em solos coesivos, consiste no facto de haver tendência à acumulação de uma resistência friccional ou adesão ao longo das varas, reduzindo assim a possibilidade de

distinguir as diversas camadas atravessadas. No entanto, em camadas superficiais este problema parece ter menos importância.

A energia mobilizada no *PDL* é relativamente pequena, quando comparada com a de outros penetrómetros (da ordem de um décimo daquela aplicada no ensaio de penetração dinâmica normalizado, *Standard Penetration Testing –SPT*).

As vantagens normalmente apontadas a este método são: i) o equipamento utilizado é ligeiro, fácil de operar (necessitando apenas de dois operadores) e de baixo custo; ii) os resultados são obtidos rapidamente; iii) pode ser utilizado em diversos tipos de materiais; iv) os resultados são correlacionáveis com os obtidos por outros métodos.

As mais importantes desvantagens apontadas estão relacionadas com o facto de os resultados obtidos serem muito variáveis, dependendo da dimensão máxima das partículas e da quantidade e tipo de partículas finas.

Alguns autores apontam várias limitações na avaliação das características de deformabilidade a partir de ensaios de penetração, os quais induzem grandes deformações na zona envolvente da ponteira, criando zonas de rotura localizadas (Baldi et al., 1988).

A determinação das características físicas e mecânicas dos terrenos com recurso ao *PDL* faz-se, normalmente, de duas formas: i) utilizando correlações directas entre os resultados do *PDL* e as características a avaliar; ii) recorrendo a correlações entre os resultados do *PDL* e resultados obtidos com outros ensaios, os quais, por sua vez, se relacionam com as características a determinar.

O Eurocódigo 7 apresenta em anexo sugestões para a determinação da compacidade relativa, D_r, para solos arenosos mal graduados ($C_u \leq 3$) e para a determinação do módulo edométrico, E_{OED}, para cálculo de fundações directas:

$$D_r = 0{,}15 + 0{,}26 \log N_{10} \text{ (solos acima do nível de água)} \qquad \text{Eq. 3.32}$$

$$D_r = 0{,}21 + 0{,}23 \log N_{10} \text{ (solos submersos)} \qquad \text{Eq. 3.33}$$

$$E_{OED} = w_1 . p_a \left(\frac{\sigma'_v + 0{,}5\sigma'_p}{p_a} \right)^{w_2} \qquad \text{Eq. 3.34}$$

com:

$$w_1 = 214 \log N_{10} + 71 \qquad para \qquad 4 \le N_{10} \le 50 \qquad \text{Eq. 3.35}$$

$$w_1 = 4N_{10} + 30 \qquad para \qquad 6 \le N_{10} \le 19 \qquad \text{Eq. 3.36}$$

e

$w_2 = 0{,}5$ para areias com $C_u \le 3$

ou

$w_2 = 0{,}6$ para argilas de baixa plasticidade $\left(I_P \le 10; w_L \le 35\right)$

sendo:

- N_{10} – número de pancadas para uma penetração de 0,10 m;
- σ'_v – tensão vertical efectiva;
- σ'_p – acréscimo de tensão induzida pela estrutura a fundar;
- p_a – pressão atmosférica;
- I_P – índice de plasticidade;
- w_L – limite de liquidez.

Novais Ferreira e Nunes (1990) procederam a diversos ensaios com o *PDL* num aterro de estrada construído com diversos solos. A relação encontrada entre o peso volúmico seco (γ_d) e o número de pancadas com *PDL* (n), com um coeficiente de correlação r=0,6668, foi:

$$\gamma_d \left(kN/m^3\right) = 15{,}3359 + 1{,}5407 \ln (n) \qquad \text{Eq. 3.37}$$

Diversos autores propõem a determinação do módulo de deformabilidade de solos e de agregados a partir do valor do índice de penetração, *PI* (mm/pancada) do ensaio *PDL*, através de uma relação do tipo (De Beer, 1991; Konrad e Lachance, 2000):

$$\log\left(E\right) = A - B.\log\left(PI\right) \qquad \text{Eq. 3.38}$$

Chen et al. (1999) propõem a determinação do módulo reversível para o cálculo das camadas de pavimentos rodoviários (AASHTO, 1993) através da relação:

$$M_R(MPa) = 338.\left(PI\right)^{-0{,}39} \qquad \text{com} \quad 10 < PI < 60 \qquad \text{Eq. 3.39}$$

Rahim e George (2002) estudaram a possibilidade de utilizar o *PDL* de operação automática na caracterização de solos de fundação de pavimentos. Para tal, determinaram características físicas dos solos, realizaram diversos ensaios com o *PDL* num trecho piloto e, em simultâneo, recorreram ao *FWD* e a ensaios de carga triaxial para a determinação do módulo reversível "in situ" e em laboratório, respectivamente. Em resultado dos estudos

apresentaram duas expressões que permitem estimar o valor do módulo reversível de forma distinta relativamente a solos finos e granulares, respectivamente:

$$M_R = a_0.(PI)^{a_1}\left[\gamma_{dr}^{a_2} + \left(\frac{w_L}{w_c}\right)^{a_3}\right] \qquad \text{solos finos} \qquad \text{Eq. 3.40}$$

$$M_R = b_0.\left(\frac{PI}{\log C_u}\right)^{b_1}\left[\gamma_{dr}^{b_2} + w_{cr}^{b_3}\right] \qquad \text{solos granulares} \qquad \text{Eq. 3.41}$$

sendo:

M_R – módulo reversível determinado em laboratório (MPa);
PI – penetração (mm/pancada);
C_u – coeficiente de uniformidade;
γ_{dr} – peso volúmico relativo ao valor máximo do ensaio Proctor normal (kN/m^3);
w_c – teor em água (%);
w_{cr} – teor em água relativo ao valor óptimo do ensaio Proctor normal (%);
w_L – limite de liquidez;
a_i, b_i – constantes.

Para valores do coeficiente de determinação (R^2) de cerca de 0,7 em ambos os casos, as constantes a_i e b_i assumem os seguintes valores: $a_0 = 27{,}86$; $a_1 = -0{,}114$; $a_2 = 7{,}82$; $a_3 = 1{,}925$; $b_0 = 90{,}68$; $b_1 = -0{,}305$; $b_2 = -0{,}935$; $b_3 = 0{,}674$.

Posteriormente, os mesmos autores (Rahim e George, 2004), com base em estudos desenvolvidos em trechos experimentais, apresentaram relações do tipo da expressa pela Eq. 3.39, mas propondo coeficientes distintos em função do tipo de solos (finos ou granulares), com valores do coeficiente de determinação (R^2) de 0,4.

No entanto, as correlações mais divulgadas relacionam o número de pancadas obtido com o *PDL* com o obtido com outros penetrómetros, nomeadamente o *SPT* (*Standard Penetrometer Test*) ou com a resistência obtida com o *CPT* (*Cone Penetration Test*), conduzindo à estimativa dos parâmetros dos materiais através de relações estabelecidas entre estes parâmetros e os resultados dos ensaios mencionados em último lugar.

Livneh e Ishai (1987) (citados em Burnham e Johnson, 1993) propõem uma relação entre os valores obtidos com o *SPT* e o *PDL* do tipo:

$$\log(PI) = -A + B.(\log SPT) \qquad \text{válida para } SPT < 10\,\text{mm/pancada} \qquad \text{Eq. 3.42}$$

sendo:

SPT – penetração média por pancada, determinada a partir do número de pancadas necessárias para penetrar uma determinada profundidade, recorrendo à norma ASTM D1586-64 (mm/pancada).

Em estudos realizados para comparar os resultados obtidos com o *PDL* e com o *CPT* num aterro de areia bem compactado, Castro (1988) concluiu que a resistência de ponta do *CPT* (R_p) é aproximadamente igual à resistência à penetração do *PDL* (q_r), tendo obtido, independentemente da profundidade, a relação:

$$R_p = 5n \qquad \text{Eq. 3.43}$$

sendo:

R_p – resistência à penetração desenvolvida na ponta do *CPT* (kgf/cm^2);
n – número de pancadas para a penetração de 0,10 m do *PDL*.

Considera ainda o mesmo autor que o número de pancadas obtido no ensaio de penetração dinâmica normalizado, *N* (*SPT*), pode aceitar-se como igual ao valor de *n* (*PDL*).

Por sua vez, a resistência à penetração desenvolvida na ponta do *CPT* pode correlacionar-se com a resistência e com a deformabilidade. Para solos arenosos existem diversas propostas para relacionar a deformabilidade com a resistência à penetração desenvolvida na ponta do *CPT*, utilizando relações do tipo das que se apresentam na Figura 3.14.

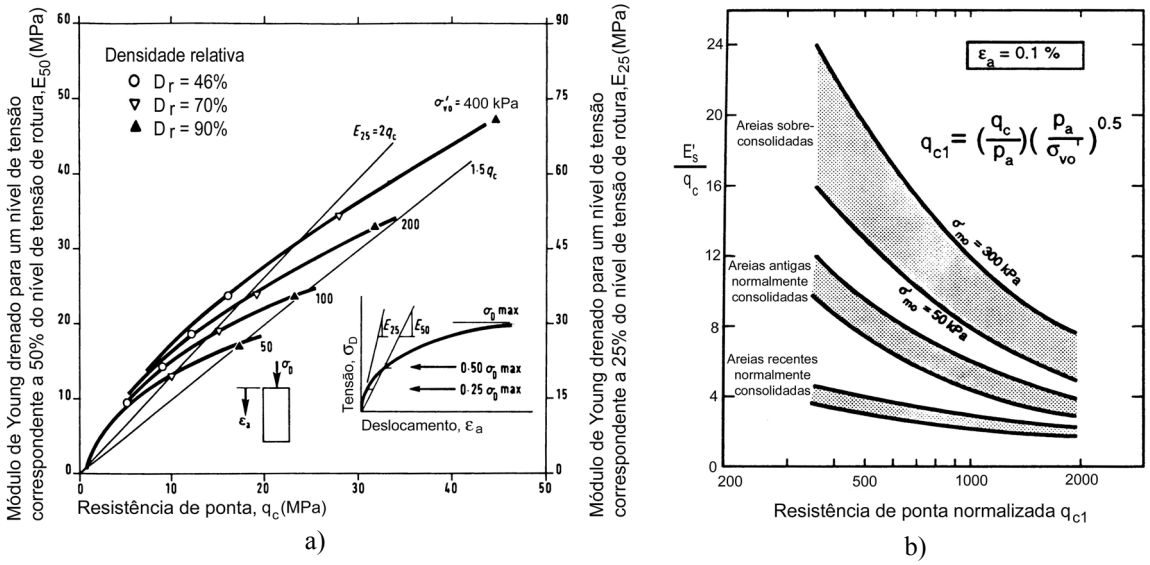


Figura 3.14 – Módulo de Young secante em regime drenado em função da resistência do *CPT*: a) areias normalmente consolidadas (Robertson e Campanella, 1983); b) areias com distintos graus de consolidação (Bellotti et al., 1989).

No caso de solos argilosos há maior dificuldade em obter as características de deformabilidade através da resistência à penetração desenvolvida na ponta do *CPT*. Em comportamento não drenado, normalmente, opta-se por, numa primeira análise, estimar a resistência não drenada a partir da resistência à penetração, obtendo depois uma ordem de grandeza do módulo de Young a partir de correlações. O valor do módulo de Young em regime drenado pode, teoricamente, ser obtido a partir da adopção de um valor adequado do coeficiente de Poisson.

No âmbito da caracterização de camadas de infra-estruturas de transportes é também usual recorrer a correlações deste tipo, nomeadamente as que relacionam a penetração obtida com o *PDL* (*PI*) com o resultado do ensaio *CBR*:

$$\log CBR = A - B.(\log PI)^{C} \qquad \text{Eq. 3.44}$$

Com base num trabalho de caracterização de camadas naturais e compactadas, constituídas por uma vasta gama de materiais adequados para fundação de pavimentos rodoviários, Livneh et al. (1995) propõem para os coeficientes A, B e C os valores 2,14, 0,69 e 1,5, respectivamente. Neste caso sugerem que o módulo reversível seja calculado usando a bem conhecida expressão:

$$M_R\,(MPa) = 10\,CBR \qquad \text{Eq. 3.45}$$

a qual, apesar de ser frequentemente contestada no meio técnico-científico (Ping et al., 2001), é tradicionalmente utilizada na engenharia de infra-estruturas de transportes.

Alguns manuais estabelecem os limites da necessidade de tratamento e reforço da fundação de pavimentos rodoviários com base nos resultados obtidos com o *PDL* (Figura 3.15).

A utilização de correlações requer uma atenção especial às condições para as quais foram estabelecidas, nomeadamente o tipo de equipamento utilizado, o nível de deformação atingido, o procedimento de ensaio e o tipo de terrenos ensaiados. As características do equipamento adoptado nos ensaios realizados no âmbito deste trabalho são as descritas no Quadro 3.6.

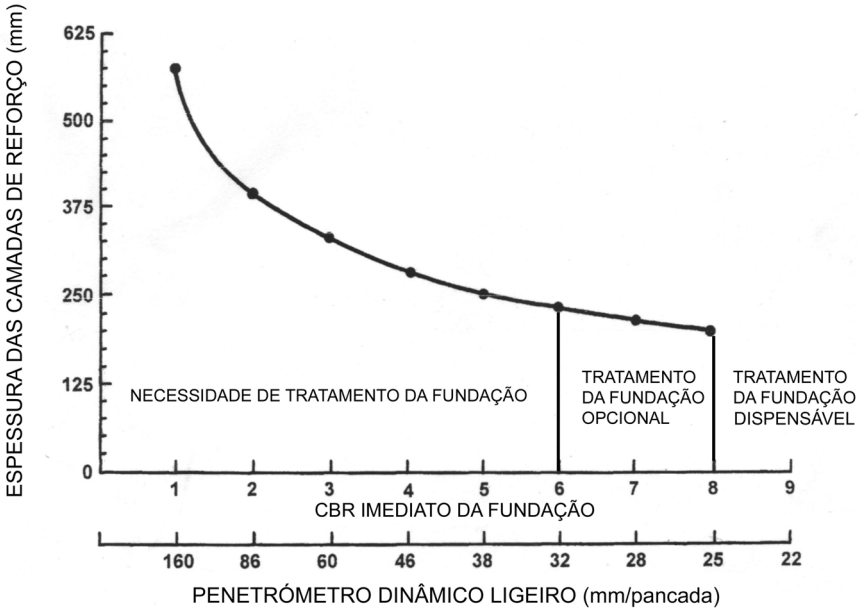


Figura 3.15 – Espessura da camada granular de reforço a colocar sobre a fundação, em função dos valores obtidos na fundação com o *PDL* e *CBR* (IDOT, 1982).

Quadro 3.6 – Características do equipamento utilizado

Descrição	Valor
Peso do pilão (kgf)	10
Altura de queda (m)	0,50
Secção da ponteira (cm^2)	10
Peso da vara (kgf)	3,79
Peso do batente (kgf)	4,4
Penetração (cm)	10
Ângulo no vértice do cone (º)	90

3.8 GEORADAR

3.8.1 Considerações gerais

O radar [*Ra(dio)+D(etecting)+A(nd)+R(anging)*] começou por ser utilizado de forma sistemática pela aviação militar durante a segunda guerra mundial e actualmente é utilizado em vários domínios técnico-científicos. Trata-se de um método de auscultação não destrutivo que faz uso das ondas electromagnéticas para detectar objectos e determinar a sua distância relativamente ao local de emissão, a partir do "eco" que estes reflectem, sem interferir com o meio em análise.

O georadar, ou radar de penetração, ou, como normalmente é referido na literatura da especialidade, o *GPR* (*Ground Penetrating Radar*) é um tipo particular de radar. Embora a primeira aplicação deste método no âmbito da prospecção geofísica tivesse ocorrido na Áustria em 1929, na avaliação da profundidade de um glaciar, ela foi desenvolvida com carácter sistemático no final dos anos sessenta, também no âmbito de projectos militares, nomeadamente para a detecção de minas e de túneis durante a guerra do Vietname. Na década de setenta foi registada a primeira patente comercial do georadar e a partir dessa altura começaram a ser publicados diversos trabalhos sobre as suas aplicações (Olhoeft, 1988). No início da década de oitenta começaram a utilizar-se antenas de maior frequência (500 a 1000 MHZ) para prospecção mais superficial. Na década de noventa as aplicações do georadar adquirem um estatuto destacado no seio da prospecção geofísica, sendo apresentados diversos estudos vocacionadas para a resolução de problemas relacionados com a Engenharia Civil (Ulriksen, 1982; Cimadevilla, 1996).

Os estudos dos fenómenos que regem a propagação das ondas, particularmente na banda de frequências em que funcionam as antenas do georadar, e dos fenómenos que limitam a sua aplicação, assim como a capacidade de penetração, associados às condições de emissão, transmissão, reflexão e recepção do sinal, têm vindo a ser amplamente desenvolvidos. Por outro lado, a técnica de utilização dos equipamentos nas diferentes aplicações tem vindo a ser melhorada em face das experiências obtidas.

Em termos genéricos, pode dizer-se que as aplicações do georadar se dividem em dois grandes grupos: um primeiro vocacionado para obter registos contínuos, por exemplo ao nível do subsolo superficial, com um espírito similar ao que preside às aplicações da sísmica de reflexão; e um segundo grupo de aplicações centrado na localização de elementos isolados no subsolo. Actualmente este método é utilizado com sucesso em várias aplicações, de entre as quais se pode referir: i) a detecção e localização de elementos enterrados (infra-estruturas urbanas, achados arqueológicos, etc), de armaduras em peças de betão, de minas e cavidades; ii) a auscultação de pavimentos (espessura de camadas e perturbações em estradas, aeroportos e vias férreas) e de estruturas (edifícios, pontes, túneis, etc.); iii) o reconhecimento e cartografia (estratigrafia do subsolo, nível freático, zonas contaminadas, batimetria em água doce, perfil de massas de gelo); iv) a observação de obras (controlo de avanço de trabalhos subterrâneos, verificação da qualidade de trabalhos de reabilitação).

A grande vantagem da utilização de impulsos electromagnéticos baseia-se na alta capacidade de resolução que proporcionam, a qual é superior à de qualquer dos métodos clássicos de prospecção, o que torna possível, por exemplo, a detecção de objectos no subsolo com dimensões da ordem de centímetros. Comparativamente com os métodos sísmicos, o georadar apresenta a desvantagem de um menor poder de penetração (Rodrigues et al., 1991).

O meio técnico-científico tem tentado desenvolver modelos numéricos que permitam a interpretação automática ou semi-automática dos perfis de georadar (Ulriksen, 1982; Maser e Scullion, 1992), havendo mesmo propostas para adoptar o método das redes neuronais artificiais a esta tarefa (Heiler e McNeil, 1997). No entanto, continuam a ser a experiência e o conhecimento dos operadores e dos técnicos que fazem a interpretação dos perfis que permitem identificar e caracterizar as singularidades, muitas vezes com recurso a informações disponíveis relativamente a ocorrências similares ou a elementos obtidos por prospecção através de outros meios.

As limitações do método do georadar prendem-se, não só com os equipamentos e tecnologias disponíveis, mas também com as características dos meios a auscultar, nomeadamente as propriedades electromagnéticas dos materiais que os constituem. Neste aspecto é particularmente importante ter a percepção de como e quando a tecnologia do georadar pode ser utilizada com sucesso e de que forma devem ser interpretados os resultados de modo a poderem constituir informação relevante. É este, talvez, o facto que mais tem contribuído para o lento desenvolvimento da aplicação desta tecnologia em vários campos. No entanto, o carácter não destrutivo do método, a rapidez de execução dos ensaios, o baixo custo e a portabilidade dos equipamentos normalmente utilizados, fazem prever uma maior utilização futura deste método.

3.8.2 Princípio de funcionamento do georadar

A aplicação do georadar baseia-se no facto de a velocidade de propagação da energia electromagnética e a sua reflexão em interfaces entre diferentes materiais serem afectadas pelas propriedades eléctricas e magnéticas dos diferentes meios. Essas interfaces são detectadas numa imagem de um registo contínuo de sinais, ao longo de um perfil. Para tal, é necessário gerar, emitir, transmitir e recepcionar as ondas electromagnéticas.

De uma forma sucinta, a aplicação do método em termos de reflexão pode ser descrita da seguinte forma: o equipamento de georadar em funcionamento gera e envia impulsos de energia electromagnética através do emissor de energia. A energia propaga-se através do meio e ao encontrar interfaces entre materiais que apresentam propriedades electromagnéticas suficientemente contrastantes, parte dela reflecte-se para a superfície, outra atravessa essa interface.

A quantidade de energia que atravessa a interface é função do contraste da impedância electromagnética entre os dois materiais adjacentes; quanto maior for a diferença entre as propriedades electromagnéticas, maior é a reflexão para a superfície.

A energia reflectida é captada por um receptor, o qual poderá estar associado ao emissor ou não. Normalmente quando ambos estão associados designa-se o conjunto por antena.

Através da movimentação do conjunto emissor-receptor ao longo de um perfil e com uma taxa de emissão de impulsos elevada, obtém-se um registo quase-contínuo de sinais. Os registos podem ser tratados, especialmente através da manipulação de níveis de ganho e utilização de filtros digitais. A identificação e interpretação das reflexões nos registos permitem detectar objectos e delimitar interfaces e estruturas ao longo do alinhamento do perfil.

A propagação de energia electromagnética, emitida sob a forma de impulsos de muito curta duração (1 a 10 nanosegundo) por uma fonte de altas frequências, em geral na gama dos 10 a 2000 MHz (UHF-VHF), baseia-se na teoria do electromagnetismo, estabelecida por Maxwell em 1880. Nos materiais geológicos, por serem meios condutores do ponto de vista electromagnético, a propagação da energia electromagnética depende essencialmente de dois parâmetros: a constante dieléctrica e a condutividade eléctrica dos materiais. A constante dieléctrica controla a velocidade de propagação das ondas electromagnéticas, a reflexão e a refracção do sinal nos meios de baixa condutividade e sem susceptibilidade magnética. A condutividade controla a profundidade de penetração das ondas electromagnéticas e também a reflexão do sinal, no caso dos meios de elevada condutividade.

Na prática, todos os meios naturais conhecidos são mais ou menos condutores e, por isso, mais ou menos absorventes de energia electromagnética, isto é, as ondas que neles se propagam diminuem de amplitude à medida que aumenta a distância percorrida em relação à fonte. Apenas o vácuo pode ser considerado um meio absolutamente transparente, no

qual a amplitude da onda é constante ao longo da direcção de propagação. No entanto, certos meios de baixa condutividade eléctrica são, na prática, considerados como meios transparentes, como é o caso do ar, no qual a atenuação é praticamente nula, comparativamente a outros de maior condutividade, como os materiais geológicos. Por outro lado, nos metais e nos minerais metálicos, os quais apresentam elevados valores de condutividade eléctrica, o efeito de atenuação das ondas electromagnéticas é tão forte que eles se podem considerar como sendo praticamente opacos à energia electromagnética. Estes materiais, apesar de apresentarem uma elevada atenuação de energia, são extremamente reflectores. Este facto é importante na detecção de corpos metálicos existentes no interior de outros meios, podendo ser identificáveis através das fortes reflexões geradas na interface do corpo metálico com o meio envolvente. Exemplos típicos desta situação é a localização de armaduras no interior de betão e a detecção de cabos ou de outros objectos metálicos enterrados.

Na aplicação do radar à prospecção de terrenos, a velocidade de propagação das ondas electromagnéticas, V, pode ser aproximada pela seguinte expressão:

$$V = \frac{c}{\sqrt{k}} \qquad \text{Eq. 3.46}$$

sendo c a velocidade da luz no vácuo, a qual corresponde a 3×10^8 m/s, e k a constante dieléctrica ou permitividade relativa desse meio (razão entre a permitividade do material e a permitividade do vazio).

Os impulsos de energia electromagnética, emitidos pela antena emissora de um georadar, ao encontrarem uma descontinuidade nas propriedades eléctricas do meio ficam naturalmente sujeitos aos fenómenos de refracção e reflexão, aos quais se podem aplicar os princípios da óptica geométrica. Em termos de reflexões registadas em sucessivos sinais e considerando o caso de um modelo de uma camada, a distância (s) entre o ponto de emissão dos impulsos e a interface para a qual se registaram as reflexões, pode ser calculada em função do tempo de percurso registado (t), através da expressão:

$$s = \frac{V.t}{2} \qquad \text{Eq. 3.47}$$

A equação anterior supõe que o tempo de percurso registado corresponde a um tempo de propagação de dupla trajectória, ou seja, desde o ponto de emissão até ao ponto de reflexão

e novamente em direcção ao ponto de recepção, o que é válido para as situações de emissão e recepção de energia no mesmo plano geométrico.

Os componentes essenciais do sistema de georadar são: as antenas; a unidade de transmissão e recepção; a unidade de controlo; e a unidade de armazenamento de informação.

O tamanho da antena é função da frequência de operação do georadar. Em geral, quanto maior for a frequência, mais pequena é a antena, maior é a resolução e menor é a profundidade potencial de auscultação. A escolha da antena adequada a cada objectivo depende da máxima penetração e da resolução desejadas.

A unidade de transmissão-recepção consiste num transmissor de sinal gerado, num receptor para detecção do sinal reflectido e num sincronizador electrónico para sincronização de ambos os sinais.

A unidade de controlo constitui o módulo de interface com o operador que controla o funcionamento de todo o sistema, emitindo e recebendo informação. Esta unidade regista, num intervalo de tempo, todos os eventos que resultam da emissão e da propagação das ondas no meio em análise. As ondas reflectidas são apresentadas sob a forma de sinais, em função do tempo.

Na Figura 3.16 apresenta-se esquematicamente o princípio de funcionamento do georadar na execução de um perfil para dois tipos de modelos. O caso *A* refere-se à situação da passagem da antena sobre um modelo de um varão de ferro num interior de betão, no qual se mostra uma pequena secção de sinais resultantes. No caso *B* mostra-se uma pequena secção de sinais para um modelo com uma interface horizontal entre duas camadas de diferentes materiais.

No primeiro caso procura-se exemplificar a situação da detecção de armaduras no interior de uma parede de betão armado e no segundo a detecção de determinadas interfaces entre diferentes materiais. Para ambos os casos, a antena ao ser movimentada ao longo do perfil emite energia electromagnética, cuja propagação e reflexão na superfície do varão (caso *A*) ou na interface entre as duas camadas (caso *B*), são indicadas pelos raios esquematizados na parte superior das figuras, para várias posições da antena.

Na parte inferior das figuras as secções mostram os sinais recebidos em função da posição da antena ao longo do perfil (eixo horizontal) e do tempo referente ao trajecto da energia (eixo vertical). Em cada secção de sinais encontram-se destacadas as principais reflexões,

claramente visíveis pela variação de amplitude dos sinais. No caso *A* a reflexão referente à zona anómala apresenta uma forma hiperbólica no perfil. A reflexão correspondente ao caso *B* mostra um andamento linear ao longo do perfil.

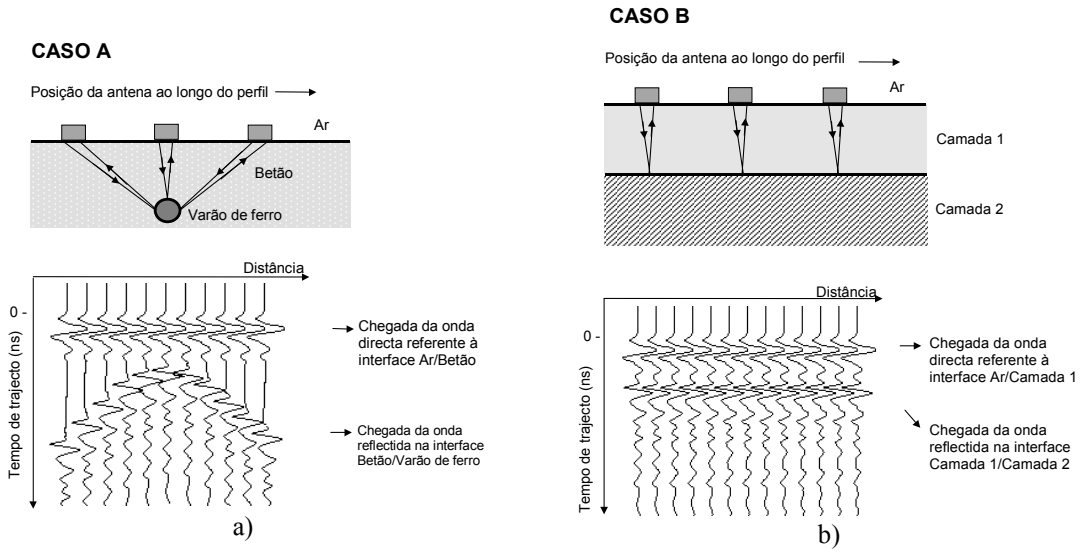


Figura 3.16 – Esquema com o princípio de funcionamento do georadar: a) reflexão na superfície de um varão; b) reflexão na interface entre duas camadas.

Normalmente, convertem-se as secções contínuas de sinais em imagens contínuas coloridas. Cada sinal é transformado numa linha colorida, através da conversão dos vários níveis de amplitude desse sinal, pela aplicação de uma escala de cores atribuída. Deste modo, a secção de sinais pode ser apresentada como imagem colorida, cujas cores, ou variações de diferentes tons de uma cor, representam diferentes níveis de amplitude do sinal (ver Capítulo 5).

A interpretação de uma secção de georadar consiste na discriminação de possíveis reflectores face a um conjunto de outros eventos (difracções, ruído de fundo, reflexões múltiplas, etc.). Uma reflexão distingue-se, em geral, por uma significativa variação de amplitude no sinal, apresentando uma forma de onda destacável relativamente à parte restante.

Num registo a identificação visual e directa de reflectores está, em geral, associada à marcação de alinhamentos ou de outros pormenores que mais se destaquem face ao conjunto da imagem e que, em geral, sejam facilmente identificáveis, para além de apresentarem determinadas características típicas, tais como a coerência na forma de onda e uma certa continuidade ao longo da secção do perfil.

3.8.3 Propriedades electromagnéticas dos materiais

A máxima profundidade de aplicação do georadar é função das características do equipamento (a frequência e o poder de emissão; o ganho e a eficiência da antena; a sensibilidade do receptor), das características do objecto ou meio a localizar e das propriedades electromagnéticas dos materiais a atravessar.

Como se referiu anteriormente, os vários materiais geológicos apresentam diferentes características do ponto de vista electromagnético, sendo estas características importantes para se obter reflexões passíveis de serem identificadas nos registos de georadar.

No Quadro 3.7 apresenta-se valores médios das propriedades electromagnéticas de alguns materiais.

A constante dieléctrica dos solos e das rochas varia entre 3 e 40, correspondendo os valores mais baixos aos solos secos (areias secas) e às rochas (calcários e granitos) e os mais elevados às argilas e solos saturados (areias saturadas).

A velocidade de propagação (calculada para um valor médio de constante dieléctrica) varia entre cerca de 0,03 m/ns na água doce e 0,3 m/ns no ar (considerado como semelhante ao vácuo).

Da grande diferença entre a constante dieléctrica da água (80) e a da maior parte dos materiais secos (4-8), resulta que a velocidade de propagação depende fortemente do teor em água existente no meio; assim, o georadar poderá ser uma ferramenta útil na detecção de problemas de drenagem e eventualmente na detecção de alterações significativas do teor em água dos materiais.

Existem alguns materiais que devido à sua elevada condutividade eléctrica podem atenuar ou absorver os sinais, logo não são susceptíveis de ser atravessados pelas ondas electromagnéticas, provocando a diminuição substancial da profundidade de penetração do georadar. Entre esses materiais encontram-se o metal, a água do mar e algumas argilas (ex. montmorilonite) que podem limitar a aplicação do georadar a profundidades da ordem de 1 m. Ao contrário, os solos arenosos e algumas rochas apresentam uma condutividade muito menor, logo as profundidades de penetração das ondas podem atingir algumas dezenas de metros.

Quadro 3.7 – Propriedades electromagnéticas para a frequência de 100 MHz (adaptado de Davis e Annan, 1989)

Material	Constante dieléctrica (k)	Condutividade eléctrica (σ) (mS/m)	Velocidade de propagação da energia electromagnética (v) (m/ns)	Coeficiente de atenuação (α) (dB/m)
Ar	1	0	0,30	0
Água destilada	80	0,01	0,033	0,002
Água doce	80	0,5	0,033	0,1
Água salgada	80	30000	0,01	1000
Areia seca	3-5	0,01	0,15	0,01
Areia saturada	20-30	0,1 – 1,0	0,06	0,03-0,3
Calcário	4-8	0,5-2,0	0,12	0,4-1,0
Xisto argiloso	5-15	1-100	0,09	1-100
Silte	5-30	1-100	0,07	1-100
Argila	5-40	2-1000	0,06	1-300
Granito	4-6	0,01-1,0	0,13	0,01-1,0
Sal Gema Seco	5-6	0,01-1,0	0,13	0,01-1,0
Gelo	3-4	0,01	0,16	0,01

Atendendo às características dos solos como meios multifásicos, alguns autores têm estudado as propriedades electromagnéticas de meios compostos (ar+água+solo) (Sihvola, 1989). Okrasinski et al. (1979) desenvolveram estudos no sentido de determinar o efeito da porosidade e do teor em água no valor da constante dieléctrica, tendo concluído que esta grandeza diminui com o aumento da porosidade, independentemente do tipo de solo, e aumenta com o teor em água. Lundien (1971) concluiu que para valores de frequência da ordem de 1 GHz e superiores, a frequência tem pequena influência no valor da constante dieléctrica dos solos; abaixo dos 0,4 GHz esta diminui rapidamente com o aumento da frequência. Por outro lado, a condutividade aumenta linearmente com o aumento da frequência, para valores desta superiores a cerca de 0,2 GHz.

Em geral, o aumento da constante dieléctrica traduz a diminuição das características mecânicas dos materiais que normalmente existem nas camadas de apoio e na fundação das infra-estruturas de transportes. O aumento do teor em água traduz-se pelo aumento da condutividade e da constante dieléctrica.

3.8.4 Aplicação do georadar na avaliação de características das infra-estruturas de transportes

A aplicação do georadar nas infra-estruturas de transportes tem sido desenvolvida essencialmente nas vias rodoviárias. Essa aplicação tem ocorrido quer na fase de construção, para detecção de vazios, quando por exemplo o traçado se localiza sobre zonas que devido à sua geologia apresentam "cavernas", quer no âmbito da conservação, reabilitação e renovação destas infra-estrutras. Neste caso, trata-se de individualizar e conhecer a espessura das camadas do pavimento e da sua fundação e as características e o estado dos materiais que as constituem. Por exemplo, através da alteração da constante dieléctrica que ocorre quando se passa de uma camada de betão betuminoso para uma camada de base do pavimento de material granular é possível determinar a espessura da primeira camada com um erro de cerca de 1 % (Black e Kopac, 1992).

Neste tipo de obras de grande desenvolvimento linear, o georadar é particularmente útil, uma vez que fornece informação de uma forma praticamente contínua, imediata, com uma auscultação rápida, sem provocar danos e a baixo custo. É de notar que as antenas suspensas são um tipo de equipamento com muita mobilidade e permitem fazer a auscultação numa estrada a velocidades de circulação da ordem dos 80 km/h. Além disso, pelo facto de constituir um método reprodutível, permite acompanhar a variação das características das camadas ao longo do tempo, fazendo sucessivas auscultações.

No âmbito das aplicações em subestruturas de vias rodoviárias têm-se desenvolvido diversos estudos com o objectivo de estabelecer relações entre as propriedades eléctricas dos materiais e o teor em água, a susceptibilidade ao gelo e as características de resistência e deformabilidade (Saarenketo, 1995; Saarenketo e Scullion, 1996).

No que se refere às vias férreas, o uso do georadar parece ter tido desenvolvimento primeiro na Europa e posteriormente nos EUA (Sussmann, 1999). Embora datem dos anos setenta as primeiras discussões acerca da utilização do georadar na via férrea, os relatos existentes na bibliografia relativos à utilização do georadar para reconhecimento das características das camadas de apoio e da fundação das vias férreas são relativamente pouco abundantes. Este facto deve-se quer à aparente dificuldade de aplicação do método, dadas as características da via, quer ainda ao facto de apenas há poucos anos a tarefa de reconhecimento das características das subestruturas das vias férreas ser tida como importante no âmbito da conservação, reabilitação e renovação das vias existentes.

A utilização do método do georadar pode permitir a detecção de alguns fenómenos que originam o mau comportamento das camadas que constituem a via férrea e, consequentemente, possibilitar a antecipação da necessidade de intervenções de conservação e de reabilitação. Como se referiu em relação às infra-estruturas rodoviárias, também em relação às vias férreas o carácter de repetibilidade do método do georadar é particularmente importante no âmbito da conservação, já que permite acompanhar de forma sistemática a evolução no tempo das características dos elementos da via.

Alguns estudos têm permitido determinar as espessuras das camadas de apoio da via, particularmente do balastro, o estado destes materiais e as causas de alguns fenómenos de instabilidade da fundação. Existem também algumas referências à possibilidade de detectar a presença do nível freático e escoamentos de água sobre a plataforma, na base do balastro (Sussmann, 1999).

Por outro lado, existem alguns estudos da determinação qualitativa do estado das travessas, particularmente quando estas se apresentam com defeito ou relativamente deterioradas.

Em Portugal, até à utilização levada a cabo no âmbito deste trabalho de tese, não havia ainda registo de aplicação do georadar às vias férreas (ver Capítulo 5).

3.9 MÉTODOS BASEADOS NAS ONDAS SÍSMICAS SUPERFICIAIS

3.9.1 Considerações gerais

Os métodos geofísicos promovem a propagação de ondas sísmicas através dos materiais a níveis de deformação muito baixos, estimados inferiores a 10^{-5}. Estes baixos níveis de deformação permitem o recurso à teoria da elasticidade em regime linear para relacionar as deformações com as características mecânicas dos materiais. Os valores do módulo de distorção obtidos com estes métodos são considerados valores máximos, $G_{máx}$ (Figura 3.17).

Para níveis de deformação relativamente maiores, da ordem de 10^{-4}, a resposta dos materiais começa a ser não linear. Para grandes deformações (superiores a 10^{-3}) o comportamento dinâmico dos solos permanece não linear e estes começam a experimentar deformações permanentes (plásticas) e eventualmente podem atingir condições de instabilidade. Nestes casos, as propriedades geofísicas deixam de poder ser aplicadas.

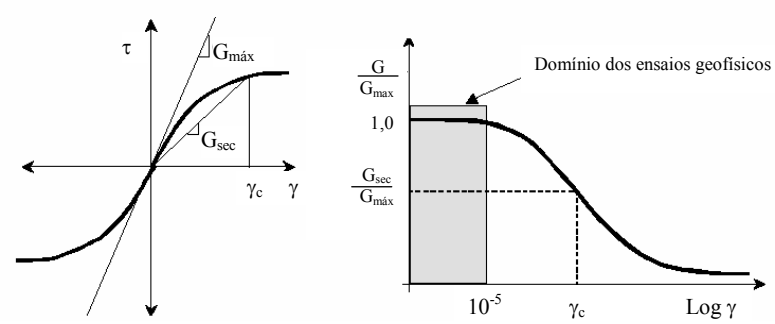


Figura 3.17 – Variação do módulo de distorção.

Os métodos das ondas sísmicas superficiais (*SWM*) são métodos sísmicos de caracterização "in situ" que permitem a determinação em profundidade do perfil de rigidez de corte do meio em análise, recorrendo à velocidade de propagação de ondas elásticas. Trata-se de métodos não destrutivos e não intrusivos que impõem deformações ao meio, as quais são medidas à superfície.

Em 1885, Rayleigh demonstrou que além das ondas Primárias (*P*) ou longitudinais e das ondas Secundárias (*S*) ou transversais, em que o movimento das partículas ocorre na direcção da propagação e na direcção perpendicular à propagação, respectivamente, podia existir um terceiro tipo de ondas na superfície livre de um sólido. Assim, quando se comunica um impulso ao terreno são gerados dois tipos de ondas elásticas: as ondas volumétricas, que se propagam no seu interior, sendo que as *P* são mais rápidas que as *S*; e as ondas superficiais, que se propagam à superfície (Figura 3.18).

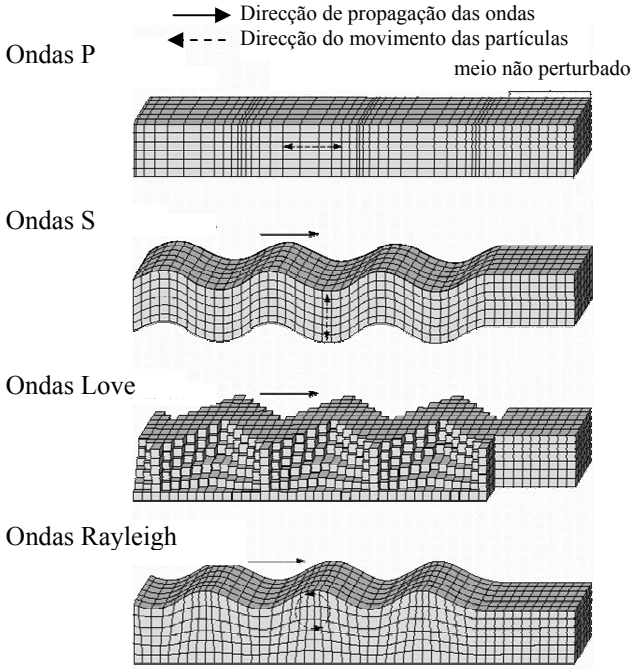


Figura 3.18 – Propagação de ondas num semi-espaço homogéneo ideal (Bolt, 1976, adaptado).

Ao contrário do que acontece num meio homogéneo infinito, onde só ocorrem ondas volúmicas, na presença de uma fronteira livre podem ocorrer ondas superficiais, as quais podem, essencialmente, ser de dois tipos: ondas Love e ondas de Rayleigh. As ondas Love, que são horizontais e transversais relativamente à direcção de propagação, apenas podem existir em presença de uma camada superficial de menor rigidez, relativamente a um semi-espaço subjacente. As ondas de Rayleigh podem ser assimiladas a ondas na superfície da água; num semi-espaço homogéneo ideal, as partículas descrevem elipses num plano vertical (em que o eixo vertical é cerca de uma vez e meia o eixo horizontal) que contém a direcção de propagação da onda, com deslocamento em sentido contrário ao da sua propagação no ponto mais alto da elipse. Este tipo de onda tem, na situação acima referida, uma velocidade de propagação ligeiramente inferior à das ondas transversais e, como estas, depende apenas das propriedades elásticas e da densidade do material. Uma vantagem importante da utilização das ondas de Rayleigh é que é relativamente fácil medir o movimento que lhes está associado.

Cerca de dois terços da energia produzida por uma vibração vertical de uma pequena placa circular rígida colocada na superfície de um semi-espaço são propagados através das ondas de Rayleigh. Por outro lado, a atenuação destas ondas superficiais com a distância à fonte de energia processa-se muito mais lentamente que a das ondas P e S.

A amplitude do deslocamento das partículas nas ondas de Rayleigh diminui exponencialmente com a distância à superfície livre. Na prática, a maior parte da energia da onda fica contida numa zona que se estende até uma profundidade de aproximadamente um comprimento de onda (Figura 3.19). Assim, ondas de elevada frequência, as quais têm pequenos comprimentos de onda, propagam-se numa fina camada superficial do meio, ao contrário das ondas de baixa frequência que penetram em profundidade.

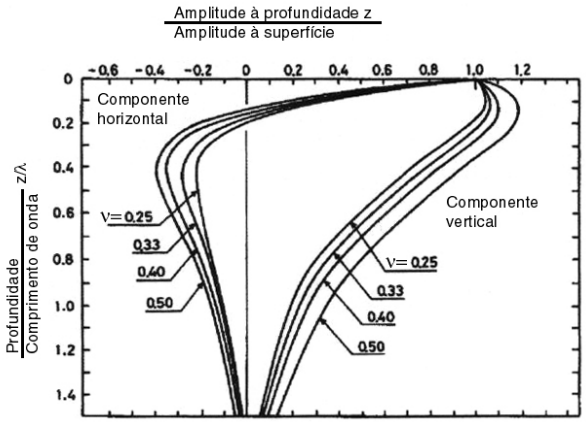


Figura 3.19 – Relação entre a amplitude e a profundidade das ondas de Rayleigh no semi-espaço homogéneo (Richart et al., 1970, adaptado).

A base da aplicação das ondas superficiais à caracterização dos terrenos reside no facto de a velocidade de propagação das ondas de Rayleigh a partir da fonte de energia ser influenciada pelas características dos terrenos até uma profundidade equivalente a um comprimento de onda. Nestas circunstâncias, as ondas de elevada frequência caracterizam a zona mais superficial dos terrenos e as ondas de baixa frequência caracterizam as zonas mais profundas.

Uma onda de Rayleigh que se propaga ao longo de uma superfície de um meio sólido homogéneo, elástico e isotrópico desloca-se a uma velocidade que é independente do seu comprimento de onda. No entanto, se houver uma variação, com a profundidade, da rigidez, do coeficiente de Poisson, ou da densidade, a velocidade da onda dependerá do seu comprimento de onda. Quando a velocidade e a frequência de uma onda não são independentes, a onda diz-se dispersiva, por analogia com os fenómenos da óptica. É o comportamento dispersivo exibido pelas ondas de Rayleigh em materiais não uniformes que pode ser explorado no âmbito da caracterização de terrenos.

Note-se que a informação associada a um determinado comprimento de onda depende das características de todas as camadas atravessadas, logo, normalmente, a amostragem de superfície é melhor do que a que se obtém em profundidade, possibilitando uma caracterização mais rigorosa das camadas superficiais. Além disso, o efeito do ruído ambiente é mais pronunciado no domínio das baixas frequências.

A análise da dispersão requer a identificação das frequências que existem no sinal e a determinação da velocidade das ondas de Rayleigh associada a cada frequência, designada por velocidade de fase. Para a mesma frequência podem coexistir múltiplos modos de propagação, com diferentes comprimentos de onda e, consequentemente, diferentes velocidades. Os modos de vibração superiores ao primeiro (fundamental) não se propagam em toda a gama de frequências, existindo apenas para frequências acima da sua frequência limite. O modo fundamental é dominante apenas no domínio das baixas frequências. Assim, a velocidade de fase que pode ser medida à superfície é uma combinação das velocidades de fase de cada modo.

Após a obtenção da curva de dispersão (relação entre a velocidade de fase e a frequência, ou o comprimento de onda), esta é convertida numa curva que traduz a variação da velocidade das ondas de Rayleigh com a profundidade. Como, de acordo com a teoria da

elasticidade, a velocidade das ondas de Rayleigh é função, entre outras coisas, do módulo de distorção do meio de propagação, o perfil de velocidades pode ser convertido num perfil de rigidez.

3.9.2 Método de Rayleigh em regime estacionário

O primeiro método de caracterização baseado na velocidade de propagação das ondas superficiais foi o designado por "Método de Rayleigh em regime estacionário". O aspecto fundamental deste método reside na determinação da velocidade de fase através da determinação do comprimento de uma onda estacionária de frequência *f*, que se propaga entre dois pontos. Para uma excitação sinusoidal de frequência ω, definida por:

$$\omega = 2\pi f \qquad \text{Eq. 3.48}$$

a superfície do meio apresenta um movimento sinusoidal (Figura 3.20). Definindo o deslocamento vertical num ponto *i*, u_i, por:

$$u_i(t) = u_i sen\omega t \qquad \text{Eq. 3.49}$$

o deslocamento vertical num outro qualquer ponto, u_j, pode ser calculado por:

$$u_j(t) = u_j sen(\omega t - \phi) = u_j sen\omega\left(t - \frac{\phi}{\omega}\right) \qquad \text{Eq. 3.50}$$

em que ϕ é a diferença de fase entre os dois pontos e *u* representa a amplitude do deslocamento; o termo ϕ/ω representa o tempo de atraso. Por outro lado, o tempo de atraso entre os dois pontos distanciados de uma distância *d*, é igual a d/V_R, em que V_R é a velocidade da onda de Rayleigh. Assim, tem-se:

$$\phi = \frac{2\pi f d}{V_R} \qquad \text{Eq. 3.51}$$

Para uma distância *d* igual a um comprimento de onda λ, o ângulo de fase será 2π, e a equação anterior pode escrever-se:

$$V_R = f.\lambda \qquad \text{Eq. 3.52}$$

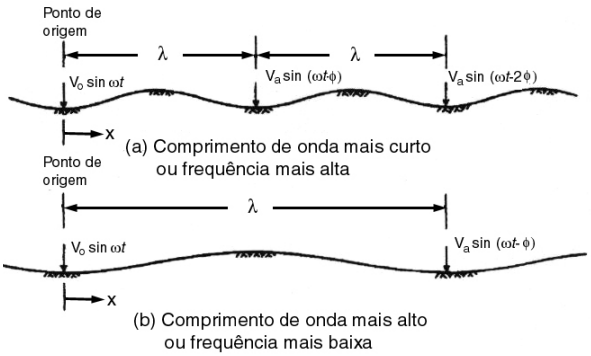


Figura 3.20 – Propagação das ondas de Rayleigh.

Neste método a vibração vertical é produzida por um vibrador que opera em regime estacionário para valores de frequências definidos e o registo do movimento das ondas é feito em dois pontos distintos. Movendo sucessivamente um dos transdutores em relação ao outro encontra-se a distância, *d*, para a qual os deslocamentos verticais da superfície em ambos os pontos estão em fase, isto é, o comprimento da onda, λ (Figura 3.21).

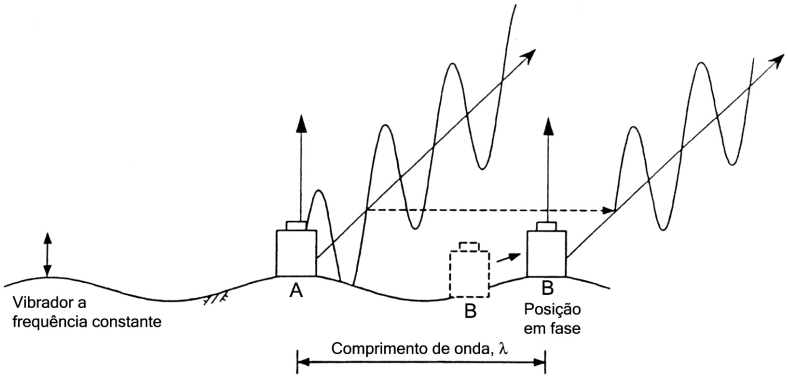


Figura 3.21 – Esquema da sequência no método de Rayleigh em regime estacionário (Joh, 1996, adaptado).

Para determinar a curva que relaciona V_R com λ, normalmente designada por curva de dispersão, recorrendo à Eq. 3.52, é necessário repetir o processo para diversos valores da frequência, o que torna o método pouco prático e muito moroso.

Apesar do interesse das características físicas e mecânicas cuja determinação é possível recorrendo a este método, durante vários anos ele teve pouco desenvolvimento e aplicação. O desenvolvimento mais importante ocorreu com a introdução da fonte de energia de impacto e com o aparecimento de poderosos meios computacionais que permitem o processamento dos sinais e a simulação numérica dos problemas estudados.

3.9.3 Métodos das ondas sísmicas superficiais (*Surface Wave Methods - SWM*)

Nos últimos anos tem havido um importante desenvolvimento teórico e experimental dos métodos que se baseiam na propagação das ondas sísmicas. Actualmente é possível, de forma relativamente rápida, determinar a velocidade de propagação de uma onda entre receptores, para um largo intervalo de frequências, interpretar o espectro de fase para gerar uma curva representativa de dispersão da velocidade de fase e determinar o perfil de rigidez do meio em análise. Em consequência disso, têm-se alargado o número de aplicações, nomeadamente no controlo da qualidade de construção de camadas superficiais, na investigação de casos de escorregamentos de taludes, na determinação da rigidez de maciços naturais e de aterros construídos, em estudos de avaliação de risco sísmico, em ensaios de análise da integridade estrutural, etc..

No princípio dos anos oitenta começou a ser utilizado o método de análise espectral de ondas superficiais (*SASW*) na avaliação da propagação das ondas superficiais (Heisey et al., 1982; Nazarian e Stokoe, 1984). A configuração básica do *SASW* consiste numa fonte de energia de impacto, dois receptores posicionados num alinhamento recto com a fonte e um sistema de aquisição de dados (Figura 3.22).

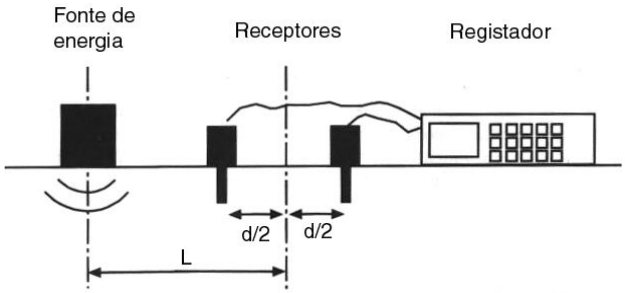


Figura 3.22 – Configuração básica do equipamento para proceder ao ensaio pelo método *SASW*.

Para obter o perfil de rigidez a partir destes métodos, as velocidades de fase têm que ser determinadas a partir de um vasto conjunto de comprimentos de onda, que deve incluir comprimentos de onda suficientemente pequenos para interessar as camadas mais superficiais e suficientemente grandes para penetrar nas camadas profundas (Figura 3.23). Assim, quando se recorre ao *SASW* utilizando apenas dois receptores, normalmente não é suficiente estabelecer apenas uma configuração da disposição do conjunto emissor e receptores, sendo necessário realizar ensaios com diferentes espaçamentos entre receptores.

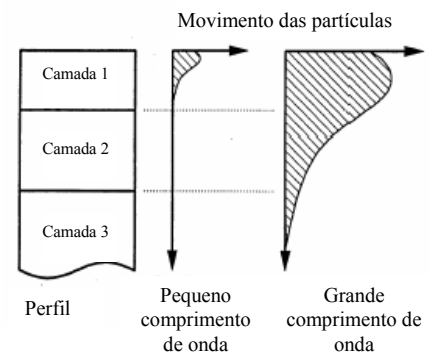


Figura 3.23 – Dispersão num meio estratificado (Rix, 1988, adaptado).

Posteriormente foi desenvolvido o método designado por ondas superficiais contínuas (*CSW*) que utiliza um vibrador como fonte de energia (Matthews et al., 1996). Esta fonte permite o controlo da frequência, logo a definição de um conteúdo de frequências e uma mais adequada resolução do meio, em particular quando se trata de analisar perfis complexos, com alternância de camadas de rigidez distinta. Neste método utilizam-se dois ou mais receptores, como vem acontecendo também recentemente no *SASW*. A utilização de vários receptores (Figura 3.24) tem vantagens, relativamente à técnica que utiliza apenas dois receptores: permite dispor de vários registos, o que diminui a influência de cada um deles no resultado final; permite poupar tempo na execução do ensaio, ao reduzir ou dispensar o estabelecimento de diversas configurações de colocação dos receptores; e torna os resultados menos sensíveis a sinais que representam ruído, o que é particularmente importante na análise das baixas frequências.

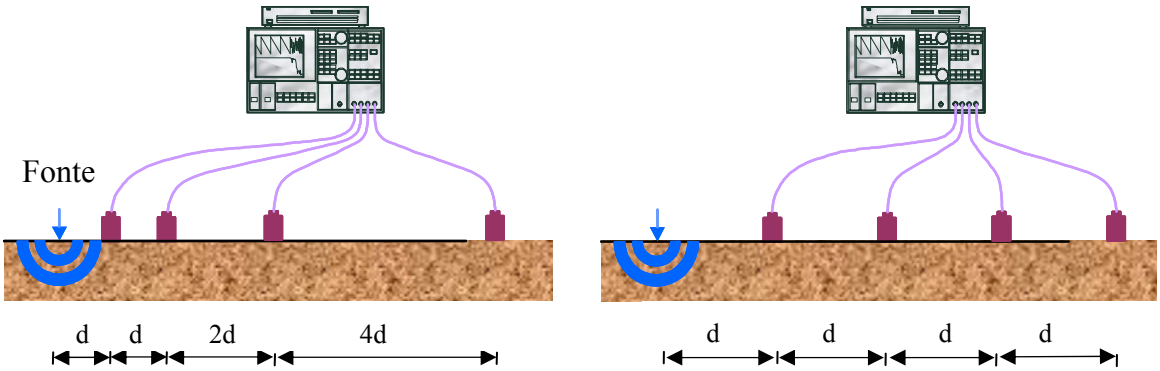


Figura 3.24 – Possíveis configurações para o *SASW* com multi-registo (Sung-Ho, 1999, adaptado).

Quando se utilizam o *SASW* e o *CSW* não se faz a separação dos modos de vibração, consequentemente, a velocidade de fase calculada resulta da sobreposição de vários modos. Esta velocidade depende da localização da fonte e dos receptores, pelo que na

inversão das curvas de dispersão deve incluir-se a informação relativa àquela localização, em vez de se considerar que as velocidades de fase medidas são consequência de uma fonte distante.

Outros métodos recentemente desenvolvidos recorrem à utilização de muitos receptores (por exemplo 256). Embora a análise dos dados seja realizada também no domínio da frequência, pelo que o nome de *SASW* poderia continuar a usar-se, normalmente estes métodos são designados por *Multistation Analysis Surface Wave* (*MASW*) (Park et al., 1999; Foti, 2000).

O uso de múltiplos receptores torna a aquisição e o processamento dos dados mais rápidos e mais exactos e permite fazer distintas abordagens no seu tratamento, como por exemplo a determinação da velocidade de fase a partir do espectro que relaciona a frequência com o número de onda (*f*-*k*). O facto de a fonte estar suficientemente afastada dos receptores permite a separação dos modos de vibração e a consequente determinação do perfil de velocidades das ondas de corte a partir do modo fundamental e dos modos superiores.

Apesar das diferenças, os princípios básicos são os mesmos para os diferentes métodos relacionados com a análise das ondas superficiais, independentemente das técnicas utilizadas na aquisição e na interpretação dos resultados, pelo que se podem designar por métodos das ondas sísmicas superficiais (*SWM*).

Os procedimentos básicos normalmente utilizados para proceder à execução dos ensaios e obtenção de resultados com estes métodos envolvem: o estabelecimento dos dispositivos de ensaio e da configuração geométrica relativa à sua localização; a geração de movimentos predominantemente verticais no meio a analisar; a medição e o registo dos deslocamentos à superfície; a análise espectral dos registos; a construção de uma curva de dispersão, relacionando a variação da velocidade das ondas de Rayleigh com o comprimento de onda; a determinação do perfil de velocidades das ondas de Rayleigh com a profundidade; e a aplicação da teoria da elasticidade para obter um perfil de rigidez com a profundidade a partir do perfil de velocidades das ondas de Rayleigh.

Em geral, para assegurar uma adequada aplicação dos *SWM*, é necessário considerar diversos factores, nomeadamente: o tipo de fonte de energia e de receptores, atendendo à gama de frequências desejadas; o espaçamento entre os receptores; e a gama de valores da frequência de excitação para cada espaçamento dos receptores.

3.9.3.1 Fonte de energia e receptores

A fonte de energia que gera as ondas superficiais é, normalmente, um sistema mecânico que produz cargas verticais dinâmicas na superfície do meio a ensaiar. Essa fonte deve permitir gerar energia na banda de frequências desejadas e pode ser de impacto ou contínua.

As fontes de impacto ou activas correspondem a solicitações geradas por um impulso, tais como as proporcionadas por pequenos martelos de mão, maços, ou pesos que caem de determinada altura. Estas fontes são as de uso mais comum devido à sua portabilidade e facilidade de utilização. Normalmente, quanto mais pesada for a fonte de impacto, menor é o valor da frequência gerada. No entanto, a mesma fonte não gera sempre os mesmos valores de frequência em todos os meios. Existem outros factores que controlam o domínio das frequências geradas, nomeadamente a rigidez do material a analisar e do material que eventualmente se interponha entre a fonte e o meio em análise. Assim, a escolha da fonte de impacto é muitas vezes feita "in situ" após a experimentação de diversas configurações. No entanto, em termos gerais, pode referir-se que para a caracterização de camadas superficiais (em que os receptores são colocados relativamente próximos) normalmente utilizam-se pequenos martelos de mão. Quando aumenta a profundidade a investigar (o espaçamento dos receptores aumenta) é necessário utilizar outras fontes que gerem elevadas energias a baixas frequências. Para espaçamentos entre os 2 e os 8 m, a fonte é normalmente um maço ou um peso relativamente ligeiro (20 a 70 kgf) que cai de determinada altura. Para espaçamentos superiores, normalmente são usadas massas maiores, ou mesmo explosivos.

No que se refere às fontes contínuas ou passivas, normalmente são obtidas por recurso a vibradores electro-mecânicos, os quais são controlados por um gerador de funções sinusoidais, cuja frequência varia sucessivamente, dentro de determinados limites. Desta forma é possível controlar a frequência de vibração, definir um conteúdo de frequências e obter sinais com resolução adequada.

Outra forma de obter sinais contínuos é fazer circular equipamento pesado nas proximidades dos receptores. O sinal produzido desta forma é aleatório e normalmente tem uma relação sinal/ruído relativamente baixa, ao contrário do que acontece com o vibrador.

Os receptores normalmente utilizados nos *SWM* são geofones (transdutores de velocidade) ou acelerómetros (transdutores de aceleração), de baixa frequência (normalmente inferior a

10 Hz), que são colocados na vertical, bem apoiados sobre a superfície e alinhados em relação à fonte de energia.

Pelo facto de os deslocamentos induzidos pela fonte serem normalmente muito pequenos os receptores devem ser de grande sensibilidade. A escolha do tipo de receptores e o seu espaçamento depende essencialmente do domínio de frequências utilizadas no ensaio.

De forma a minimizar os efeitos de proximidade da fonte, essencialmente relativos às ondas volumétricas, e fenómenos de *aliasing* na análise espectral, é necessário impor limitações à distância entre a fonte de energia e os geofones, L, e à distância entre geofones, d. Tokimatsu et al. (1991) propõem que o posicionamento dos sensores seja tal que:

$$L > \frac{\lambda}{4} \qquad \text{Eq. 3.53}$$

$$\frac{\lambda}{16} \leq d < \lambda \qquad \text{Eq. 3.54}$$

Em concreto no que se refere ao *SASW*, a repetição do ensaio com distintas configurações de posicionamento dos receptores em relação à fonte, ilustrada na Figura 3.25, permite, para cada distância d considerada, calcular um valor médio do sinal de forma a minimizar os efeitos do ruído aleatório, dos sinais incoerentes, da eventual inclinação das camadas analisadas e da heterogeneidade lateral entre a fonte e os receptores.

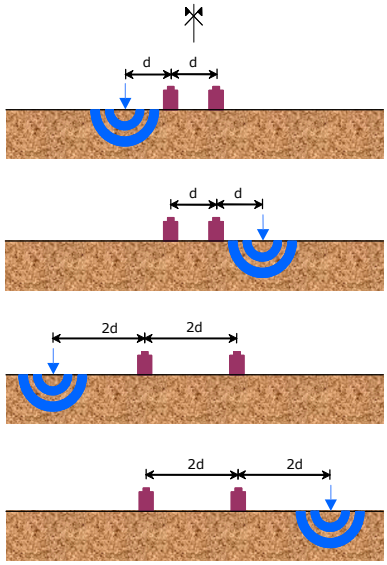


Figura 3.25 – Sequência de configurações do emissor e receptores que considera um ponto médio comum (Joh, 1996, adaptado).

O registo do sinal pode ser feito com um osciloscópio, um analisador espectral ou um sismógrafo convencional. A utilização de um analisador de sinal permite avaliar a qualidade dos resultados durante a execução dos ensaios e decidir sobre a necessidade de proceder a repetições.

3.9.3.2 Ângulo de fase e velocidade de fase

Atendendo a que no âmbito desta tese os métodos utilizados foram o *SASW* e o *CSW*, recorrendo, em ambos os casos, a múltiplos receptores (seis geofones), é relativamente a estes métodos que se faz uma breve apresentação das técnicas utilizadas para proceder à análise e tratamento dos dados.

Na Figura 3.26 e na Figura 3.27 apresenta-se em termos esquemáticos para o *SASW* e para o *CSW*, respectivamente, um resumo das operações que seguidamente se descrevem.

Após o aparecimento dos computadores electrónicos desenvolveram-se várias técnicas para construir a curva de dispersão de velocidades de fase. No âmbito deste trabalho refere-se apenas o método da diferença de fase, o qual é considerado simples e eficiente, pois recorre apenas à transformada de *Fourier* e a operações matemáticas simples. Em particular, nos casos em que a informação a tratar é volumosa este método tem provado ser eficaz.

A forma mais explícita de cálculo da velocidade de propagação de uma onda entre dois pontos recorre à distância entre esses pontos e ao tempo gasto na propagação. O tempo de propagação de uma onda de determinada frequência pode ser calculado a partir da diferença de fase entre esses pontos, como foi referido anteriormente.

A diferença de fase é obtida com recurso à transformada de *Fourier*, segundo a qual qualquer função contínua, *x(t)*, pode ser decomposta numa soma equivalente de uma série infinita de sinusóides de diferentes frequências, *X(ω)*:

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t).e^{-i\omega t}dt \qquad \text{Eq. 3.55}$$

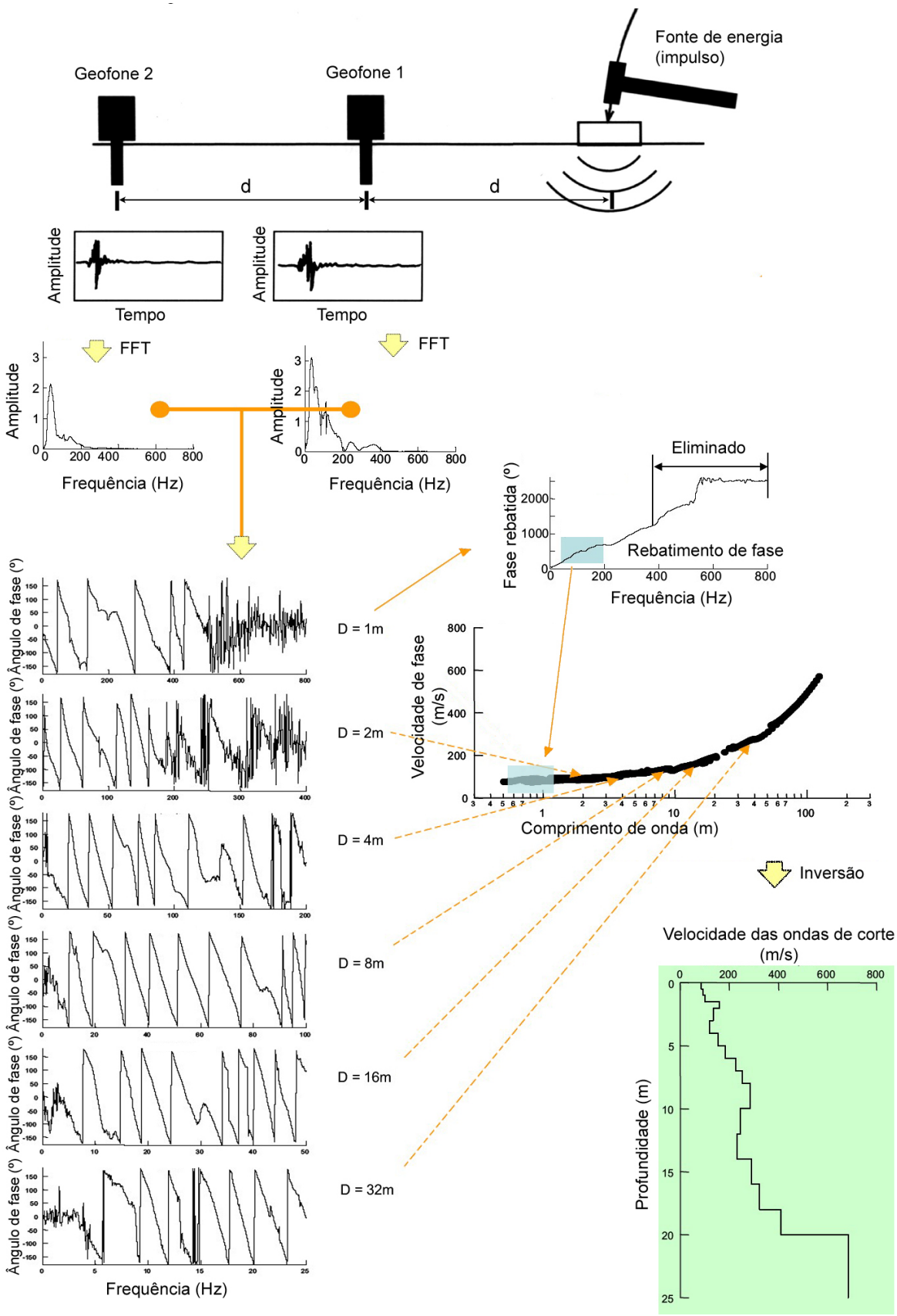


Figura 3.26 – Diagrama esquemático que mostra as operações necessárias à determinação do perfil das ondas de corte usando o *SASW* (Stokoe et al., 2004, adaptado).

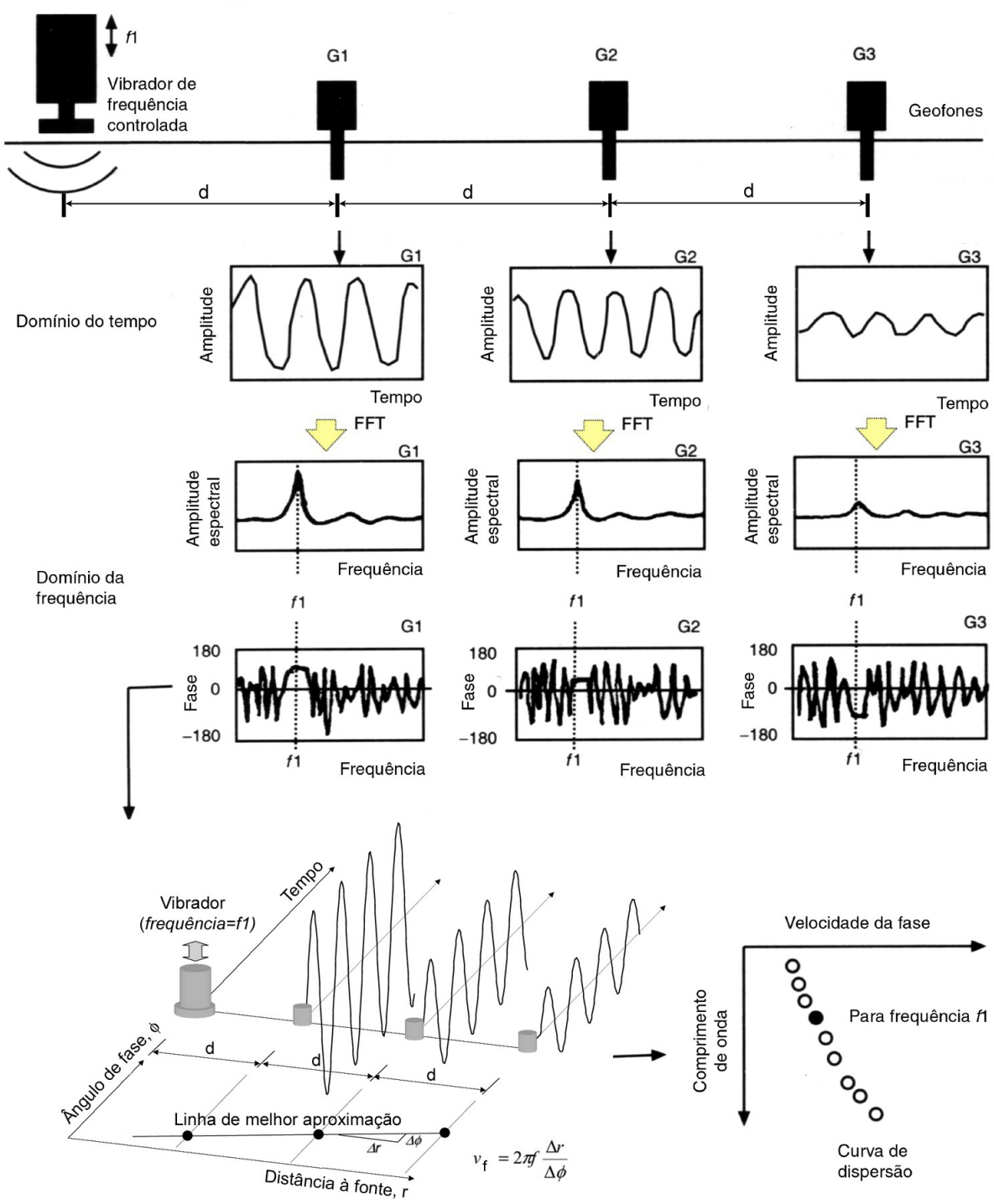


Figura 3.27 – Diagrama esquemático que mostra os passos necessários à determinação da curva de dispersão usando o *CSW* (Matthews et al., 1996, adaptado).

Quando a função de uma onda contínua é transformada para o domínio da frequência, as componentes correspondentes a uma dada frequência, em receptores colocados em dois pontos distintos, são números complexos tais que:

$$z_1 = A_1(\cos\phi_1 + i\,\mathrm{sen}\,\phi_1) \quad \text{Eq. 3.56}$$

$$z_2 = A_2(\cos\phi_2 + i\,\mathrm{sen}\,\phi_2) \quad \text{Eq. 3.57}$$

A diferença de fase entre as duas componentes da onda, ϕ_2-ϕ_1, pode ser obtida a partir de:

$$\frac{z_2}{z_1} = \frac{A_2}{A_1}\left[\cos(\phi_2 - \phi_1) + i\,\mathrm{sen}(\phi_2 - \phi_1)\right] \quad \text{Eq. 3.58}$$

e de

$$z_2.z_1^* = A_1.A_2\left[\cos(\phi_2 - \phi_1) + i\,\mathrm{sen}(\phi_2 - \phi_1)\right] \quad \text{Eq. 3.59}$$

A Eq. 3.58 corresponde ao espectro de frequência (ou função de transferência) e a Eq. 3.59 ao espectro cruzado de potência. Assim, para determinar a diferença de fase entre dois pontos distintos, é necessário determinar o espectro de frequência, ou o espectro cruzado de potência, para um domínio de frequências.

Os registos no tempo feitos por dois transdutores, *x(t)* e *y(t)*, são transformados para o domínio da frequência, *X(f)* e *Y(f)*, calculam-se os seus espectros de amplitude, $G_{XX}(f)$ e $G_{YY}(f)$, o espectro cruzado de potência, $G_{YX}(f)$, a função de coerência, $\gamma^2(f)$ e a fase do espectro cruzado (diferença de fase do movimento nos dois receptores), ϕ:

$$G_{XX}(f) = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} X_i(f).X_i^*(f) \quad \text{Eq. 3.60}$$

$$G_{YY}(f) = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} Y_i(f).Y_i^*(f) \quad \text{Eq. 3.61}$$

$$G_{YX}(f) = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} Y_i(f).X_i^*(f) \quad \text{Eq. 3.62}$$

$$\gamma^2(f) = \frac{|G_{YX}(f)|^2}{G_{XX}(f).G_{YY}(f)} \quad \text{Eq. 3.63}$$

$$\phi = \tan^{-1}\left[\frac{\mathrm{Im}(G_{YX})}{\mathrm{Re}(G_{YX})}\right] \quad \text{Eq. 3.64}$$

O asterisco representa o complexo conjugado da variável e *N* o número de sinais (coerentes) utilizados no cálculo da média.

A função de coerência, que traduz uma medida da correlação linear entre os sinais adquiridos em diferentes pontos, permite obter informação muito útil no sentido de avaliar

a qualidade dos registos obtidos, contribuindo para a identificação do domínio de frequências para as quais a informação da diferença de fase pode ser utilizada com confiança e, consequentemente, para a escolha dos registos que devem ser utilizados na determinação da velocidade de fase das ondas superficiais. Esta função varia entre zero e um. Valores da coerência próximos da unidade indicam intervalos de frequência apropriados para cálculos da dispersão. Na prática, se a coerência for inferior a 0,9, a informação de fase deve ser considerada de fraca qualidade. Baixos valores da coerência devem-se, entre outras coisas, ao decréscimo de energia que chega aos sensores com elevado atraso e ao subjacente ruído sísmico.

Conhecendo a diferença de fase, ϕ, pode calcular-se o tempo, t, que a onda demora a percorrer a distância, d, entre dois receptores:

$$t = \frac{\phi}{2\pi f} \qquad \text{Eq. 3.65}$$

A velocidade de fase, V, obtém-se de:

$$V = \frac{d}{t} \qquad \text{Eq. 3.66}$$

e o comprimento de onda, λ, obtém-se a partir da frequência, f, de:

$$\lambda = \frac{V}{f} \qquad \text{Eq. 3.67}$$

O conhecimento do ângulo de fase permite construir curvas de dispersão experimental para cada espaçamento dos receptores. No entanto, antes é necessário proceder à interpretação e tratamento dos espectros de fase obtidos em campo. Esta tarefa consiste, essencialmente, em:

i) eliminar as zonas em que a qualidade da informação é inadequada, isto é, desprezar componentes de frequência com ângulos de fase que não seguem a tendência geral e que não devem ser considerados na construção da curva de dispersão; encontram-se nesta situação zonas em que, na representação no plano (f-ϕ), existe uma "ondulação" significativa da curva, zonas em que o ângulo de fase aumenta com a frequência e zonas com ângulos de fase espúrios criados por ruído aleatório (Figura 3.28);

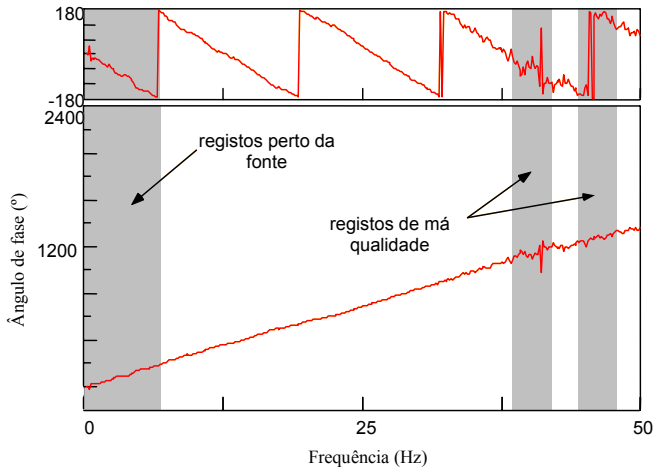


Figura 3.28 – Aspecto do rebatimento do espectro e exemplos de registos a eliminar.

ii) eliminar registos com comprimento de onda de valor relativamente elevado quando comparado com a distância entre o primeiro receptor e a fonte (d_1), isto é:

$$\lambda \leq k.d_1 \qquad \text{Eq. 3.68}$$

iii) eliminar registos que violem o critério relacionado com a geometria dos receptores:

$$\lambda \geq 4\,D_r \qquad \text{Eq. 3.69}$$

em que D_r é o diâmetro do receptor;

iv) determinar o número de ciclos ("saltos") no espectro de fase; os ângulos de fase estão entre $-\pi$ e π, o que torna necessário fazer o "rebatimento" do registo, através da soma de múltiplos de 2π ao valor principal da fase em cada frequência; o número certo de múltiplos pode ser determinado, quer por comparação com a velocidade de fase obtida com outro espaçamento dos receptores, quer com base em valores admitidos da velocidade de propagação das ondas de corte, quer ainda utilizando algoritmos dedicados; em casos simples, nos quais a rigidez cresce regularmente em profundidade, pode ser fácil proceder à interpretação do espectro; no entanto, em meios estratificados com elevados contrastes de rigidez, a contagem de ciclos que é necessário fazer para passar do espectro não rebatido (*wrapped phase angle*) para o espectro rebatido (*unwrapped phase angle*) pode ser difícil, nomeadamente para determinados espaçamentos dos receptores onde ocorrem transições entre modos diferentes.

Note-se que o ângulo de fase está representado entre $-\pi$ e π devido a ser calculado a partir das componentes real e imaginária de um número complexo, correspondente a uma determinada frequência.

Após estes procedimentos determina-se a curva de dispersão experimental composta a partir das curvas de dispersão obtidas para cada espaçamento dos receptores. No entanto, normalmente esta curva é relativamente complicada, pois tem muitos registos e para a mesma frequência apresenta diversos valores de velocidade. Assim, é normal determinar-se a curva de dispersão experimental média, a qual pretende ser representativa da tendência geral da curva de dispersão experimental composta, o que pode ser feito com recurso a diversas técnicas (Rix, 1988; Joh, 1996), uma das quais é apresentada em 3.9.5.

No caso do método *CSW* aplica-se também o método da diferença de fase. Se o meio em análise for homogéneo o ângulo de fase terá tendência a crescer linearmente com a distância à fonte. Assim, para cada frequência de vibração, o ângulo de fase representativo é determinado com recurso a um processo de mínimos quadrados, atendendo à distância entre a fonte e cada um dos receptores e ao valor do ângulo de fase determinado em cada receptor. Este procedimento pretende eliminar as anomalias localizadas, de forma a melhorar a qualidade dos resultados obtidos, e permite a determinação automática da velocidade de fase. Cada ponto da curva de dispersão é determinado pela informação obtida para uma determinada frequência de vibração da fonte. O ensaio fica condicionado às frequências de vibração disponibilizadas pelo vibrador, o que pode impedir a caracterização de camadas muito superficiais e muito profundas.

3.9.3.3 Determinação das características do meio

A determinação do perfil de velocidades das ondas de Rayleigh em profundidade pode ser feita com recurso a métodos simplificados ou através de processos mais elaborados, nomeadamente recorrendo à análise por modelação directa iterativa ou à análise por inversão da curva de dispersão.

No método simplificado, designado por *comprimento de onda-profundidade*, a profundidade, z, representativa da velocidade calculada é considerada como uma fracção do comprimento de onda, que é tomada constante para uma determinada aplicação. Normalmente considera-se que a relação λ/z pode assumir valores entre 2 e 4, correspondendo estes valores a terrenos relativamente homogéneos e a terrenos em que a

rigidez cresce significativamente em profundidade, respectivamente. Normalmente considera-se como razoável tomar o valor 3.

Este método, embora sendo menos exacto do que outros mais elaborados, é o mais simples dos métodos e permite de uma forma relativamente rápida obter dados processados para uma avaliação preliminar, o que se torna particularmente importante para a tomada de decisões em campo, relativamente ao desenvolvimento dos programas de ensaios. No entanto, tem-se verificado que este método pode não permitir a obtenção do perfil da rigidez em função da profundidade, particularmente quando existem variações rápidas de rigidez com a profundidade. De facto, um caso típico não só de valores de rigidez muito contrastantes, mas da necessidade de caracterizar sistemas com camadas de superfície de rigidez muito mais elevada do que outras existentes em profundidade, é a análise das camadas de apoio de infra-estruturas de transportes. Nestes casos a obtenção da rigidez em profundidade complica-se significativamente (Heisey et al., 1982; Al-Hunaidi 1992).

Na análise por modelação directa geram-se dados com base num modelo conhecido, isto é, admite-se um modelo para o meio em análise e gera-se uma curva de dispersão através de um algoritmo baseado na teoria da propagação das ondas. Os dados produzidos são comparados com os dados experimentais e o modelo é corrigido até originar uma curva de dispersão que se ajuste suficientemente à curva experimental. Neste processo é necessário arbitrar as propriedades do meio em análise, nomeadamente, a velocidade de propagação das ondas de corte, a espessura das camadas, o coeficiente de Poisson e a massa volúmica dos materiais. Normalmente, no processo iterativo apenas se tomam como variáveis as duas primeiras propriedades. O coeficiente de Poisson e a massa volúmica podem, em geral, ser estabelecidas de forma aceitável, com a informação disponível.

Outra abordagem passa por obter os parâmetros do modelo do meio em análise através de algoritmos que se baseiam nos dados experimentais (inversão). A partir da curva de dispersão experimental e de um modelo do meio em análise, o ajuste das curvas é realizado de forma automática, recorrendo a técnicas de optimização, para variar o perfil de velocidades inicialmente admitido. No âmbito da análise espectral de ondas superficiais existem diversas técnicas de inversão disponíveis (Joh, 1996), uma das quais é referida em 3.9.5.

É de notar que a qualquer processo de inversão está inerente um problema de não unicidade da solução, o que obriga a dispor de um perfil de partida suficientemente adequado, ou à realização de várias tentativas com diversos perfis de partida.

Relativamente à modelação numérica, existem várias formas de determinar a resposta a uma solicitação dinâmica de um sistema por camadas. Em particular, podem referir-se duas técnicas: *o método da matriz de transferência* e *o método da matriz de rigidez dinâmica*.

No *método da matriz de transferência* (Thompson, 1950 e Haskell, 1953, citados por Joh, 1996) forma-se, para um dado número de onda, k ($k=2\pi/\lambda$), uma matriz que relaciona deslocamentos e tensões com base nas condições de compatibilidade de deslocamentos e de equilíbrio na interface das camadas. A matriz de transferência permite avaliar diversos modos de uma onda de determinado tipo, o que pode ser importante para a compreensão do modelo de propagação.

Em alternativa, as relações tensões-deformações na interface podem ser estabelecidas através de uma matriz de rigidez dinâmica. Kausel e Röesset (1981) apresentaram *o método da matriz de rigidez dinâmica* e propuseram a formulação para a resposta de um sistema estratificado devido à aplicação de uma carga vertical. Nesta formulação, habitualmente designada por 2-D, que conduz a bons resultados em sistemas com uma variação gradual da rigidez em profundidade, as ondas superficiais são admitidas como sendo ondas planas (com frentes de onda planas, como as que podem ser originadas por uma fonte muito distante) e a solução corresponde ao primeiro modo de propagação.

Posteriormente, Kausel e Peek (1982) apresentaram a solução analítica para a resposta de receptores, colocados a diversas distâncias da fonte, devida a oscilações verticais de uma placa circular. Esta formulação, que incorpora todas as ondas sísmicas e assume frentes de onda cilíndricas e hemisféricas para as ondas superficiais e para as ondas volúmicas, respectivamente, é normalmente designada por 3-D. Esta solução não representa um modo particular da onda de superfície mas sim a sobreposição da resposta de vários modos, que constitui a combinação das ondas superficiais e volúmicas. Nestas circunstâncias, esta formulação é considerada a mais adequada para interpretar os dados do *SASW*, em particular quando são ensaiados sistemas estratificados com grandes contrastes de rigidez, que podem confinar a propagação das ondas em determinados estratos e propiciar múltiplas reflexões e refracções, que resultam em diferentes velocidades de propagação, mesmo para a mesma frequência.

3.9.3.4 Cálculo do valor da rigidez em profundidade

De acordo com a teoria da elasticidade, a relação entre a velocidade das ondas de corte, V_s, e as ondas de Rayleigh, V_R, num meio elástico homogéneo é dada por:

$$V_s = p.V_R \qquad \text{Eq. 3.70}$$

A constante p é dependente do coeficiente de Poisson. Para valores deste coeficiente de 0,2 e 0,5, p assume valores de 1,09 e 1,05, respectivamente, donde se conclui que o erro cometido na avaliação do coeficiente de Poisson afecta pouco o valor de V_s.

O valor do módulo de distorção, G, é determinado a partir dos valores medidos da velocidade das ondas de Rayleigh e da massa volúmica dos terrenos, ρ, pela teoria da elasticidade, atendendo a que:

$$G = \rho V_s^2 \qquad \text{Eq. 3.71}$$

Desta forma é possível converter o perfil vertical de velocidades num perfil de valores do módulo de distorção.

3.9.4 Equipamento e procedimento de ensaio utilizados

Em geral, o equipamento e alguns programas de cálculo utilizados neste trabalho para a realização dos ensaios com ondas superficiais (*SASW* e *CSW*) foram desenvolvidos pela GDS (1999, 2001). Como se referiu anteriormente, para a caracterização dos terrenos "in situ", recorreu-se a dois métodos de ensaio com o objectivo de determinar o perfil detalhado das velocidades das ondas superficiais e, consequentemente, o valor do módulo de distorção a diferentes profundidades.

Do equipamento utilizado destacam-se: i) um vibrador electro-mecânico (para o método *CSW*); ii) uma unidade de controlo do vibrador que recebe o sinal da unidade de controlo geral e gera um sinal eléctrico que excita o vibrador (para o método *CSW*); iii) seis geofones; iv) uma unidade de controlo geral do ensaio para especificação de parâmetros, aquisição e análise dos sinais da solicitação e dos geofones, processamento da informação e gravação dos dados; v) martelos de distintas massas (para o método *SASW*); vi) um gerador eléctrico. No Quadro 3.8 e na Figura 3.29 apresentam-se as características do equipamento utilizado quer no *SASW*, quer no *CSW* e alguns aspectos desse equipamento, respectivamente.

Para realizar um ensaio é necessário fornecer informação relativa a: i) identificação do ensaio; ii) características do meio a ensaiar (peso volúmico e coeficiente de Poisson do material); iii) impulso, no caso do *SASW* (controlo e validação), e frequência de vibração, no caso do *CSW* (valores nominais limitados por um intervalo de variação e um valor do incremento); iv) sinal (tipo de aquisição, forma e critério de selecção e velocidade de aquisição); v) geofones (número, disposição e localização); vi) tipo e forma de armazenamento da informação.

O vibrador é composto por um oscilador capaz de gerar forças até cerca de 500 N, instalado sobre um sistema de suspensão por molas, que permite que o corpo do vibrador seja utilizado como uma massa inercial de cerca de 64 kg.

O sistema de registo utilizado é um analisador espectral, o qual capta o sinal no domínio do tempo, enviado pelos sensores de medida (deslocamento *versus* tempo). Os sinais são amplificados, digitalizados e gravados. Os registos no domínio do tempo são transformados para o domínio da frequência (amplitude *versus* frequência), usando o algoritmo da transformada rápida de *Fourier* (*FFT*).

A partir destes registos espectrais determina-se a fase do sinal gerado pela fonte em cada posição dos geofones, calcula-se a diferença de fase entre os sinais em cada geofone e a coerência da correlação entre os sinais. No caso do *CSW*, utiliza-se o método dos mínimos quadrados para determinar o ângulo de fase para cada frequência de vibração.

Após calcular a curva de dispersão, o sistema utilizado calcula de forma simplificada a variação do módulo de distorção, G, com a profundidade, z, considerando os valores da massa volúmica e do coeficiente de Poisson dos terrenos e a relação $z=\lambda/n$ (normalmente n varia entre 2 e 4, e neste caso é considerado igual a 3).

Durante o ensaio o sistema fornece, em tempo real, indicações importantes relativamente aos dados que vão sendo adquiridos. É possível visualizar a resposta de cada geofone (amplitude) no domínio do tempo e da frequência (Figura 3.30a e b). Após a conclusão dos ensaios o sistema mostra os espectros de fase relativos a cada geofone, a coerência e a variação do módulo de distorção em profundidade. Esta possibilidade permite ao utilizador aferir a qualidade dos resultados que vai obtendo em cada local e proceder a alterações nos parâmetros de ensaio, se for necessário.

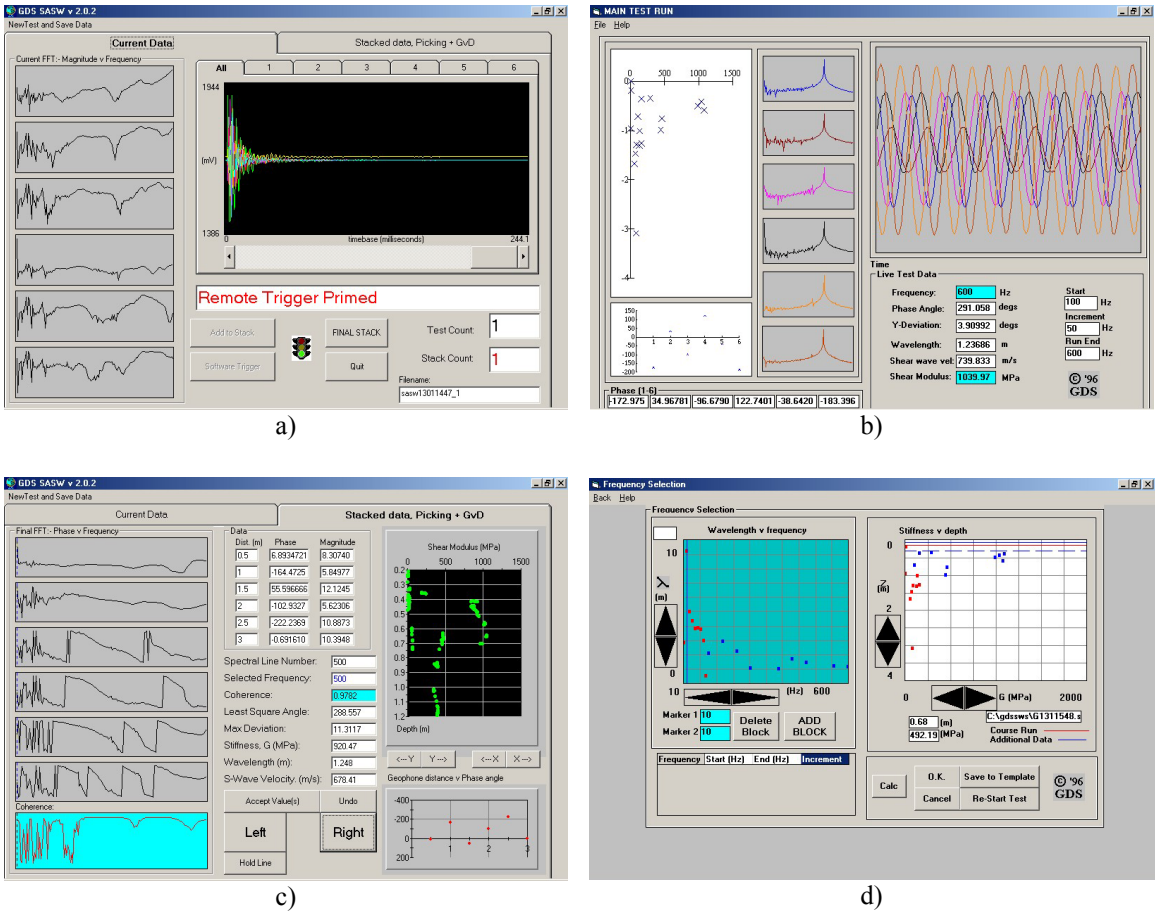


a) b)

c) d)

e) f)

Figura 3.29 – Equipamento *SASW* e *CSW* utilizado: a) unidade de controlo geral; b) unidade de controlo do vibrador; c) martelo ligeiro; d) martelo pesado; e) vibrador; f) geofones.



a) b)

c) d)

Figura 3.30 – Aspectos relativos à informação disponibilizada durante a realização do ensaio: a) ensaio com o *SASW*; b) ensaio com o *CSW*; c) resultados com o *SASW*; d) resultados com o *CSW*.

3.9.5 Métodos de interpretação utilizados

Neste trabalho a análise e o tratamento dos dados relativos ao *SASW*, assim como a inversão da curva de dispersão e o cálculo da variação do módulo de distorção em profundidade, foram realizados de forma detalhada com recurso a um programa de cálculo automático, designado por *WINSASW 2.0* (Joh, 2002). Este programa incorpora algumas técnicas inovadoras, nomeadamente um algoritmo para ajudar a rebater o espectro de fase e um outro para o cálculo da curva média de dispersão.

No que se refere ao tratamento do espectro de fase, o algoritmo utilizado é baseado numa filtragem do espectro obtido para cada par de receptores, conduzindo a um espectro de fase regular, sem interferências de distintos grupos de ondas e de ruído ambiente. O algoritmo permite determinar o número de ciclos existentes no espectro original não rebatido e permite realçar esse espectro.

Quadro 3.8 – Características do equipamento utilizado no *SASW* e no *CSW*

Dispositivo	Características	
Vibrador electro-mecânico (*CSW*)	Massa inercial (kg)	60
	Frequência de vibração (Hz)	5 a 600
	Força de pico (N)	489
	Velocidade máxima de pico (m/s)	2,5
	Aceleração máxima de pico (m/s^2)	1147
	Deslocamento máximo de pico (m)	0,019
	Frequência própria (Hz)	2,5
Martelos (*SASW*)	Martelo pesado (kg)	5,0
	Martelo ligeiro (kg)	0,9
Unidade de controlo do vibrador	Voltagem máxima de saída (Volts)	150
	Intensidade de corrente em contínuo (A)	8
	Intensidade de corrente máxima (A)	16
Unidade de controlo geral e aquisição	Dimensões (cm^3)	46x36x20
	Peso (kgf)	12
	Écran TFT de toque de alta resolução com 30 cm e alta intensidade luminosa ($250cd/m^2$)	
	Processador Intel® Pentium III 900MHz	
	Memória 128Mb Ram e 20Gb disco	
	Drive de disquetes de 3.5"	
	Placa de aquisição de dados de alta velocidade de 16 bit	
	Condicionador de sinal	
	Ficha USB	
	Fonte de alimentação principal (V ac)	110-240
	Bateria (V dc)	10-36
Receptores - Geofones	Frequência própria (Hz)	2 (±0,2)
	Resistência do núcleo (Ω)	510
	Dimensões (cm)	ϕ=6; h=5
Unidade de alimentação eléctrica	Potência (kW)	2,2
	Voltagem (V ac)	115/230
Ventoinha de refrigeração do vibrador		

A utilização desta técnica é particularmente importante em sistemas estratificados com grandes contrastes de rigidez em que se verifica a propagação de ondas de mais do que um grupo devido à refracção e à reflexão que ocorrem na interface entre camadas. Essas ondas deslocam-se a velocidades diferentes e interferem umas com as outras complicando o espectro, o que pode conduzir a valores incorrectos durante o processo de rebatimento e, consequentemente, a velocidades de fase erradas.

Assim, é necessário identificar os grupos de ondas gravados nos registos, o que pode ser feito quer através da deconvolução das respostas no tempo de dois receptores *Y* e *X*, quer através da transformada inversa da função de transferência H_{YX}, o que normalmente é mais prático e mais rápido, dada por:

$$h(t) = \int H_{YX}(f).e^{i\,2\pi\,f\,t}\,df \qquad \text{Eq. 3.72}$$

em que

$$H_{YX} = \frac{F_Y}{F_X} = \frac{A_Y}{A_X}\left\{\cos(\theta_Y - \theta_X) + i\,\text{sen}(\theta_Y - \theta_X)\right\} \qquad \text{Eq. 3.73}$$

sendo:

F_Y *e* F_X – transformadas de Fourier dos sinais no tempo dos dois receptores;
A_Y *e* A_X – amplitudes espectrais nos dois receptores;
θ_Y *e* θ_X – ângulos de fase dos sinais nos dois receptores.

A função de transferência contém informação relativa à razão de amplitudes do sinal entre os dois receptores e à diferença de fase. Com recurso ao espectrograma de Gabor (Joh, 1996), pode realizar-se o reconhecimento dos grupos de ondas, nomeadamente separar os sinais do domínio das baixas frequências dos do domínio das altas frequências, e proceder à determinação dos tempos de viagem de cada um dos grupos entre os dois receptores. A frequência que representa a fronteira entre os dois grupos diferentes é normalmente designada por frequência de transição de modo.

Estes modos influenciam o espectro de fase predominantemente nos domínios respectivos de frequência. A separação dos grupos de ondas pode ser feita impondo ao sinal a extracção quer do modo de baixa frequência (modo inferior), quer do de alta (modo superior). Para a extracção de cada modo o sinal deve ser apropriadamente filtrado no domínio do tempo.

O filtro a aplicar, cuja janela de tempo e configuração dependem do intervalo de aquisição, do número de sinais adquiridos e dos tempos de duração dos sinais associados a cada modo, tem três bandas (Figura 3.31): uma de passagem, uma de transição e uma de corte. Para as frequências mais elevadas o filtro pode traduzir-se por:

$$f(n)=\begin{cases}1 & 1\le n<P_i\\ \frac{1}{2}\left(\cos\frac{n-P_i}{L_i}\pi+1\right) & P_i\le n<P_i+L_i\\ 0 & P_i+L_i<n<P_s\\ \frac{1}{2}\left(\cos\frac{P_s+L_s-n}{L_s}\pi+1\right) & P_s\le n<P_s+L_s\\ 1 & P_s+L_s<n\le N\end{cases} \qquad \text{Eq. 3.74}$$

e para as frequências mais baixas por:

$$f(n)=\begin{cases}1 & 1\le n<P_i\\ \frac{1}{2}\left(\cos\frac{P_i+L_i-n}{L_i}\pi+1\right) & P_i\le n<P_i+L_i\\ 0 & P_i+L_i<n<P_s\\ \frac{1}{2}\left(\cos\frac{n-P_s}{L_s}\pi+1\right) & P_s\le n<P_s+L_s\\ 1 & P_s+L_s<n\le N\end{cases} \qquad \text{Eq. 3.75}$$

em que P_i, P_s são os pontos iniciais da banda de transição, L_i, L_s são os desenvolvimentos das zonas de transição (iguais porque o filtro deve ser centrado para o modo superior) e N é o número total de pontos do sinal.

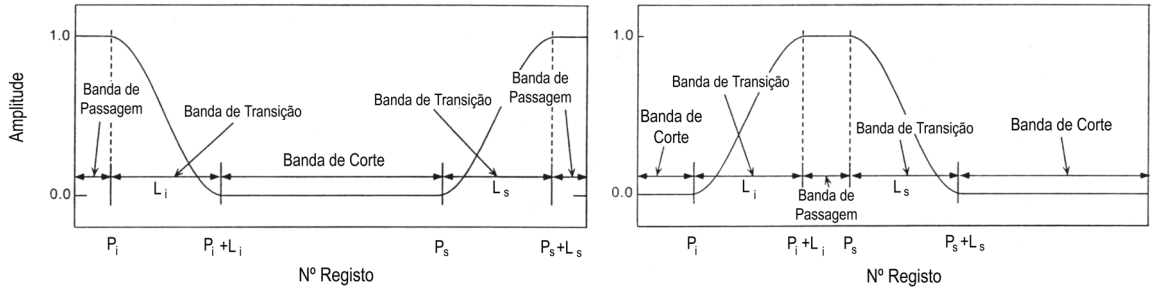


Figura 3.31 – Esquema representativo dos filtros aplicados ao sinal: a) frequências elevadas; b) baixas frequências.

Após a aplicação do filtro calculam-se as funções de transferência do sinal filtrado – as quais são a razão das transformadas de *Fourier* do sinal modificado – para os dois grupos

de ondas, para obter os espectros de fase regulares para cada um dos grupos. Rebatem-se os espectros modificados relativos ao modo inferior e ao modo superior e combinam-se ambos para dar origem ao espectro de fase regular rebatido final (para frequências inferiores à frequência de transição utiliza-se o espectro de fase regular rebatido do modo inferior e para frequências superiores àquela utiliza-se o do modo superior). Finalmente, rebate-se o espectro de fase da função de transferência original, com base no número de ciclos do espectro regular.

Após a realização destas operações para todos os pares de geofones, calcula-se a curva de dispersão experimental composta. Para reduzir o tempo de cálculo relativo à inversão da curva de dispersão, recorreu-se a uma técnica para simplificar essa curva e criar uma curva média, sem prejudicar a qualidade dos resultados. O algoritmo utilizado na determinação da curva média de dispersão com base na curva de dispersão experimental composta permite determinar uma curva de dispersão representativa com um número limitado de pontos, a qual possibilita uma mais fácil inversão. O algoritmo é baseado no conceito de média móvel, que permite, através de uma operação linear, extrair a tendência de um conjunto de dados e aproximar com um polinómio a curva em análise. Na sua aplicação foram consideradas as etapas seguidamente apresentadas.

i) Determinação da distribuição dos registos na curva de dispersão experimental média.

   O aumento da densidade de registos nas zonas de baixos comprimentos de onda pode melhorar significativamente a definição do perfil de velocidades (Joh, 1996). Uma das formas de promover aquele aumento é usar um coeficiente multiplicativo constante para a determinação da largura do intervalo de valores do comprimento de onda para os quais o valor da velocidade de fase é avaliado. De acordo com a Figura 3.32 a amplitude do intervalo *i* (escala logarítmica), d_i, que é representado por uma velocidade média, aumenta a uma razão, *r*, tal que:

$$d_{i+1} = r \,.\, d_i \qquad \text{Eq. 3.76}$$

   em que o valor de *r* tipicamente varia entre 1,01 e 1,2.

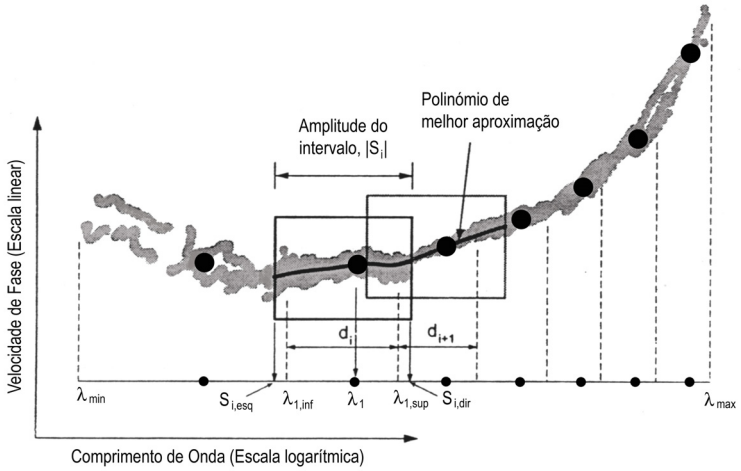


Figura 3.32 – Esquema elucidativo do método de determinação da velocidade média (Joh, 1996, adaptado).

Considerando que o valor desejável de pontos para a construção da curva de dispersão experimental média é n, o comprimento de onda de ordem i, λ_i, é determinado a partir de:

$$\lambda_i = \frac{\lambda_{i,\inf} + \lambda_{i,\sup}}{2} \qquad \text{Eq. 3.77}$$

em que $\lambda_{i,inf}$ e $\lambda_{i,sup}$ são os limites inferior e superior do intervalo de amplitude d_i, determinados a partir de:

$$\lambda_{i,\inf} = \lambda_{\min} + \left(\lambda_{\max} - \lambda_{\min}\right).\frac{r^{i-1} - 1}{r^{n-1} - 1} \qquad \text{Eq. 3.78}$$

$$\lambda_{i,\sup} = \lambda_{\min} + \left(\lambda_{\max} - \lambda_{\min}\right).\frac{r^{i} - 1}{r^{n-1} - 1} \qquad \text{Eq. 3.79}$$

em que λ_{min} e λ_{max} são, respectivamente, os valores mínimo e máximo do comprimento de onda da curva de dispersão experimental.

ii) Determinação do comprimento do segmento da curva de dispersão experimental composta utilizado para calcular a velocidade de fase representativa para o comprimento de onda λ_i.

Considerando adequado um número de segmentos k, o comprimento do segmento, $|S_i|$, é determinado de forma a ser constante na escala logarítmica, a partir de:

$$\left|S_i\right| = \frac{\log \lambda_{\max} - \log \lambda_{\min}}{k} \qquad \text{Eq. 3.80}$$

As extremidades esquerda e direita do segmento são determinadas, respectivamente, a partir de:

$$S_{i,esq} = \lambda_i . 10^{-|S_i|/2} \quad \text{Eq. 3.81}$$

$$S_{i,dir} = \lambda_i . 10^{|S_i|/2} \quad \text{Eq. 3.82}$$

Assim, a velocidade de fase média para o comprimento de onda λ_i é calculada a partir dos registos do domínio dado por:

$$S_{i,esq} \leq \lambda < S_{i,dir} \quad \text{Eq. 3.83}$$

iii) Determinação da melhor curva de aproximação polinomial ao segmento referido na alínea anterior.

iv) Avaliação da velocidade de fase média a partir do valor do comprimento de onda λ_i e do polinómio determinado na alínea anterior.

v) Repetição das quatro etapas anteriores, alterando a ordem do polinómio de aproximação e (ou) o número de segmentos, até obter a curva de dispersão experimental média adequada.

O comprimento dos segmentos é determinado de acordo com a forma da curva de dispersão experimental composta, isto é, se ela apresenta alguma ondulação nessas zonas os segmentos devem ser suficientemente pequenos para poderem representar essas tendências; o aumento do comprimento dos segmentos torna a curva média mais suave.

Nos estudos que se desenvolveram no âmbito deste trabalho, foram considerados sempre 50 pontos na construção da curva de dispersão experimental média e foi admitido um valor de r igual a 1,10. As aproximações foram realizadas por polinómios de grau igual ou inferior a 5. O número de segmentos foi considerado igual ou inferior a 50.

Atendendo aos procedimentos de ensaio levados a cabo, nomeadamente no que se refere ao número de geofones utilizados, é possível determinar quer a curva de dispersão média global, quer as curvas de dispersão médias relativas a diversas combinações de posicionamento de geofones. Este procedimento permite comparar a qualidade dos resultados obtidos, quer por comparação directa das curvas de dispersão, quer por comparação do perfil de velocidades obtido na inversão. Normalmente, os resultados obtidos pelo segundo método são de melhor qualidade. No entanto, para maciços onde não existe grande contraste de rigidez a diferença não é importante e o esforço computacional

adicional do segundo método, relativamente ao primeiro, é significativo. Também nos casos em que a variação lateral é significativa e, consequentemente, a curva de dispersão experimental apresenta dados dispersos (uma banda larga de velocidades de fase), o primeiro método pode conduzir a melhores resultados, já que a curva global média aproxima de uma maneira mais razoável a curva de dispersão experimental.

Uma vez determinada a curva de dispersão, procede-se à determinação do perfil de velocidades de ondas de corte que dá origem à curva de dispersão experimental, ou do perfil que maximiza a probabilidade de obter essa curva. Para tal, foi utilizado *o método de máxima verosimilhança* na formulação do problema inverso, segundo o qual o perfil de velocidades de ondas de corte óptimo maximiza a probabilidade de a curva de dispersão determinada a partir desse perfil ser a curva de dispersão experimental. A função objectivo foi minimizada com recurso ao método de *Newton-Raphson*. A avaliação do processo iterativo, isto é, o controlo da qualidade da resolução do modelo e a determinação da aproximação dos resultados obtidos relativamente aos experimentais, podem ser efectuados com base na análise da matriz de resolução dos parâmetros do modelo, da matriz de sensibilidade e do erro quadrático médio (*RMS*) entre os valores calculados e os valores observados da velocidade. A formulação do problema e a sua resolução são apresentadas por Joh (1996).

A modelação da propagação é tridimensional, com base no método da matriz de rigidez dinâmica, e utiliza a localização exacta da fonte e dos receptores. A inversão pode realizar-se quer com base na curva de dispersão média global, quer nas curvas de dispersão médias relativas a diversas combinações de posicionamento de geofones.

O processo de inversão desenvolve-se em quatro etapas, sendo que as três primeiras podem considerar-se como fazendo parte de uma análise preliminar que dá origem à inversão final:

i) determinação dos parâmetros iniciais do modelo, com o objectivo de facilitar a inversão e de evitar convergências para mínimos locais, tendo em conta a utilização do método de *Newton-Raphson* – o programa de cálculo utilizado neste trabalho dispõe de um algoritmo que permite estabelecer os parâmetros iniciais do modelo (espessura e número de camadas e velocidade de propagação das ondas no material de cada camada), recorrendo às características da curva de dispersão experimental média, à modelação directa numa análise a duas dimensões, através

do método da matriz de rigidez dinâmica, e ao erro quadrático médio; é de notar que as variações dos valores do coeficiente de Poisson, da massa volúmica e do coeficiente de amortecimento, dentro dos intervalos normalmente aceites no domínio da Geotecnia, não afectam significativamente a velocidade de propagação das ondas de corte e, por isso, podem ser estimados com razoável aproximação e considerados dados do problema;

ii) análise da resolução em profundidade e determinação da máxima profundidade resolúvel, atendendo à curva de dispersão experimental – o programa de cálculo utilizado neste trabalho dispõe de um algoritmo que permite, após a inversão realizada para um determinado perfil preliminar, determinar a matriz de sensibilidade, assim definida:

$$G = \frac{\partial V_f}{\partial V_S} = \begin{bmatrix} \frac{\partial V_{f,1}}{\partial V_{S,1}} & \cdots\cdots & \frac{\partial V_{f,1}}{\partial V_{S,i}} & \cdots\cdots & \frac{\partial V_{f,1}}{\partial V_{S,m}} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial V_{f,j}}{\partial V_{S,1}} & \cdots\cdots & \frac{\partial V_{f,j}}{\partial V_{S,i}} & \cdots\cdots & \frac{\partial V_{f,j}}{\partial V_{S,m}} \\ \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial V_{f,n}}{\partial V_{S,1}} & \cdots\cdots & \frac{\partial V_{f,n}}{\partial V_{S,i}} & \cdots\cdots & \frac{\partial V_{f,n}}{\partial V_{S,m}} \end{bmatrix} \qquad \text{Eq. 3.84}$$

em que $G_{ji} = \frac{\partial V_{f,j}}{\partial V_{S,i}}$ é a derivada parcial da velocidade de fase de ordem *j*, em relação à velocidade das ondas de corte da camada *i*; o último termo desta matriz, G_{nm}, pode designar-se por *sensibilidade ao máximo comprimento de onda*, sendo $V_{f,n}$ a velocidade de fase relativa ao máximo comprimento de onda da curva de dispersão e $V_{S,m}$ a velocidade das ondas de corte do semi-espaço profundo representado pela camada de ordem *m*; este termo é indicativo da variação da velocidade de fase devida a uma variação infinitesimal da velocidade das ondas de corte na camada representativa do semi-espaço, permitindo portanto definir um critério absoluto para a determinação da profundidade para a qual a camada pode ser resolvida; se este termo for inferior a um determinado valor previamente estabelecido (dependente do nível de confiança com que se pretende proceder à determinação da variação da rigidez em profundidade), é necessário eliminar a camada localizada imediatamente acima e voltar a proceder à inversão;

iii) análise da sensibilidade relativa à estratificação admitida – esta análise é feita camada a camada com o objectivo de averiguar se a camada é demasiado espessa e, por isso, se condiciona a inversão; recorre-se ao termo diagonal, *r*, da matriz de resolução dos parâmetros do modelo, *R*, a qual permite obter um indicador da qualidade dos parâmetros estimados do modelo (Joh, 1996); o termo da diagonal correspondente a um determinado parâmetro do modelo indica o peso que é utilizado na sua previsão; assim, se a resolução (*r*) de uma das camadas for inferior à do semi-espaço profundo, deve aumentar-se a espessura da camada; por outro lado, se houver camadas com valores de *r* muito elevados, comparativamente com outras, deve reduzir-se a sua espessura; depois de realizadas as alterações volta-se a proceder à inversão;

iv) inversão final, com um número de iterações adequado para que seja cumprido o critério de convergência (*RMS*<valor estabelecido).

No que se refere à análise e ao tratamento dos dados obtidos pelo *CSW*, utilizou-se um programa designado por *GDS POSTPRO* (GDS, 2001), que permite: avaliar a qualidade dos dados de cada geofone e, consequentemente, tomar a decisão de os incluir ou não na determinação do ângulo de fase; rebater o ângulo de fase dado por cada geofone, se for caso disso, em função da sua distância à fonte; calcular o ângulo de fase representativo com base nos dados considerados adequados; e obter a variação do módulo de distorção com a profundidade, variação essa que é calculada da forma simplificada, com a base empírica que anteriormente foi referida.

Atendendo ao que foi anteriormente descrito, pode concluir-se que o tratamento da informação dos ensaios de propagação de ondas sísmicas é relativamente complicado, exige a utilização de programas dedicados e um esforço computacional apreciável.

3.10 CONCLUSÕES

Os métodos não destrutivos anteriormente referidos apresentam, em geral, vantagens relativamente aos ensaios laboratoriais, as quais estão relacionadas com o custo, a duração, a perturbação, os danos provocados e a representatividade.

Em geral, os métodos anteriormente referidos permitem ensaiar as camadas construídas e daí inferir as características mecânicas dos materiais que as constituem, de forma

relativamente rápida e económica, quando comparados com os métodos utilizados em laboratório. Atendendo ao tipo de estruturas em causa, nomeadamente por se tratar de estruturas de grande desenvolvimento linear, a rapidez de execução dos ensaios é um factor importante a considerar, não só durante a construção, mas também durante a caracterização de vias em serviço.

Estes métodos não intrusivos causam menor perturbação do que aqueles que dependem da recolha de amostras, evitam danos e a necessidade de reconstrução da estrutura.

Os resultados obtidos são mais representativos do que os que é possível obter em provetes ensaiados em laboratório, já que o volume ensaiado é significativamente maior e as condições de fronteira não são alteradas.

Em particular, quando se pretende caracterizar terrenos sub-superficiais e profundos, os métodos baseados na propagação de ondas electromagnéticas e na propagação das ondas sísmicas podem ter grandes vantagens, uma vez que: utilizam equipamentos fáceis de transportar e de operar; envolvem poucos meios; permitem caracterizar terrenos heterogéneos; permitem obter muitos dados de forma muito rápida; e, no caso dos ensaios de ondas sísmicas, permitem determinar um parâmetro físico de particular interesse no dimensionamento estrutural (G_{max}).

As principais desvantagens dos ensaios "in situ" prendem-se com a dificuldade em alterar as condições de ensaio, quer as relativas ao estado dos materiais, quer as tensões aplicadas, nomeadamente porque as tensões normais e deviatóricas não podem ser controladas independentemente, como em laboratório. No que se refere aos ensaios baseados nos métodos de propagação de ondas (electromagnéticas e sísmicas) eles exigem o recurso a mão-de-obra muito especializada, quer durante a realização, quer, em particular, durante a interpretação dos dados.

CAPÍTULO 4

COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS DAS CAMADAS DE APOIO DA VIA FÉRREA

4.1 INTRODUÇÃO

As propriedades de um material granular derivam de três factores principais: os contactos inter-partículas; a rede de poros que se estabelece; e a água contida nessa rede de poros.

Na essência existem dois métodos diferentes para descrever o comportamento de materiais granulares: i) a abordagem micromecânica, a qual pretende descrever o comportamento dos materiais com base em aspectos como a resistência ao desgaste e ao esmagamento das partículas, a forma destas, o atrito entre elas, a sua densidade, entre outros; ii) a abordagem macromecânica, que considera que o comportamento do meio particulado é função da sua compacidade, do grau de consolidação e da deformação das partículas.

Até há cerca de trinta anos, os agregados normalmente utilizados nas camadas de apoio das infra-estruturas de transportes tinham sido objecto de poucos estudos, comparativamente com o que acontecia com outros materiais. Para tal, pode ter contribuído o facto de estes materiais terem um campo de aplicação que se situa entre a Geotecnia e a Engenharia de Pavimentos e, neste domínio, o seu custo ser relativamente menos importante do que o dos materiais ligados, quer com betumes, quer com ligantes hidráulicos.

Ao que foi apontado acresce que, tradicionalmente, o estudo dos materiais na mecânica dos solos se fazia principalmente com o objectivo de determinar parâmetros de resistência e menos para determinar parâmetros relacionados com a deformabilidade, quer quase-elástica, quer permanente, os quais são particularmente importantes no âmbito da utilização dos agregados, atendendo às suas características intrínsecas (elevada resistência mecânica) e às solicitações a que estão sujeitos.

Os primeiros estudos foram levados a cabo por investigadores na área dos pavimentos flexíveis e incidiram sobretudo no problema da degradação e da perda de estabilidade causadas por alterações granulométricas com origem na degradação dos agregados.

As dificuldades que advêm do facto de ser necessário ensaiar materiais com partículas de elevadas dimensões, muitas vezes em estado muito solto, faziam com que os investigadores concentrassem os seus estudos nas partículas propriamente ditas em vez de no material como um todo. Os ensaios realizados tendo em vista a caracterização das partículas – incluindo petrográfica, de forma, fragmentabilidade, abrasão, durabilidade, densidade, teor em argila, teor em matéria orgânica – são úteis para caracterizar o material. No entanto, estes ensaios não são suficientes para determinar as características mecânicas das camadas construídas com esses materiais.

A caracterização mecânica destes materiais tem assumido cada vez maior importância, atendendo a que os meios e os modelos de cálculo são cada vez mais potentes e que é cada vez mais necessário recorrer a materiais não tradicionais, sobre os quais a informação disponível é escassa ou não existe. Muita desta investigação desenvolveu-se com recurso aos ensaios de carga triaxial, aplicando cargas monotónicas ou cíclicas, com o objectivo de determinar parâmetros de resistência e de deformabilidade (módulo reversível e deformação permanente), respectivamente.

Alguns desses estudos foram realizados com o objectivo de determinar a influência das características de estado dos meios particulados, das características físicas e mecânicas das partículas e das características da solicitação imposta, no comportamento mecânico dos meios particulados.

Se relativamente a diversos aspectos existe alguma unanimidade sobre a sua influência no comportamento do meio particulado, relativamente a outros as conclusões são, muitas vezes, contraditórias. Estas contradições poderão estar relacionadas com a dificuldade de avaliar, em simultâneo, a contribuição dos diversos factores que podem influenciar o comportamento mecânico dos materiais. Por exemplo, quando se tenta avaliar o efeito das dimensões das partículas rochosas no comportamento de amostras compactadas deve-se ter em atenção que as simulações envolvem simultaneamente a modificação em variáveis importantes. Isto é, o estudo da influência das dimensões das partículas deve contemplar as características físico-mecânicas dessas partículas, o índice de vazios da amostra, a distribuição granulométrica, a forma das partículas, etc..

Por outro lado, é importante ter em atenção alguma confusão induzida quando se pretende comparar resultados obtidos em ensaios que impõem solicitações distintas.

Neste capítulo faz-se uma revisão sobre o estado dos conhecimentos relacionados com alguns dos aspectos que influenciam o comportamento mecânico dos materiais granulares do tipo daqueles que normalmente se encontram na subestrutura da via férrea. Apresentam-se as conclusões de estudos realizados por diversos autores, estudos esses que visaram, essencialmente, a determinação da influência das características da solicitação e das características físicas e mecânicas das partículas, da distribuição granulométrica e das condições de estado dos materiais, no comportamento mecânico destes.

Referem-se alguns dos modelos tensão-deformação usualmente aplicados para representar o comportamento mecânico dos materiais, nomeadamente quando são sujeitos à aplicação de cargas repetidas, e os ensaios que permitem obter os parâmetros desses modelos.

4.2 COMPORTAMENTO DE MATERIAIS GRANULARES SOB ACÇÃO DE CARGA ESTÁTICA

Atendendo às características dos materiais estudados neste trabalho – balastro contaminado e agregados britados de granulometria extensa – apresentam-se de seguida algumas conclusões relativas ao comportamento mecânico, sob cargas quase-estáticas, de materiais granulares bem graduados com partículas de grandes dimensões (seixos e blocos) e de materiais monogranulares normalmente utilizados na camada de balastro de vias férreas. Não se trata de uma descrição exaustiva, mas de uma tentativa de sintetizar alguma informação obtida na consulta bibliográfica de estudos que começaram a ser divulgados a partir da década de cinquenta.

De entre os factores que podem influenciar o comportamento dos materiais granulares sob acção de cargas estáticas destacam-se: i) o estado de tensão; ii) a compacidade; iii) o grau de saturação; iv) a distribuição granulométrica; v) a resistência das partículas; vi) a rugosidade, a forma e a dimensão das partículas.

O aumento da tensão de confinamento provoca um acentuado decréscimo do ângulo de atrito, particularmente para baixas tensões. Leps (1970) realizou uma análise pormenorizada da influência do nível de tensão na resistência ao corte, recorrendo a resultados obtidos em cem materiais diferentes, correspondentes a quinze variedades de rocha. Dessa análise concluiu que a lei de correlação que traduz o decréscimo do ângulo de atrito interno (ϕ) com a tensão normal no plano de rotura (σ_n) é do tipo (Figura 4.1):

$$\phi = a - b.\log \sigma_n \qquad \text{Eq. 4.1}$$

Além da diminuição da resistência ao corte, o aumento da tensão normal origina extensões volumétrica e axial crescentes.

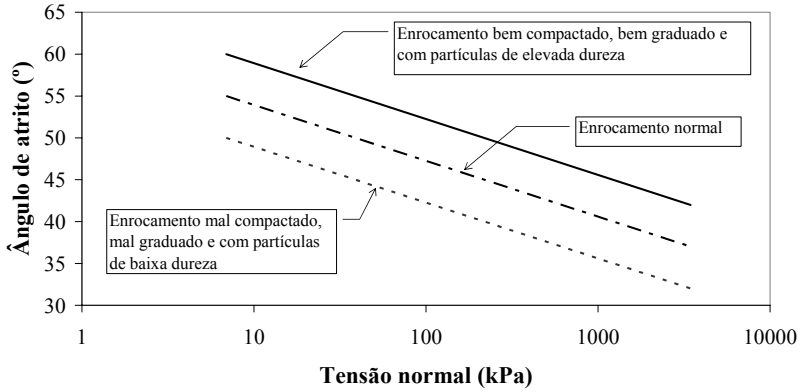


Figura 4.1 – Influência da tensão normal na resistência ao corte (Leps, 1970, adaptado).

O aumento da compacidade conduz a um aumento na resistência e à diminuição da deformabilidade. Provavelmente o parâmetro físico que tem maior influência nas características de resistência dos materiais granulares, nomeadamente para níveis de tensão relativamente modestos, é o índice de vazios.

A influência das características das partículas no comportamento do meio particulado é, talvez, um dos aspectos que tem levantado maior discussão no meio científico, já que existem publicadas diversas conclusões, algumas delas aparentemente contraditórias, relativamente a este assunto. Muitos dos estudos, alguns dos quais constituíram a base de classificações usadas habitualmente na prática da Engenharia Civil (Marsal e Resendiz, 1975) dão especial importância às características físicas e mecânicas das partículas no meio particulado. Outros, porém, concluem que as características físico-mecânicas das partículas não são determinantes no comportamento dos materiais.

Não existe unanimidade nas conclusões de vários autores sobre o efeito da forma das partículas na resistência ao corte do meio particulado. Alguns sugerem que o aumento da angulosidade das partículas conduz a uma maior resistência ao corte (Holtz and Gibbs, 1956; Vallerga et al., 1956; Kolbuszewski e Frederick, 1963; Koerner, 1970; Becker et al., 1972; Holubec e D'Appolonia, 1973; Pike, 1973; Norris, 1977; Frossard, 1979; Selig e Roner, 1987; Thom and Brown, 1988; Cheung e Dawson, 2002). Este comportamento ficaria a dever-se ao facto de as partículas angulosas proporcionarem um maior

embricamento, o que conduz a maiores valores de tensão e de extensão na rotura, comparativamente com o que se passa com as partículas roladas. Contudo, outros estudos chegaram a conclusões contrárias (Fumagalli, 1969; Marachi et al., 1972).

A aparente contradição de algumas conclusões pode resultar de, nas diferentes interpretações, não terem tomado em conta a influência da resistência da rocha e do nível de tensão aplicado. Além disso, é importante notar que a compacidade de um provete pode variar substancialmente com a forma das partículas. Para a mesma energia de compactação, um material com partículas de maior angulosidade tende a evidenciar um índice de vazios superior, o que lhe poderá proporcionar uma menor resistência ao corte do que a obtida naquele que é constituído por partículas menos angulosas.

Alguns estudos referem que os materiais constituídos por partículas angulosas são mais deformáveis do que os constituídos por partículas arredondadas (Kjaernsli e Sande, 1963; Lee e Farhoomand, 1967; Fumagalli, 1969). Tal poderá ficar a dever-se ao facto de que com o aumento da angulosidade das partículas, a área de contacto entre elas diminui e, consequentemente, aumentam as tensões, provocando o seu esmagamento.

O aumento da rugosidade das partículas conduz a um aumento do atrito entre estas e, consequentemente, a um aumento da resistência ao corte (Selig e Roner, 1987). No entanto, o efeito da rugosidade pode ser bastante reduzido e até contraproducente, no caso de se tratar de partículas de grandes dimensões sujeitas a elevadas tensões, já que promove a concentração de tensões, contribuindo para a fracturação das partículas. Este fenómeno pode sobrepor-se largamente ao efeito da dilatância provocada pelo movimento relativo das partículas em meios de elevada compacidade (Figura 4.2).

O aumento de partículas alongadas parece conduzir a um aumento da resistência ao corte (Eerola e Ylosjoki, 1970). No entanto, a informação disponível não parece ser conclusiva.

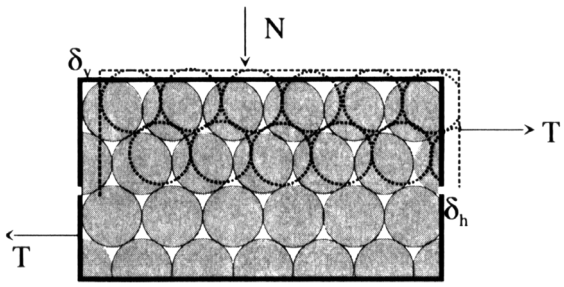


Figura 4.2 – Mecanismo da dilatância devida a deformação por corte num meio constituído por esferas num estado de elevada compacidade.

O aumento de partículas lamelares orientadas aleatoriamente parece fazer aumentar a resistência ao corte (Gur et al., 1967; Dun and Bora, 1972; Siller, 1980; Selig e Roner, 1987). Este aumento é atribuído ao maior embricamento das partículas. No entanto, se a orientação dessas partículas for tal que coincida com a orientação do plano de rotura, a resistência ao corte pode diminuir substancialmente.

Para alguns autores a resistência das partículas é determinante na resistência do meio particulado, em especial para tensões elevadas (Marsal, 1967; Vesic e Clough 1968; Donaghe e Cohen, 1978). Outros não encontraram relações entre a resistência mecânica das partículas e a resistência ou a deformabilidade da mistura (Cheung e Dawson, 2002).

Ensaios de compressão unidimensional realizados no LNEC sobre dois provetes de 500 mm de diâmetro, constituídos por enrocamento de natureza grauvacóide com partículas de dimensão máxima 50 mm, com distribuição granulométrica e índice de vazios iniciais semelhantes, mas em que a resistência das partículas era distinta (devido ao distinto grau de alteração da rocha), conduziram a valores distintos do módulo edométrico secante (determinados para uma deformação de 0,1%), em mais de 50% (Fortunato et al., 2000).

Relativamente à distribuição granulométrica dos materiais e à dimensão máxima das partículas também estão publicadas conclusões relativamente contraditórias. Algumas conclusões apontam para que o aumento do coeficiente de uniformidade numa amostra de seixos e blocos, mantendo a dimensão máxima das partículas, aumenta o ângulo de atrito (Klugar, 1978; Marsal 1967; Marachi et al., 1972; Rico et al., 1977); as amostras bem graduadas em vez de uniformes permitem obter, para igual energia de compactação, menor índice de vazios, conduzindo a uma menor deformabilidade. No entanto, o aumento de partículas finas, numa quantidade relativamente elevada, provoca uma redução significativa do ângulo de atrito interno mobilizável para um dado deslocamento. Além disso, se os finos tiverem uma plasticidade elevada ocorre uma lubrificação das partículas de dimensões maiores, conduzindo à diminuição da resistência ao corte e ao aumento da extensão na rotura (Kalcheff, 1974).

A comparação de resultados de resistência obtidos em provetes de materiais de granulometria grosseira (essencialmente seixos) com resultados obtidos em provetes com partículas de dimensão areia (compactados com a mesma energia de compactação) mostraram que os primeiros conduziam a maiores resistências (Rico et al., 1977).

Alguns autores verificaram o aumento de resistência com a diminuição da dimensão máxima das partículas (Leslie, 1963; Kirkpatrick, 1965; Marsal, 1965; Fumagalli 1969; Marachi et al., 1972; Becker et al., 1972; Donaghe e Cohen, 1978); outros verificaram o contrário (Dunn e Bora, 1972; Shenton, 1978), ou concluíram que essa variação não era relevante (Vallerga et al., 1956; Holtz e Gibbs, 1956; Roner, 1985; Selig e Roner, 1987).

Ensaios triaxiais realizados sobre areias, em que se mantiveram as dimensões máxima e mínima das partículas e se fez variar a dimensão média, mostraram um aumento da resistência ao corte com a diminuição da dimensão média (Kirkpatrick, 1965).

Ensaios triaxiais realizados no LNEC sobre provetes de um agregado granítico, com percentagens de material fino (<0,074 mm) de cerca de 9% e dimensão máxima a variar entre 6 e 37,5 mm conduziram a valores do módulo de deformabilidade superiores nos provetes de granulometria mais grossa, em cerca de 60%, relativamente aos do material mais fino (Fortunato et al., 2001).

Como conclusão, poder-se-á dizer que não é possível dissociar os diferentes aspectos que concorrem para as características de resistência e de deformabilidade dos materiais granulares, dos mecanismos que se desenvolvem em função das solicitações e das condições de ensaio. Por outro lado, a variação de um ou de diversos desses factores tem, em geral, consequências nos outros.

No que se refere aos materiais usualmente utilizados na camada de balastro em vias férreas, os estudos que têm sido apresentados na bibliografia da especialidade permitem concluir que, em geral, pode considerar-se que o comportamento sob cargas estáticas desses materiais é similar ao comportamento dos outros materiais granulares. No entanto, as características granulométricas, os distintos estados de compacidade "in situ" e a baixa tensão de confinamento à qual o balastro está sujeito na via, podem provocar alguns desvios relativamente ao comportamento dos materiais granulares normalmente estudados.

Os resultados de ensaios triaxiais sobre provetes de material utilizado como balastro têm mostrado a influência da variação da tensão de confinamento e da compacidade, nomeadamente, no ângulo de atrito interno, na extensão vertical e na extensão volumétrica na rotura, no coeficiente de Poisson e no módulo de deformabilidade. Na Figura 4.3 apresentam-se alguns resultados obtidos sobre provetes de material granítico (Alva-Hurtado, 1980).

4.3 COMPORTAMENTO DE MATERIAIS GRANULARES SOB ACÇÃO DE CARGAS CÍCLICAS

Desde o princípio dos anos cinquenta do século XX que têm sido desenvolvidos procedimentos para avaliar as características dos materiais granulares sob acção de cargas cíclicas. Os estudos têm-se desenvolvido essencialmente no âmbito da caracterização dos materiais de construção de pavimentos rodoviários.

A caracterização mecânica dos materiais pode realizar-se de duas formas: em laboratório, sobre provetes construídos com características representativas daquelas que se pretende em obra; e sobre o material colocado em camadas, as quais são construídas de forma semelhante ao que acontece em obra. Em ambos os casos a dificuldade maior passa por impor solicitações de características semelhantes às impostas pela circulação dos veículos.

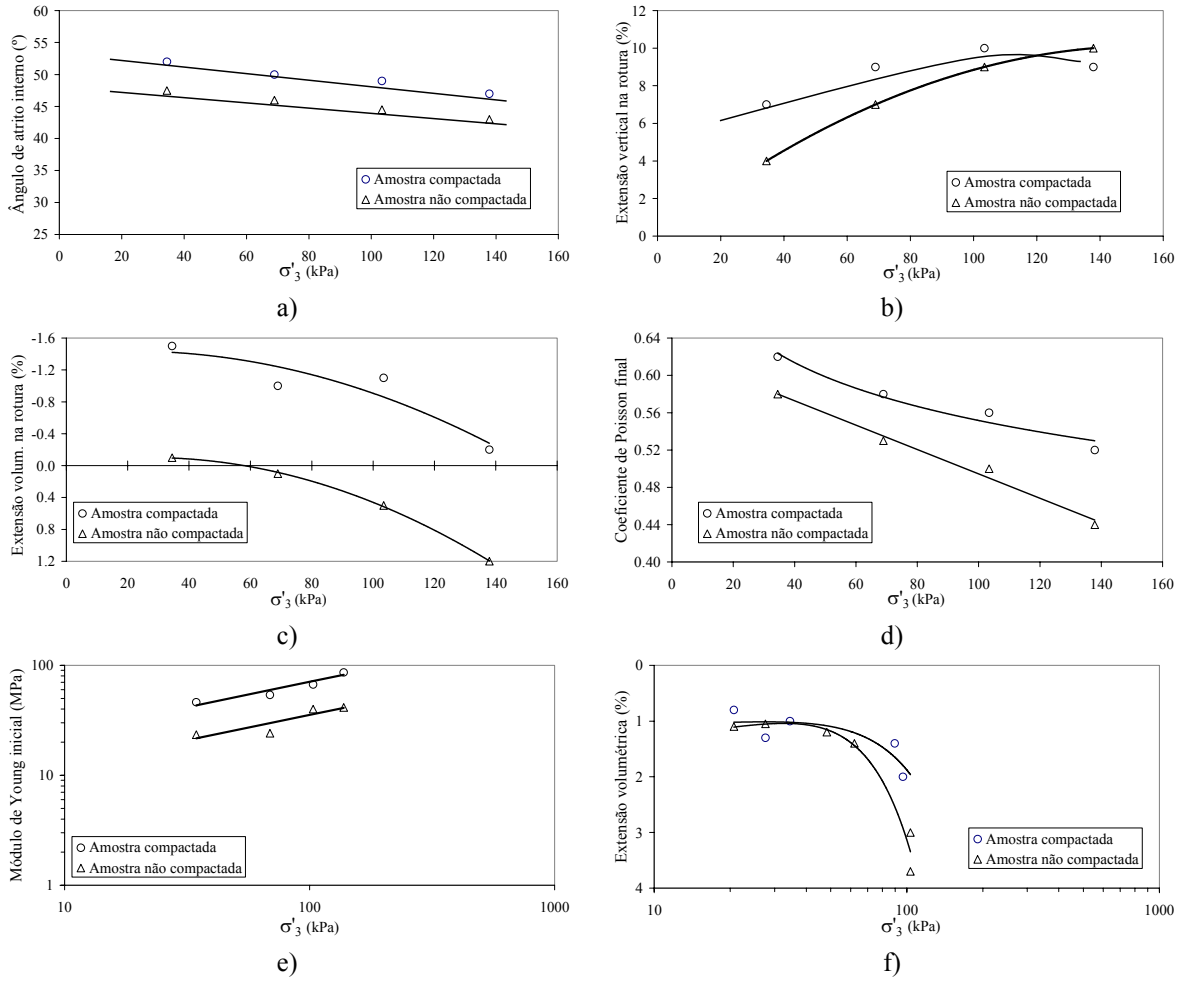


Figura 4.3 – Influência da tensão de confinamento nos resultados de ensaios triaxiais sobre provetes de material granítico utilizado em balastro: a) variação do ângulo de atrito interno; b) variação da extensão vertical na rotura; c) variação da extensão volumétrica na rotura; d) variação do coeficiente de Poisson; e) variação do módulo de Young inicial; f) variação da extensão volumétrica durante a consolidação (Alva-Hurtado, 1980, adaptado).

A modelação do comportamento dos materiais granulares que constituem as camadas de apoio dos pavimentos ou das vias férreas é complexa. Estes materiais apresentam um comportamento que traduz a dependência da deformação em relação ao estado de tensão.

Quando são colocados naquelas camadas, esses materiais estão sujeitos a níveis de tensão variáveis, quer no espaço, quer no tempo, pois ocorre uma inversão das tensões de corte aquando da passagem dos veículos e deste modo a rotação das tensões principais (Figura 4.4), o que torna a modelação muito complicada. Esta rotação pode provocar o aumento das taxas de deformação distorcional e volumétrica durante o carregamento cíclico, quando comparadas com as que ocorrem quando o carregamento se dá sem rotação de tensões (Wong et al., 1986; Sayao e Vaid, 1989).

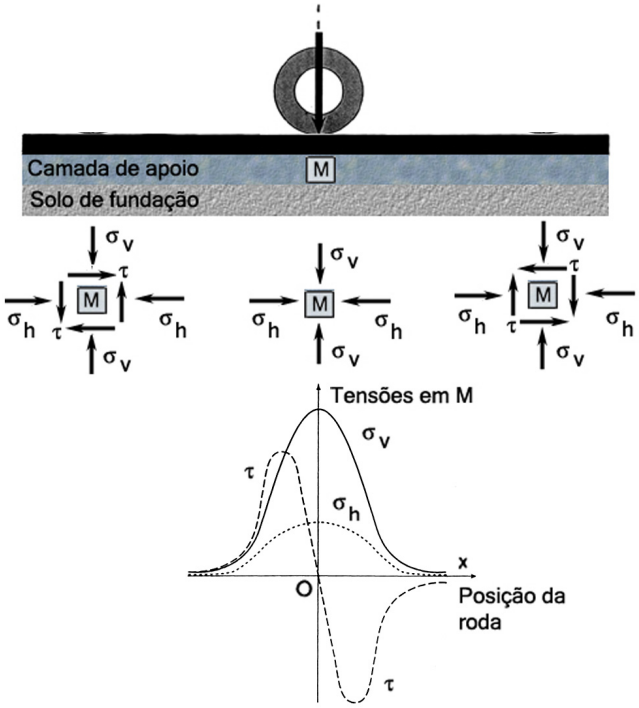


Figura 4.4 – Esquema elucidativo da rotação de tensões.

Actualmente, considera-se que o ensaio de carga triaxial cíclica sobre provetes cilíndricos quer com tensão lateral constante, quer com tensão lateral cíclica, constitui o melhor meio de caracterização laboratorial destes materiais. Nos últimos anos, diversos investigadores em diferentes laboratórios utilizaram equipamentos que permitem a realização destes ensaios (Gomes Correia, 1985; Thom, 1988; Galjaard et al., 1996; Kolisoja, 1997; Tutumluer e Seyhan, 1999; Neves, 2001).

A resposta de um material a um carregamento cíclico é normalmente analisada em termos dos comportamentos reversível e permanente. De facto, quando um provete de material

granular é solicitado por um carregamento triaxial sofre uma deformação com componentes elástica e plástica. Quando o provete é descarregado e recarregado até ao nível de tensão atingido anteriormente, ocorrerá essencialmente deformação elástica e uma pequena deformação plástica adicional. Com o aumento do número de aplicações de carga, normalmente, a componente plástica torna-se cada vez mais pequena (Figura 4.5).

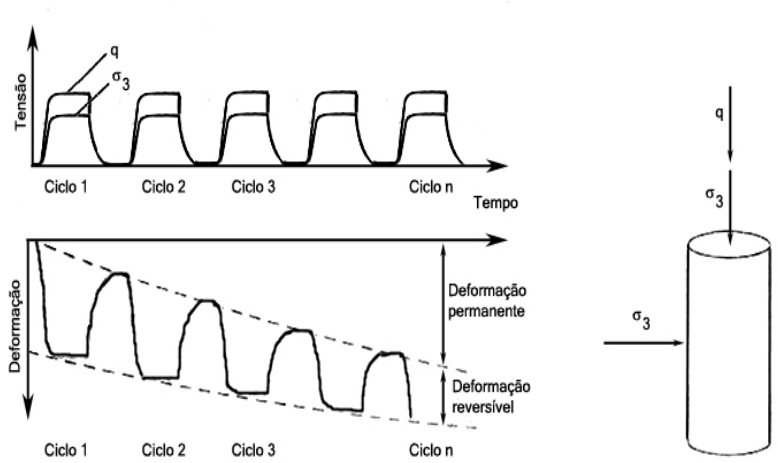


Figura 4.5 – Ciclos de carga e descarga no ensaio triaxial de cargas repetidas.

O estudo do comportamento de materiais granulares sujeitos a cargas repetidas tem sido feito, normalmente, recorrendo a modelos da mecânica dos meios contínuos. A relação tensão-deformação que tem sido utilizada para caracterizar os materiais granulares baseia-se na lei de Hooke que traduz o comportamento de materiais elásticos e isotrópicos:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \end{Bmatrix} = \frac{1}{E} \cdot \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu \\ -\nu & 1 & -\nu \\ -\nu & -\nu & 1 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \end{Bmatrix} \qquad \text{Eq. 4.2}$$

sendo:

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ – extensões principais máxima, intermédia e mínima;
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – tensões principais máxima, intermédia e mínima;
E – módulo de Young;
ν – coeficiente de Poisson.

Nas aplicações geotécnicas é usual designar o módulo de Young por módulo de deformabilidade, devido à não linearidade da relação tensão-deformação dos materiais estudados. No caso das aplicações relacionadas com infra-estruturas de transportes, é comum utilizar-se o módulo de deformabilidade reversível (E) e o coeficiente de Poisson reversível (ν) para descrever as características de deformabilidade reversível dos materiais.

Em condições de solicitação triaxial axissimétrica, estes parâmetros obtêm-se pelas seguintes expressões:

$$E = \frac{\sigma_{1r}^2 + \sigma_{1r}.\sigma_{3r} - 2\sigma_{3r}^2}{\sigma_{1r}.\varepsilon_{1r} + \sigma_{3r}.(\varepsilon_{1r} - 2\varepsilon_{3r})} \quad \text{Eq. 4.3}$$

$$\nu = \frac{\sigma_{1r}.\varepsilon_{3r} - \sigma_{3r}.\varepsilon_{1r}}{2\sigma_{3r}.\varepsilon_{3r} - \varepsilon_{1r}.(\sigma_{1r} + \sigma_{3r})} \quad \text{Eq. 4.4}$$

sendo:

σ_{1r}, σ_{3r} – tensões principais máxima e mínima reversíveis, respectivamente;
ε_{1r}, ε_{3r} – extensões principais máxima e mínima reversíveis, respectivamente.

No caso de a pressão de confinamento ser constante (σ_{3r}=0), estes parâmetros obtém-se a partir de:

$$E = \frac{\sigma_{1r}}{\varepsilon_{1r}} \quad \text{Eq. 4.5}$$

$$\nu = -\frac{\varepsilon_{3r}}{\varepsilon_{1r}} \quad \text{Eq. 4.6}$$

Devido à necessidade de refinar a modelação do comportamento destes materiais, nos últimos anos têm sido propostos modelos baseados na separação entre deformações volumétricas e deformações distorcionais, em detrimento dos baseados no módulo de Young e no coeficiente de Poisson.

As extensões volumétricas e as extensões distorcionais reversíveis são assim definidas, respectivamente:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{1r} + \varepsilon_{2r} + \varepsilon_{3r} \quad \text{Eq. 4.7}$$

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3}\sqrt{(\varepsilon_{1r} - \varepsilon_{2r})^2 + (\varepsilon_{2r} - \varepsilon_{3r})^2 + (\varepsilon_{3r} - \varepsilon_{1r})^2} \quad \text{Eq. 4.8}$$

ou, no caso das condições de axissimetria do ensaio de triaxial, por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{1r} + 2\varepsilon_{3r} \quad \text{Eq. 4.9}$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_{1r} - \varepsilon_{3r}) \quad \text{Eq. 4.10}$$

sendo:

ε_{1r}, ε_{2r}, ε_{3r} – extensões principais reversíveis máxima, intermédia e mínima.

Os parâmetros elásticos dos materiais são obtidos por:

$$K = \frac{p}{\varepsilon_v} \qquad \text{Eq. 4.11}$$

$$G = \frac{q}{3\varepsilon_q} \qquad \text{Eq. 4.12}$$

sendo:

ε_v – extensão volumétrica reversível;
ε_q – extensão distorcional reversível;
K – módulo de compressibilidade volumétrica;
G – módulo de distorção;
p – tensão normal média, $p=(\sigma_1+2\sigma_3)/3$;
q – tensão deviatórica, $q=(\sigma_1-\sigma_3)$.

O comportamento permanente é caracterizado pela deformação permanente acumulada (ε_p) ao longo de sucessivas aplicações de carga.

Estudos laboratoriais e de campo mostraram que os materiais granulares sob acção de cargas cíclicas que impõem um nível de tensão suficientemente afastado da tensão de rotura apresentam um comportamento caracterizado por:

i) o módulo reversível aumenta de forma importante nos primeiros ciclos de carga e tende a estabilizar após vários ciclos;
ii) grande parte da deformação permanente ocorre na primeira aplicação de carga; embora a deformação permanente aumente com o número de aplicações de carga (N), a taxa de crescimento da deformação permanente diminui com o aumento do número de ciclos;
iii) para tensões distorcionais acima de um valor crítico, a taxa de crescimento da deformação permanente aumenta com o número de aplicações da carga.

Estudos que foram realizados especificamente com materiais de balastro conduziram a conclusões semelhantes às indicadas para outros materiais granulares.

Assim, a passagem de muitos eixos com cargas pequenas provoca assentamentos reduzidos, enquanto que um pequeno número de eixos com cargas elevadas (por exemplo motivadas por fenómenos de amplificação dinâmica) pode conduzir à rápida degradação da geometria da via férrea.

Alguns dos factores que podem influenciar o comportamento mecânico dos materiais granulares quando sujeitos a cargas cíclicas, quer no que se refere ao valor do módulo reversível, quer relativamente à deformação permanente, são semelhantes aos referidos anteriormente relativamente às cargas monotónicas. Assim, os diversos estudos apresentados na bibliografia da especialidade referem que o comportamento reversível e a deformação permanente que se desenvolve nos materiais granulares devido à acção de cargas cíclicas depende de factores como (Lekarp et al., 2000a; Lekarp et al., 2000b): o estado de tensão aplicado; a alteração da direcção das tensões principais; o número de aplicações de carga; o teor em água dos materiais; a história de tensões; a compacidade; a distribuição granulométrica; a quantidade de material fino (<0,074 mm), a forma e o diâmetro máximo das partículas; e a litologia e o grau de alteração do material.

Por outro lado, diversos estudos concluíram que a duração e a variação da frequência de aplicação da carga em materiais granulares não constituem factor importante na resposta reversível do material (Boyce, 1976; Gomes Correia, 1985).

Diversos investigadores concluíram que se os níveis de tensão aplicada forem suficientemente afastados daqueles que provocam a rotura do provete e os materiais não desenvolverem deformações permanentes significativas, a história de tensões e o número de aplicações de carga não são muito importantes no comportamento reversível (Hicks e Monismith, 1971; Allen, 1973; Boyce et al., 1976).

Kalcheff e Hicks (1973), posteriormente Brown e Hyde (1975) e Knutson (1976) mostraram que, ao contrário da deformação elástica do material particulado, que é influenciada essencialmente pela deformação elástica das partículas (Lade e Ducan, 1976), a deformação permanente, resultante do movimento relativo das partículas, da sua reorganização, rotura e esmagamento, é dependente da sequência de aplicação de cargas. Assim, a deformação permanente total pode ser menor quando o provete é sujeito a um aumento progressivo do nível de tensão comparativamente com o que acontece quando um elevado nível de tensão é primeiramente aplicado.

No estudo da deformação permanente a experimentação é morosa e mais complexa, já que é necessário construir um provete por cada trajectória de tensão a ensaiar e o número de ciclos de carga (normalmente a frequência relativamente baixa) é muito elevado, da ordem de 10^5 a 10^6. Consequentemente, a quantidade de informação disponível sobre a

deformação permanente de materiais granulares é inferior à que existe relativamente ao comportamento reversível.

Além da dificuldade em caracterizar os materiais relativamente à deformação permanente, é também difícil prever o comportamento "in situ" a partir dos resultados obtidos em laboratório já que, particularmente durante a construção, o material é submetido a um historial de carga complexo, relacionado com o tráfego da obra, e a variações importantes das condições climatéricas.

4.3.1 Influência de características das partículas e do meio particulado no comportamento reversível

Alguns investigadores concluíram que para um determinado estado de tensão o módulo reversível aumenta quando as partículas são mais angulosas (Hicks e Monismith, 1971; Thom, 1988). Contudo, outros autores concluíram o contrário (Chen, 1948).

Materiais com partículas alongadas apresentam valores de módulo reversível inferiores aos constituídos por partículas de forma cúbica (ORE, 1970).

O aumento da rugosidade das partículas provoca um aumento no módulo reversível (Hicks e Monismith, 1971; Thom, 1988; Barksdale e Itani, 1989; Cheung e Dawson, 2002).

Os materiais com partículas de maior dureza apresentam módulos reversíveis mais elevados (Raymond e Roney, 1978).

O aumento da dimensão máxima das partículas conduz a um aumento do módulo reversível (Thom, 1988; Kolisoja, 1997).

Hicks e Monismith (1971), Allen (1973) e Alva-Hurtado (1980) concluíram que, em geral, o módulo reversível aumenta com a compacidade das amostras. No entanto, outros autores mostraram que a variação da compacidade inicial da amostra não tem efeito significativo no valor do módulo reversível (Thom, 1988, Cheung e Dawson, 2002).

O coeficiente de Poisson é pouco influenciado pela compacidade, podendo, no entanto, aquele coeficiente diminuir com o aumento desta (Hicks e Monismith, 1971).

Em materiais granulares o aumento do teor em água, em geral, conduz a uma diminuição do valor do módulo reversível. Este fenómeno tem sido observado por diversos investigadores (Hicks e Monismith, 1971; Haynes e Yoder, 1963, citados por Knuston,

1976; Thom e Brown, 1987; Dawson et al., 1996; Kolisoja, 1997; Balay et al., 1998; Tian et al., 1998).

Depois de ensaiar materiais com granulometria de seixos e outros com granulometria de blocos, Allen (1973) concluiu que o módulo reversível destes últimos era ligeiramente superior.

Haynes e Yoder (1963), Hicks (1970) e Tutumluer e Seyhan (2000) observaram a diminuição do módulo reversível em materiais bem graduados, quando a percentagem de finos (< 0,074 mm) aumentou acima de valores da ordem de 8%.

Knutson (1976) concluiu, após tratamento estatístico dos resultados obtidos em diversos ensaios triaxiais em provetes de vários tipos de material utilizados em camadas de balastro, com diversas curvas granulométricas, com diversos estados de compacidade e para diferentes níveis de tensão, que o comportamento reversível destes materiais não se relaciona facilmente com a sua granulometria, com a história das tensões e com a compacidade. De facto, concluiu que apenas o estado de tensão constitui um factor muito importante na determinação do comportamento reversível.

4.3.2 Influência das características das partículas e do meio particulado na deformação permanente

O aumento da rugosidade e da angulosidade das partículas conduz a menores deformações permanentes (Allen 1973; Thom, 1988), o que pode justificar o melhor comportamento dos agregados britados, relativamente aos materiais naturais.

A deformação permanente em materiais de granulometria uniforme sujeitos a cargas cíclicas pode ser muito maior do que a obtida em amostras bem graduadas (Roenfeld, 1980).

Barksdale (1972) concluiu que provetes construídos com 20% de solo fino e 80% de material granular exibiam valores maiores do módulo reversível e uma menor deformação plástica do que provetes com 40% de solo e 60% de material granular, quando ensaiados a baixos níveis de tensão. No entanto, a elevados níveis de tensão a situação era inversa.

Alguns autores concluíram que a deformação permanente aumenta com o aumento da dimensão máxima das partículas (Holubec e D'Appolonia, 1973; Shenton, 1978); outros

apontam conclusões contrárias (Snyder, 1964, citado em Knutson, 1976); outros ainda, não observaram uma relação evidente entre ambos.

Alguns autores defendem que a deformação permanente não depende da resistência mecânica das partículas (Wong, 1974; Thom, 1988). No entanto, outras experiências mostram que existe uma relação entre a deformação permanente e a resistência ao esmagamento das partículas rochosas (Knutson, 1976).

Os materiais com partículas alongadas apresentam deformações permanentes mais elevadas do que os constituídos por partículas de forma cúbica (ORE, 1970).

O aumento da compacidade inicial conduz a uma menor deformação permanente. Diversos autores, entre os quais Haynes e Yoder (1963), Allen (1973), Knutson (1976), Alva-Hurtado (1980), Barkdale (1972), Thom (1988), mostraram que o aumento da compacidade resulta na diminuição da deformação acumulada devido à aplicação de cargas repetidas.

O ORE (1970) desenvolveu estudos em laboratório e no campo com o objectivo de determinar o comportamento da camada de balastro sob acção de cargas repetidas. Os investigadores concluíram que, para níveis de tensão suficientemente afastados da rotura, a deformação permanente pode ser estimada pela equação:

$$\varepsilon_N = 0{,}082\left(100n - 38{,}2\right)\left(\sigma_1 - \sigma_3\right)^2 \left(1 + 0{,}2\log N\right) \qquad \text{Eq. 4.13}$$

sendo:

ε_N	–	extensão axial permanente depois de N ciclos de carga;
n	–	porosidade inicial do provete;
$(\sigma_1 - \sigma_3)$	–	tensão deviatórica;
N	–	número de ciclos de aplicação de carga.

Haynes e Yoder (1963), ao ensaiarem materiais britados bem graduados e seixo, concluíram que as deformações permanentes causadas por cargas repetidas dependem do grau de saturação. Paute et al. (1994) e Balay et al. (1998) chegaram a conclusões semelhantes quando ensaiaram agregados de origem calcária e granítica.

4.4 MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO REVERSÍVEL DOS MATERIAIS GRANULARES

O estado de tensão tem sido considerado como o factor que mais influencia a resposta dos materiais granulares quando sujeitos a cargas cíclicas. Fisicamente o fenómeno pode ser explicado separando a influência da tensão média da influência da tensão deviatórica.

No que se refere à tensão média, o aumento desta faz com que as partículas sejam comprimidas umas contra as outras e, consequentemente, que aumentem as forças de contacto e a área de contacto; nestas condições, as deformações produzidas por um determinado incremento de carga na vizinhança dos pontos de contacto são inferiores às que ocorrem se a tensão média for inferior e a área de contacto mais pequena; além disso, a força de atrito máxima que é possível mobilizar nos pontos de contacto aumenta proporcionalmente ao aumento da força de contacto, fazendo com que seja mais difícil o deslizamento relativo das partículas quando a tensão média é elevada. Estes fenómenos explicam o facto de o módulo de deformabilidade aumentar com a tensão média.

O aumento da tensão deviatórica provoca o aumento da componente tangencial da força de contacto entre as partículas; quando esta componente ultrapassa o valor máximo da força de atrito mobilizável nos pontos de contacto, as partículas deslizam entre si, originando um rearranjo do meio e uma nova distribuição de forças, que se transmitem a outros pontos de contacto; quanto mais aumenta a tensão deviatórica maior é o número de pontos de contacto onde a força de atrito é ultrapassada, provocando o aumento dos deslocamentos das partículas, logo das extensões do meio particulado.

Atendendo a esta explicação é possível perceber por que razão nos materiais granulares o módulo de distorção diminui com o aumento da distorção, ou seja com o aumento da tensão deviatórica.

Assim, os diversos modelos utilizados para descrever o comportamento reversível de materiais granulares, que têm sido propostos por investigadores na sequência de trabalhos laboratoriais realizados com distintos materiais, normalmente relacionam as características reversíveis dos materiais com as características da solicitação aplicada.

A modelação do comportamento reversível dos materiais granulares tem sido expressa de duas formas distintas: numa primeira via, a relação tensão-deformação é caracterizada por um módulo reversível dependente da tensão e por um coeficiente de Poisson constante ou

dependente do nível de tensão (Hicks e Monismith, 1971; Brown e Hyde, 1975); numa segunda corrente, a relação tensão-deformação é caracterizada decompondo tensões e deformações nas suas componentes volumétricas e distorcionais (Boyce, 1976).

Os primeiros modelos de carácter mecanicista utilizados para caracterizar o comportamento dos materiais granulares basearam-se na interpretação de ensaios triaxiais com tensão deviatórica cíclica e com tensão lateral constante.

Estes ensaios permitem obter o módulo reversível em função do estado de tensão a que o material está sujeito. São diversas as leis que têm sido propostas para representar esta relação, nomeadamente leis bilineares, exponenciais, semi-logarítmicas e hiperbólicas. Cada lei e os respectivos parâmetros foram utilizados para determinados tipos de materiais, sob determinadas condições. No entanto, as deformações radiais não eram normalmente medidas nestes ensaios, o que tinha como consequência a necessidade de arbitrar valores constantes para o coeficiente de Poisson.

No final dos anos setenta começou a ser possível realizar ensaios de carga triaxial cíclica com pressão de confinamento variável, os quais permitem simular mais adequadamente as condições de carga "in situ". Os resultados destes ensaios permitiram concluir que o comportamento reversível dos materiais granulares depende, não apenas da tensão média, p, mas também da trajectória de tensão, ou da relação q/p, e que a hipótese de o coeficiente de Poisson ser constante, considerada nos modelos anteriormente descritos, não é realista.

Allen e Thompson (1974) compararam resultados obtidos em ensaios triaxiais com tensão de confinamento constante com outros obtidos com tensão de confinamento variável e concluíram que o módulo reversível e o coeficiente de Poisson obtidos no primeiro caso são superiores.

A partir dos anos oitenta, em particular na Europa, os modelos que têm sido mais desenvolvidos são os que separam as deformações volumétricas das distorcionais. Nestes modelos as deformações são expressas na seguinte forma:

$$\varepsilon_v = \Delta\left\{\frac{p}{K(p,q)}\right\} \qquad \text{Eq. 4.14}$$

$$\varepsilon_q = \Delta\left\{\frac{q}{3G(p,q)}\right\} \qquad \text{Eq. 4.15}$$

sendo:

ε_v – extensão volumétrica reversível;
ε_q – extensão distorcional reversível;
K – módulo de compressibilidade volumétrica;
G – módulo de distorção;
p – tensão normal média, $p=(\sigma_1+2\sigma_3)/3$;
q – tensão deviatórica, $q=(\sigma_1-\sigma_3)$;
Δ – incremento finito.

4.4.1 Modelo *k-θ*

O modelo elástico não linear *k-θ* (Brown e Pell, 1967; Hicks e Monismith, 1971) é aquele que, devido à sua simplicidade, mais normalmente tem sido utilizado para modelar o comportamento reversível de materiais granulares, quando sujeitos a ensaios triaxiais com cargas axiais cíclicas e com pressão de confinamento constante. Na forma mais simples o modelo traduz-se por:

$$E = k_1 . \theta^{k_2} \qquad \text{Eq. 4.16}$$

sendo:

θ – soma das tensões principais $(\sigma_1+2\sigma_3)=3p$;
k_1, k_2 – parâmetros característicos do material determinados em ensaio.

Normalmente o parâmetro k_2 apresenta uma variação relativamente pequena (Kolisoja, 1997; Tian et al., 1998; Tutumluer et al., 1998).

O modelo *k-θ*, que utiliza no cálculo das deformações radiais um coeficiente de Poisson constante (normalmente igual a 0,3), conduz a uma fraca aproximação, em particular no que se refere às deformações volumétricas reversíveis (Gomes Correia et al., 1999).

Alguns autores propuseram a utilização deste modelo associado a uma relação que traduz a variação do coeficiente de Poisson com o nível de tensão aplicado, de forma a traduzir a não linearidade e a dilatância observada nos materiais granulares.

Em diversas ocasiões, vários investigadores têm comparado este modelo com o que tinha sido proposto anteriormente por Biarez (1962) que, com base em ensaios sobre areias uniformes, estabeleceu a relação:

$$E = k . \sigma_3^{\,n} \qquad \text{Eq. 4.17}$$

sendo:

k e n – parâmetros característicos do material determinados em ensaio.

Knutson (1976) concluiu que apesar de o modelo baseado na pressão de confinamento conduzir a bons resultados, o modelo baseado no primeiro invariante de tensão, θ, conduz a melhores correlações e reduz a dispersão quando se trata de materiais do tipo daqueles que é usual utilizar como balastro. No entanto, outros autores concluíram que o modelo baseado na pressão de confinamento se ajusta melhor aos resultados obtidos (Nunes, 1991).

Gomes Correia (2000), em estudos sobre agregados bem graduados de dimensão máxima 31,5 mm, obteve uma relação do tipo:

$$E_v = \alpha . \left(\frac{\sigma_v}{p_a} \right)^{2n} \qquad \text{Eq. 4.18}$$

sendo:

E_v – módulo de deformabilidade na direcção vertical;
σ_v – tensão vertical;
p_a – tensão de referência, 100 kPa;
n e α – parâmetros do modelo.

Esta relação foi obtida para níveis de deformação de cerca de 0,01%, com os parâmetros α e n a tomarem os valores 142,25 e 0,345, respectivamente. É de notar que, segundo esta relação, o módulo de deformabilidade na direcção axial depende apenas da tensão aplicada nesta direcção.

4.4.2 Modelo de Uzan

O modelo de Uzan (1985) além de relacionar o módulo reversível com a tensão normal média relaciona-o também com a tensão deviatórica, q:

$$E = k_1 . \theta^{k_2} . q^{k_3} \qquad \text{Eq. 4.19}$$

sendo:

k_1 , k_2 ,k_3 – parâmetros característicos do material determinados em ensaio.

Kolisoja (1997) incluiu o efeito da compacidade do material nos modelos k-θ e de Uzan, através da consideração da porosidade (n) do material e da porosidade máxima

determinada experimentalmente ($n_{máx}$), sugerindo uma formulação, respectivamente, do tipo:

$$E = a_1.(n_{\max} - n).\theta_0.\left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{0,5} \qquad \text{Eq. 4.20}$$

$$E = b_1.(n_{\max} - n).\theta_0.\left(\frac{\theta}{\theta_0}\right)^{0,7}.\left(\frac{q}{\theta_0}\right)^{-0,2} \qquad \text{Eq. 4.21}$$

sendo:

a_1 e b_1 – parâmetros do material determinados em ensaios;
θ_0 – tensão de referência, 100 kPa.

Da mesma forma que o modelo *k-θ*, estes modelos utilizam um coeficiente de Poisson constante e pretendem apenas modelar o comportamento quando se mantém constante a pressão de confinamento.

Assim, estes modelos possibilitam uma razoável previsão da deformação axial reversível, mas não da deformação radial.

4.4.3 Modelo de Boyce

Boyce (1980) propôs um modelo elástico não linear isotrópico para caracterizar melhor o comportamento dos materiais granulares, em ensaios triaxiais de cargas cíclicas com a tensão de confinamento variável. A análise de resultados de ensaios deste tipo mostra que, em geral, o comportamento reversível se caracteriza por: i) aumento dos valores da rigidez volumétrica e de corte com o aumento da tensão média, *p*, podendo admitir-se que são proporcionais a p^{1-n} ; ii) aumento da rigidez volumétrica com o aumento da relação *q/p*, podendo admitir-se que é inversamente proporcional a $[1-\beta.(q/p)^2]$.

Na sua forma original o modelo de Boyce relaciona a extensão volumétrica reversível e a extensão distorcional reversível com a tensão normal média e com a tensão deviatórica através das expressões:

$$\varepsilon_v = \frac{1}{K_1}.p^n.\left[1-\beta.\left(\frac{q}{p}\right)^2\right] \qquad \text{Eq. 4.22}$$

$$\varepsilon_q = \frac{1}{3G_1}.p^n.\left(\frac{q}{p}\right) \qquad \text{Eq. 4.23}$$

com

$$\beta = (1-n)\cdot\frac{K_1}{6G_1} \qquad \text{Eq. 4.24}$$

em que K_1, G_1 e n são constantes do material determinadas em ensaios triaxiais cíclicos, com pressão de confinamento variável.

Considerando as relações de elasticidade descritas na Eq. 4.11 e na Eq. 4.12, este modelo pode ser expresso em termos do módulo de compressibilidade volumétrica (K) e do módulo de distorção (G) por:

$$K = \frac{K_1.p^{1-n}}{\left[1-\beta.\left(\frac{q}{p}\right)^2\right]} \qquad \text{Eq. 4.25}$$

$$G = G_1.p^{1-n} \qquad \text{Eq. 4.26}$$

O módulo de compressibilidade volumétrica depende principalmente da tensão média, p, e de forma menos importante da relação q/p, porque β é muito inferior à unidade (Paute et al., 1994). O aumento de q/p conduz à diminuição da extensão volumétrica, o que significa que os materiais têm comportamento dilatante.

O modelo de Boyce descreve de forma muito mais realista o comportamento não linear elástico dos materiais granulares. A aproximação é particularmente boa no que se refere às deformações volumétricas reversíveis.

O modelo foi desenvolvido respeitando o princípio da conservação da energia da teoria da elasticidade, expresso por:

$$\frac{\partial\varepsilon_v}{\partial q} = \frac{\partial\varepsilon_q}{\partial p} \qquad \text{Eq. 4.27}$$

No entanto, o comportamento dos materiais revela dissipação de energia devido ao fenómeno de histerese, o que faz com que a teoria não seja exacta.

A principal vantagem do modelo de Boyce reside no facto de fazer uso de apenas três parâmetros.

Um modelo semelhante ao de Boyce (Pappin, 1979; Pappin e Brown, 1980) propõe que a extensão distorcional reversível dependa do comprimento da trajectória de tensões aplicada. As relações deste modelo podem ser apresentadas na seguinte forma:

$$\varepsilon_v = A_1.\Delta\left[p^{A_2}.\left(1 - A_3 \cdot \frac{q^2}{p^2}\right)\right] \qquad \text{Eq. 4.28}$$

$$\varepsilon_q = A_4.\Delta\left(\frac{q}{p+p^*}\right).\left(\frac{\sqrt{p_r^2 + q_r^2}}{p_m}\right)^{A_5} \qquad \text{Eq. 4.29}$$

sendo:

Δ – incremento finito;
p_m – valor médio de p;
p_r – diferença entre os valores máximo e mínimo de p;
q_r – diferença entre os valores máximo e mínimo de q;
A_i – parâmetros do material;
p^* – constante do material, com mesmo significado da que é apresentada na Eq. 4.48.

O parâmetro A_3, que corresponde ao parâmetro β do modelo de Boyce, não pode ser calculado directamente a partir de outros parâmetros do material, o que significa que não é válida a Eq. 4.27. Além disso, a dependência da tensão nas duas relações é distinta.

A verificação da possibilidade de se obterem valores negativos da extensão distorcional durante a realização de ensaios triaxiais cíclicos em agregados compactados para baixos valores da relação *q/p* (normalmente inferiores a 1), assim como os resultados de estudos realizados com o objectivo de avaliar o comportamento anisotrópico destes materiais, levaram a que alguns autores apresentassem modelos que contemplam a anisotropia de comportamento.

Jouve e Elhannani (1994) apresentaram uma generalização do modelo de Boyce introduzindo as seguintes hipóteses: i) a possibilidade de a teoria da reciprocidade poder não ser válida, logo, poder não se verificar a existência de um potencial elástico; ii) a possibilidade de o material apresentar ortotropia. As expressões do modelo são:

$$\varepsilon_v = p_a^{1-n}.p^n.\left[\frac{1}{K_a} - \frac{\beta}{K_a}\cdot\left(\frac{q}{p}\right)^2 - n.\xi.\left(\frac{q}{p}\right)\right] \qquad \text{Eq. 4.30}$$

$$\varepsilon_q = p_a^{1-n}.p^n.\left[\frac{1}{3G_a}\cdot\left(\frac{q}{p}\right) - \xi\right] \qquad \text{Eq. 4.31}$$

sendo:

K_a, G_a, n, β, ξ – parâmetros característicos do material determinados em ensaio.

Na formulação geral o modelo tem cinco parâmetros. No entanto, se o material é isotrópico (ξ=0) e o seu comportamento satisfaz a teoria da reciprocidade (β constante), então as equações são as do modelo do Boyce, considerando que, por razões dimensionais:

$$K_a = K_1 . p_a^{\,1-n} \qquad \text{Eq. 4.32}$$

$$G_a = G_1 . p_a^{\,1-n} \qquad \text{Eq. 4.33}$$

em que p_a é uma tensão de referência tomada arbitrariamente igual a 100 kPa (pressão atmosférica). Neste caso, o módulo de compressibilidade volumétrica e o módulo de distorção são dados por:

$$K = K_a \cdot \frac{\left(\frac{p}{p_a}\right)^{1-n}}{1-\beta.\left(\frac{q}{p}\right)^2} \qquad \text{Eq. 4.34}$$

$$G = G_a . \left(\frac{p}{p_a}\right)^{1-n} \qquad \text{Eq. 4.35}$$

com

$$\beta = (1-n) \cdot \frac{K_a}{6G_a} \qquad \text{Eq. 4.36}$$

Após estudos desenvolvidos com recurso a ensaios de carga com placa e a ensaios triaxiais de cargas repetidas sobre agregados, os investigadores da Universidade de Dresden propuseram um modelo de elasticidade variável relativamente simples, normalmente designado por modelo de Dresden (Gleitz, 1996). Neste modelo, o módulo de deformabilidade reversível e o coeficiente de Poisson são dados pelas expressões:

$$E = \left(Q + C.\sigma_3^{Q_1}\right)\sigma_1^{Q_2} + D \qquad \text{Eq. 4.37}$$

$$\nu = R.\frac{\sigma_1}{\sigma_3} + A.\sigma_3 + B \qquad \text{Eq. 4.38}$$

em que A, B, C, Q, Q_i e R são parâmetros do material e D é uma constante. A comparação entre os resultados obtidos da modelação numérica, com recurso a vários modelos, e os resultados experimentais, permitiu concluir a boa adequação deste modelo para representar a deformação superficial de um meio sujeito a uma carga aplicada por uma placa (Werkmeister et al., 2000).

Hornych et al. (1998) apresentaram também uma generalização do modelo de Boyce a materiais com anisotropia (isotropia transversal e eixo de simetria vertical), introduzindo um parâmetro de anisotropia γ. Este modelo, que aproxima melhor o comportamento dos agregados compactados, tem sido validado experimentalmente (Gomes Correia et al; 1999) e é traduzido pelas expressões:

$$\varepsilon_v = p_a^{1-n}.p^{*n}\left[\frac{\gamma+2}{3.K_a}+\frac{n-1}{18.G_a}(\gamma+2)\cdot\left(\frac{q^*}{p^*}\right)^2+\frac{\gamma-1}{3.G_a}\left(\frac{q^*}{p^*}\right)\right] \qquad \text{Eq. 4.39}$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}p_a^{1-n}.p^{*n}\left[\frac{\gamma-1}{3.K_a}+\frac{n-1}{18.G_a}(\gamma-1)\cdot\left(\frac{q^*}{p^*}\right)^2+\frac{2\gamma+1}{6.G_a}\left(\frac{q^*}{p^*}\right)\right] \qquad \text{Eq. 4.40}$$

com

$$p^* = \frac{\gamma.\sigma_1+2\sigma_3}{3} \qquad \text{Eq. 4.41}$$

e

$$q^* = \gamma.\sigma_1-\sigma_3 \qquad \text{Eq. 4.42}$$

Quando o material é isotrópico o parâmetro γ assume o valor unitário. Para valores inferiores à unidade o material comporta-se como mais rígido na direcção vertical do que na horizontal.

Nos materiais granulares compactados a anisotropia de comportamento deve-se fundamentalmente à deposição e compactação do material em camadas e ao facto de a solicitação ser predominantemente vertical. Como consequência da compactação é expectável que as camadas compactadas exibam maior rigidez na direcção vertical do que na horizontal, o que normalmente se designa por anisotropia inerente. Esta anisotropia, que depende do tipo de material, do seu estado, do processo construtivo, da história de tensões e do número de aplicações de carga, pode ser medida com recurso a ensaios de carga triaxial isotrópica, e apresenta um comportamento ligeiramente histerético (Karasahin e Dawson, 2000; Kim et al., 2004). A aplicação de tensões deviatóricas

associadas às solicitações dos veículos pode produzir a designada anisotropia induzida pela tensão, mesmo em materiais que demonstram um comportamento isotrópico, quando solicitados em carregamentos isotrópicos.

A anisotropia das características de deformabilidade dos agregados pode influenciar de forma importante a resposta mecânica das camadas construídas com estes materiais, assim como a das estruturas em que se inserem. Nas análises de subestruturas com modelos que contemplam a anisotropia tem-se verificado a existência de tensões verticais e deformações mais elevadas na base das camadas de agregados e no leito, relativamente às situações em que se considera o comportamento isotrópico (Seyhan e Tutumluer, 2002; Tutumluer et al., 2003).

Nos últimos anos outros autores têm proposto diversos modelos com o objectivo de representar o comportamento elástico dos materiais granulares isotrópicos dilatantes. Hoff et al. (1999) propuseram um modelo baseado na hiperelasticidade (*HED-model*). O modelo é traduzido por uma função energética, assim definida:

$$U = \frac{1}{2} K . \left(I_1^{\varepsilon} \right)^2 + D . I_1^{\varepsilon} . J_2^{\varepsilon} + 2 G . J_2^{\varepsilon} \qquad \text{Eq. 4.43}$$

sendo:

U – energia de deformação;
K – módulo de compressibilidade volumétrica;
G – módulo de distorção;
D – parâmetro de dilatância;
I_1^{ε} – primeiro invariante de deformação;
J_2^{ε} – segundo invariante de deformação distorcional.

O termo $D\, I_1^{\varepsilon}\, J_2^{\varepsilon}$ relaciona a extensão volumétrica com a extensão distorcional.

As tensões são obtidas por derivação da função de energia de deformação em ordem à deformação e a matriz tensão-deformação pode ser formulada para aplicações axissimétricas e tridimensionais.

Outros modelos que traduzem relações entre tensões e deformações no âmbito das muito pequenas deformações (*quase-elasticidade*) contemplam a anisotropia de comportamento e os parâmetros de estado do material (Tatsuoka et al., 1999a).

Gomes Correia et al. (1999) compararam a adequação de diversos modelos para descrever o comportamento não linear reversível de agregados, obtido em ensaios laboratoriais.

Nesse trabalho os autores concluíram que o modelo de Boyce que contempla a anisotropia é o que melhor permite aproximar as extensões volumétrica e distorcional reversíveis ocorridas durante os ensaios triaxiais de cargas cíclicas com tensão lateral variável. Este modelo mostrou-se mais adequado quando os parâmetros foram determinados com os procedimentos estabelecidos para os ensaios triaxiais de cargas cíclicas com tensão lateral constante.

4.5 MODELAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DOS MATERIAIS GRANULARES

Os modelos existentes para estimar a deformação permanente dos materiais granulares são, na sua maioria, mais ou menos empíricos e têm por base a experiência do desempenho, a longo prazo, das camadas de apoio das infra-estruturas de transportes.

Presentemente não existe um método directo para avaliar a deformação permanente "in situ" em condições semelhantes àquelas que são proporcionadas pelas cargas dos veículos. No entanto, nos últimos anos, com a possibilidade de realizar ensaios triaxiais de carga cíclica com grande número de aplicações de carga, tem havido alguns desenvolvimentos no estabelecimento de modelos para determinação das deformações permanentes.

Tais modelos normalmente expressam as deformações permanentes como uma função do número de ciclos de carga (do tipo logarítmico ou hiperbólico) e (ou) das tensões aplicadas. Alguns dos modelos baseiam-se na hipótese de que a taxa de aumento da deformação permanente se reduz com o número de aplicações de carga, conduzindo a um comportamento reversível. Outros, contudo, apontam para um aumento contínuo da deformação permanente, sem que ocorra a estabilização do comportamento do material. Lekarp et al. (2000b) apresentam algumas das relações que é possível encontrar na bibliografia da especialidade.

Os primeiros estudos da deformação permanente basearam-se nos resultados dos ensaios triaxiais com tensão de confinamento constante e mostraram que: i) as deformações permanentes aumentam com o aumento da tensão deviatórica; ii) as deformações permanentes diminuem com o aumento da tensão de confinamento estática; iii) as deformações permanentes aumentam consideravelmente quando o nível de tensão se aproxima da envolvente de rotura do material.

Paute et al. (1994) sugeriram a adopção de um modelo para descrever a evolução da deformação axial permanente em função do número de ciclos de carga e do nível de tensão aplicada. O modelo foi estabelecido atendendo aos resultados obtidos em ensaios triaxiais com pressão de confinamento variável e com a aplicação de 80000 ciclos de carga. No que se refere à dependência do número de ciclos de carga, o modelo baseia-se no pressuposto de que a deformação permanente acumulada aumenta assimptoticamente até um determinado limite e traduz-se por:

$$\varepsilon_1^p(N) = \varepsilon_1^p(100) + \varepsilon_1^{p^*}(N) \qquad \text{Eq. 4.44}$$

com

$$\varepsilon_1^{p^*}(N) = A_1.\left[1 - \left(\frac{N}{100}\right)^{-B}\right] \qquad \text{Eq. 4.45}$$

sendo:

N	–	número de aplicações de carga;
$\varepsilon_1^p(N)$	–	extensão axial permanente acumulada após *N* ciclos;
$\varepsilon_1^p(100)$	–	extensão axial permanente acumulada após 100 ciclos;
$\varepsilon_1^{p^*}(N)$	–	extensão axial permanente adicional para *N>100*;
A_1 e B	–	parâmetros obtidos a partir dos ensaios.

Este modelo separa a deformação permanente acumulada nos primeiros 100 ciclos da restante, considerando que as extensões permanentes que ocorrem nos primeiros ciclos de carregamento dependem significativamente das condições de preparação dos provetes.

O parâmetro A_1 é o valor limite de $\varepsilon_1^{p^*}$ para um valor infinito de *N*. O parâmetro B caracteriza a evolução da deformação permanente em função do número de ciclos. Na aplicação deste modelo é normal considerar que o valor limite da deformação permanente total é o dobro de $\varepsilon_1^{p^*}$ (20000), se este valor for inferior a A_1.

A segunda parte do modelo de Paute contempla o efeito do nível de tensão na deformação permanente, comparando o estado de tensão com a envolvente de rotura do material. A variação do parâmetro A_1 com o nível de tensão pode ser expressa através de:

$$A_1 = \frac{\dfrac{q}{p + p^*}}{a - b.\left(\dfrac{q}{p + p^*}\right)} \qquad \text{Eq. 4.46}$$

com

$$p^* = \frac{s}{m} \qquad \text{Eq. 4.47}$$

em que a e b são parâmetros positivos do modelo e s e m são a ordenada na origem e o declive da envolvente de rotura no plano p-q, respectivamente. Considerando nula a coesão aparente dos agregados (em termos de tensões efectivas), $p+p^*$ iguala a tensão efectiva, podendo p^* ser interpretado como uma medida da sucção (Figura 4.6).

Esta relação hiperbólica traduz o aumento de A_1 com o aumento de q/p; o modelo considera que quando aquele parâmetro se torna infinito, isto é:

$$\frac{q}{(p + p^*)} = \frac{a}{b} \qquad \text{Eq. 4.48}$$

atinge-se a rotura, logo a/b=m.

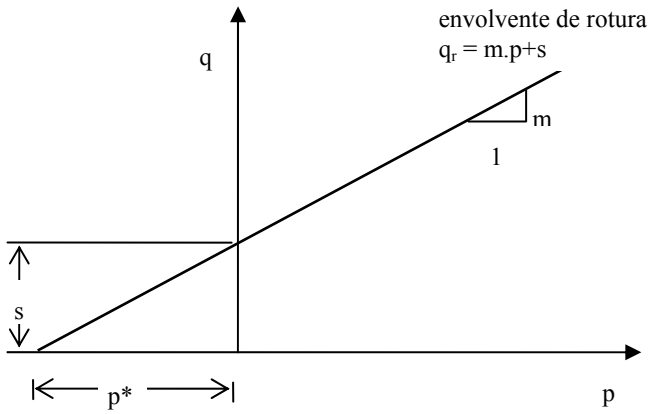


Figura 4.6 – Determinação do parâmetro p^*.

Outros autores desenvolveram modelos que se baseiam no conceito de "tensão crítica", considerando que o comportamento do material - estável ou instável - depende do nível de tensão aplicado. Abaixo de um determinado nível de tensão, a deformação permanente mantém-se em níveis relativamente baixos e a sua taxa de variação diminui com o aumento do número de aplicações de carga. Para níveis de tensão iguais ou superiores à "tensão crítica" a deformação permanente cresce rapidamente até se atingir a rotura.

Uma das propostas mais recentes contempla diferentes estágios de comportamento, os quais são limitados através do valor da tensão vertical aplicada (Werkmeister et al., 2001; Werkmeister et al., 2002), a qual pode ser determinada em ensaios triaxiais e modelada por (Werkmeister et al., 2003):

$$\sigma_{1\max} = \alpha.\left(\frac{\sigma_{1\max}}{\sigma_3}\right)^{\beta} \qquad \text{Eq. 4.49}$$

sendo:

α e β – constantes do modelo.

Estes estágios traduzem comportamentos distintos, esquematicamente apresentados na Figura 4.7. No domínio designado por *Plastic Shakedown*, que é limitado pela tensão designada por *Plastic Shakedown Limit*, o material acumula deformações plásticas durante várias aplicações de carga, até o incremento dessas deformações ser praticamente nulo, o que resulta num comportamento final que se pode considerar no domínio elástico; no domínio designado por *Plastic Creep* e limitado pelo tensão designada por *Plastic Creep Limit*, os níveis elevados da taxa de deformação plástica que o material evidencia nos primeiros ciclos de carga diminuem rapidamente até atingirem um valor relativamente baixo e aproximadamente constante; a passagem do regime anterior para este traduz-se normalmente por um acréscimo rápido das deformações reversíveis; para valores mais elevados da tensão, o comportamento do material entra num domínio designado por *Incremental Collapse*, que se traduz por um aumento contínuo da deformação plástica com o aumento do número de ciclos; neste caso, a taxa de deformação plástica diminui muito lentamente, ou não chega a diminuir, ou aumenta mesmo depois de um período em que diminuiu, conduzindo à rotura.

No que se refere aos mecanismos que estão na base dos diferentes comportamentos, eles serão certamente distintos: no primeiro caso deve ocorrer apenas um pequeno rearranjo e algum desgaste das partículas, com o consequente aumento de compacidade; no segundo caso deve ocorrer um maior desgaste das partículas e um maior rearranjo; e no terceiro caso devem existir esmagamento, rotura, deslizamento relativo e um importante rearranjo de partículas.

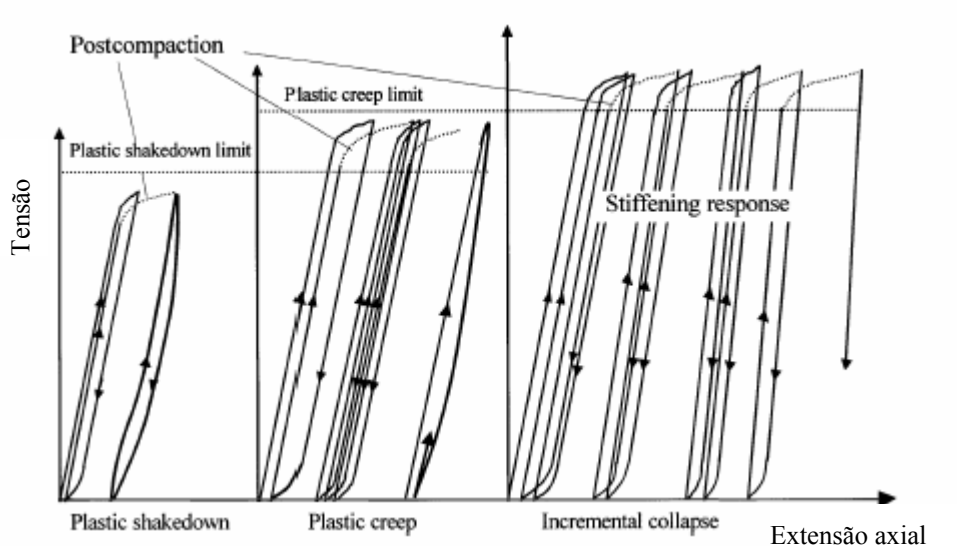


Figura 4.7 – Comportamento de materiais granulares sujeitos a ciclos de carga (Werkmeister et al., 2001, adaptado).

Uma análise de maior complexidade relativa à deformação permanente pode contemplar o efeito da rotação das tensões causado pela passagem dos veículos. Neste caso os ensaios triaxiais de carga repetida têm que ser substituídos por outra metodologia, como por exemplo o ensaio em cilindro oco (Thom, 1988, Thom e Dawson, 1996). Nestas condições, os equipamentos conhecidos permitem apenas o ensaio de materiais com partículas de diâmetro máximo relativamente pequeno (cerca de 5 mm). Ensaios comparativos mostram que os valores da deformação permanente obtidos em provetes em que foi possível promover a rotação das tensões principais podem atingir o dobro dos verificados em ensaios triaxiais de carga repetida.

4.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

São diversos os aspectos que condicionam o comportamento dos materiais granulares normalmente utilizados na construção das camadas de apoio e no leito da plataforma das infra-estruturas de transportes.

Em relação a alguns desses aspectos existe unanimidade sobre a sua influência no comportamento daqueles materiais e os fenómenos envolvidos estão relativamente bem estudados e compreendidos. No entanto, no que se refere a outros aspectos, os resultados dos estudos não são concordantes entre si.

As características dos materiais cujo comportamento se pretende estudar no âmbito desta tese são relativamente distintas das de outros que normalmente têm sido apresentados noutros estudos, quer pela distribuição granulométrica que apresentam, quer pela dimensão máxima das partículas que os compõem. Além disso, o estado de compacidade e, em particular, o teor em água destes materiais, podem variar significativamente quando eles constituem as camadas da subestrutura da via férrea.

Nestas circunstâncias, pareceu adequado desenvolver o conjunto de estudos que se apresentam no Capítulo 6, de forma a perceber a influência no comportamento dos materiais de alguns dos aspectos referidos neste capítulo e a avaliar a possibilidade de aplicação a estes materiais de alguns dos modelos de comportamento apresentados.

Note-se que nesses estudos, quer no carregamento triaxial cíclico em provetes cilíndricos de grandes dimensões, quer no ensaios sobre os provetes construídos nas fossas de ensaio, utilizou-se a granulometria integral dos materiais.

CAPÍTULO 5

PROSPECÇÃO E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA SUBESTRUTURA DA VIA FÉRREA – LINHA DO NORTE

5.1 INTRODUÇÃO

Muitas das linhas de caminho de ferro que integram as redes ferroviárias de diversos países estão em exploração há mais de cem anos e foram construídas com os reduzidos meios existentes à data, tendo por base critérios empíricos, nomeadamente no que se refere aos aspectos geotécnicos.

Devido à necessidade de adequar as linhas férreas aos novos padrões de qualidade e a solicitações mais exigentes, relacionadas quer com o aumento das cargas máximas por eixo, quer com o aumento do número de aplicações de carga, quer ainda com a circulação a velocidades mais elevadas, diversas entidades, nomeadamente na Europa, têm investido na modernização das infra-estruturas ferroviárias com aproveitamento dos canais em exploração.

Nas vias férreas modernas, em particular as de alta velocidade ($V > 220$ km/h) e de velocidade elevada (160 km/h $< V \leq 220$ km/h), as exigências de qualidade podem agrupar-se em três grandes domínios e traduzem-se na necessidade de garantir: i) condições de precisão da geometria dos carris; ii) ausência de obstáculos à circulação; iii) adequada capacidade de carga da plataforma.

A modernização implica a realização de intervenções de diversos tipos, de que se destacam a construção de "variantes ao traçado", para adaptar localmente o traçado da linha às novas exigências de velocidade, e a realização de obras de renovação na extensão correspondente à parte da linha que é aproveitada.

As principais diferenças entre um projecto de construção nova e um projecto de renovação de uma infra-estrutura ferroviária, estão relacionadas com: i) as preocupações em aproveitar, tanto quanto possível, o existente; ii) a necessidade de redução das perturbações na exploração da via, aquando da realização das obras; iii) o respeito pelas limitações físicas impostas pelas estruturas existentes; iv) a impossibilidade de adoptar algumas das técnicas de construção normalmente utilizadas quando se trata de construir uma via nova,

por exemplo relacionadas com a melhoria de solos; v) a falta de homogeneidade longitudinal e transversal das características dos materiais presentes na subestrutura e do estado desta, em particular quando não houve a conservação e a reabilitação adequadas; vi) a manutenção de um elevado nível de segurança relativamente ao tráfego que continua a circular.

Em diversas situações, a renovação da via tem consistido na substituição dos carris, das travessas, dos elementos de ligação, da camada de balastro e, quando necessário, na colocação de uma camada de sub-balastro sobre a plataforma existente. Em alguns casos, é ainda necessário reforçar ou reconstruir essa plataforma. Muitas das vias renovadas apresentam carril *UIC60* de barra longa, com travessas de betão armado pré-esforçado, uma camada de balastro com cerca de 30 cm de espessura e uma camada de sub-balastro com 15 a 30 cm de espessura.

No entanto, em função do estado da estrutura (superestrutura+subestrutura) existente aquando da modernização e do tipo de exigências futuras, as alterações a implementar poderão ser distintas. Assim, o projecto de renovação de uma via férrea e os estudos que o suportam devem ser realizados com base no tipo e na intensidade do tráfego previsível durante o período para o qual é feito o dimensionamento, no estado e desempenho da via e nas características dos materiais envolvidos.

Na análise dos trechos a renovar deve haver a preocupação de aproveitar, tanto quanto possível, a plataforma existente, de modo a reduzir perturbações na exploração da via, aquando da realização das obras. No entanto, quando a capacidade de carga da plataforma é insuficiente, quer devido ao aumento das solicitações, quer por insuficiência das características mecânicas dos materiais, podem desenvolver-se em pouco tempo fenómenos de degradação importantes, os quais podem: i) conduzir a um grande esforço de conservação para manter a geometria da via dentro de uma tolerância aceitável; ii) condicionar a exploração, limitando a velocidade de circulação, ou reduzindo as cargas transportadas; iii) impor o melhoramento das condições da fundação. Assim, assumindo a plataforma um papel determinante no comportamento da via, torna-se indispensável, no âmbito dos estudos de renovação, proceder a uma correcta caracterização do seu estado e do seu desempenho passado e determinar os mecanismos responsáveis pela sua eventual deterioração.

A recolha de informação histórica relativa à construção, conservação, reabilitação e desempenho da via, associada a uma cuidada inspecção visual, devem permitir uma avaliação global da sua qualidade e a organização de elementos que possibilitem fazer um zonamento, distinguindo zonas com diferentes comportamentos, tanto longitudinal como transversalmente. Estas tarefas podem ser facilitadas se a informação estiver informatizada. Nos últimos anos têm-se desenvolvido programas informáticos de apoio à gestão da conservação que incorporam bases de dados e modelos de comportamento, permitindo gerir a conservação e a reabilitação da via férrea e, se for caso disso, prever acções de renovação. Esses modelos integram o ciclo de vida dos elementos da superestrutura e da subestrutura da via (Uzarski e Mahoney, 1997; Rivier 1998; Alfelor et al., 2001).

A caracterização geotécnica da subestrutura constitui uma das tarefas fundamentais, quer para permitir dimensionar as camadas de sub-balastro e de balastro, quer para permitir programar os trabalhos de conservação e de reabilitação. Essa caracterização permite identificar a natureza dos materiais e o seu estado, as espessuras das camadas e, desejavelmente, as suas características de resistência e deformabilidade. Por ser uma tarefa delicada, quer pelas características da própria via, quer pela necessidade de manter a exploração da via com o mínimo de perturbações, essa caracterização deve ser concebida e programada após análise cuidada dos elementos disponíveis, os quais permitem, em certos casos, estabelecer programas de caracterização diferenciados.

Neste capítulo apresentam-se alguns aspectos relativos ao Projecto de Modernização da Linha do Norte e à metodologia adoptada para proceder à caracterização do estado da via.

Descrevem-se os trabalhos realizados no âmbito da caracterização geotécnica e apresentam-se alguns resultados dos ensaios efectuados. Analisam-se esses resultados e estabelecem-se relações entre diversas características físicas e de estado dos materiais e o módulo de deformabilidade reversível, e entre este e a resistência à penetração medida pelo penetrómetro dinâmico ligeiro.

Apresentam-se os resultados obtidos na aplicação do deflectómetro de impacto ligeiro no âmbito dos trabalhos de caracterização da plataforma existente.

Descrevem-se os estudos desenvolvidos para a aplicação do georadar na via férrea, nomeadamente aqueles que foram realizados em laboratório e os que se desenvolveram num trecho experimental; apresentam-se os resultados da aplicação sistemática do georadar num subtroço da Linha do Norte.

5.2 ASPECTOS GERAIS DO PROJECTO DE MODERNIZAÇÃO DA LINHA DO NORTE

A via descendente (Porto-Lisboa) da Linha do Norte foi construída entre 1856 e 1864 e a via ascendente (Lisboa-Porto) entre 1861 e 1930. Actualmente as vias são constituídas, em geral, por travessas bibloco modelo *RS* (dois blocos de betão armado de 0,72 m de comprimento e um perfil metálico de secção rectangular de lados iguais a unir os blocos), com comprimento total de 2,47 m, colocadas com espaçamento longitudinal entre eixos de 0,60 m. Em alguns locais encontram-se ainda travessas de madeira de pinho do Tipo 1, com face de 0,23 m, altura de 0,14 m, comprimento de 2,80 m e espaçamento entre eixos de 0,55 m.

As obras de modernização da Linha do Norte visam permitir a circulação de comboios de passageiros com carga máxima de 140 kN/eixo a uma velocidade máxima de 220 km/h e a utilização da mesma linha por comboios de mercadorias com carga máxima de 225 kN/eixo a uma velocidade máxima de 100 km/h. Pretende-se obter uma linha do grupo *UIC 3* (UIC, 1989).

Embora a velocidade elevada dos comboios de passageiros imponha parâmetros de nivelamento mais exigentes, na exploração da Linha do Norte é sobretudo o tráfego de mercadorias que maior impacto tem sobre a plataforma, quer pelo valor das cargas por eixo, quer pela intensidade de tráfego.

A conciliação do tráfego de comboios de passageiros com o de comboios de mercadorias em linhas antigas levanta problemas delicados, em particular relativos à qualidade da plataforma onde apoia a camada de balastro, o que terá levado diversas administrações ferroviárias a optar pela construção de linhas novas para a alta velocidade, em vez de proceder à adaptação de linhas existentes. Dos problemas referidos destacam-se a necessidade de assegurar para a plataforma uma adequada capacidade de carga, compatível com as novas condições de circulação, e garantir uma largura mínima de plataforma em toda a extensão, que permita o cruzamento de comboios em condições de segurança.

Ambos os aspectos influenciam as futuras condições de segurança da exploração da linha e assumem um papel determinante neste empreendimento, uma vez que os trechos em variante (construção nova fora do actual traçado) constituirão apenas cerca de 20% do traçado. Tem-se então que as futuras condições de exploração da linha dependerão, em

larga medida, do comportamento da actual plataforma e dos trabalhos de renovação que forem projectados, assim como do modo como eles forem executados.

Os projectos de execução realizados em 1995 previram uma superestrutura com carris de 60 kgf/m em bitola ibérica (1,668 m), travessas monobloco de betão armado pré-esforçado (modelo *DW*, comprimento de 2,60 m e peso 304 kgf) colocadas com afastamento entre eixos de 0,60 m sobre uma camada de 0,30 m de espessura mínima de balastro granítico de dimensões nominais 25/50 mm. Ainda de acordo com o projecto, a nova superestrutura seria colocada sobre a plataforma existente, com excepção de algumas zonas limitadas, as quais seriam identificadas em obra.

No âmbito dos estudos iniciados a partir de 1998, relativos ao problema da capacidade de carga da plataforma, considerou-se indispensável fundamentar as soluções técnicas, a adoptar para satisfazer as novas exigências em estudos que permitissem caracterizar o seu estado, tendo por base uma avaliação do desempenho da actual plataforma e os resultados de ensaios realizados com vista à sua caracterização.

De acordo com a *Ficha UIC 719R* (UIC, 1994), propôs-se aos responsáveis pela REFER e foram aceites, os seguintes requisitos: i) a colocação na subestrutura de uma camada de sub-balastro, assente sobre uma plataforma de boa qualidade (classe *P3*), caracterizada por um módulo de deformabilidade equivalente (obtido no segundo ciclo do ensaio de carga com placa, EV_2) igual ou superior a 80 MPa; ii) ao nível do topo da camada de sub-balastro o valor de EV_2 deverá ser igual ou superior a 120 MPa.

Segundo as recomendações expressas naquele documento, a espessura do conjunto "balastro+sub-balastro" depende de vários parâmetros, como a classe da plataforma, o tipo de linha, o tipo de travessa, as restrições de construção (o que pode ser particularmente importante nos casos de renovação de linhas antigas), a carga por eixo e a velocidade de circulação. Aquele documento especifica algumas características físicas e mecânicas dos materiais a utilizar na construção do leito e da camada de sub-balastro de vias novas, e preconiza que o controlo da qualidade se faça, quer através da análise da compactação relativa do material de cada uma das camadas, quer pela medição dos módulos de deformabilidade no leito da via e no topo da camada de sub-balastro.

Assim, nos estudos relativos à renovação da plataforma da Linha do Norte, iniciados em 1998, no âmbito de um protocolo de colaboração estabelecido entre a REFER – empresa que tem a seu cargo a construção, conservação e renovação da linha – e o LNEC, além das

recomendações apontadas em relação às características físicas e mecânicas dos materiais adoptados para o leito e para a camada de sub-balastro, foram também estabelecidos valores do módulo de deformabilidade equivalente a atingir no topo das camadas de leito e de sub-balastro. Subjacente a este critério está o facto de se considerar que as características quase-elásticas dos materiais utilizados, para além de serem determinantes no desempenho da via quando sujeita às solicitações impostas pelo material circulante, se relacionam com o seu comportamento relativamente às deformações permanentes, as quais são, em última análise, o melhor indicador da qualidade da subestrutura da via.

Para além daquelas características foram ainda especificadas características geométricas, nomeadamente de regularidade e de inclinação.

Note-se que quando foi estabelecido o referido protocolo de colaboração (LNEC, 1999), existiam projectos de execução das obras de renovação, os quais não previam a intervenção sistemática na plataforma da via, nem a colocação da camada de sub-balastro. Alguns dos trechos tinham sido já sujeitos a renovação, noutros essa renovação estava em curso e noutros ainda as obras estavam já adjudicadas. Assim, houve necessidade de desenvolver uma metodologia para rapidamente obter informação sobre o estado da via e de encetar estudos para fundamentar o tipo de intervenções a realizar.

Tendo por base os dados disponíveis e outros obtidos pela observação directa dos trabalhos em curso, relativamente à necessidade de melhoramento da subestrutura foram definidas três situações distintas, que se descrevem seguidamente.

i) Nas zonas sem indícios de mau comportamento e em que se dispõe de um valor de rigidez aceitável na plataforma ($EV_2 \geq 80$ MPa), considerou-se necessário, pelo menos, a colocação de uma camada de sub-balastro e a instalação de uma sistema de drenagem adequado. É de notar, no entanto, que em muitas das situações a rigidez da actual plataforma é assegurada pela existência de uma camada de balastro contaminado, por vezes designada de "calo da via". Nos casos em que, por condições de geometria, não é possível aumentar a cota da rasante, é necessário, para se proceder à colocação da camada de sub-balastro, retirar uma parte substancial, ou a totalidade da camada de balastro contaminado, o que pode originar um decréscimo substancial da rigidez da plataforma. Nestas situações, é necessário colocar uma camada de leito, como coroamento das terraplenagens, o

que necessariamente implica escavar uma profundidade suficiente para que tal seja possível.

ii) Nas zonas sem indícios de mau comportamento, mas em que não se dispõe de um valor de rigidez aceitável na plataforma ($EV_2 < 80$ MPa), consideraram-se duas hipóteses: uma em que é possível aumentar a cota da rasante, logo, em que as camadas de reforço e de sub-balastro podem ser colocadas sem necessidade de escavação; e outra, em que não é possível aumentar a cota da rasante, logo, em que a colocação de novas camadas de reforço exige sanear a parte superior da fundação. O reforço da plataforma é realizado com o objectivo de aumentar a sua rigidez e tornar o leito insensível à água. Este reforço é realizado à custa da colocação de solos seleccionados ou de camadas de agregados britados. Em ambas as hipóteses são executados sistemas de drenagem adequados, nomeadamente: drenagem superficial; drenagem longitudinal profunda; e drenagem transversal propiciada pela superfície inclinada da camada de sub-balastro.

iii) Nas zonas identificadas como instáveis e em outras onde após o levantamento da via (carris, travessas e balastro) se encontrou uma plataforma em muito mau estado (Figura 5.1), sem que sobre ela se pudesse colocar e compactar uma camada de leito, considerou-se que o tratamento passaria por sanear o material existente, para possibilitar a colocação de uma camada de substituição, de uma camada de leito e de uma camada de sub-balastro. A profundidade de saneamento é função da espessura necessária para a colocação de uma camada que permita executar as obras subsequentes. Nestes casos é necessário, também, construir sistemas de drenagem eficazes.



Figura 5.1 – Aspecto de uma zona da plataforma ferroviária em mau estado.

Outro aspecto relevante diz respeito ao modo como é programada a execução dos trabalhos. Os principais condicionantes à execução dos trabalhos de renovação da plataforma estão relacionadas com: i) a heterogeneidade da subestrutura; ii) a necessidade de manter a circulação ferroviária na via adjacente e de cumprir os regimes de interdição da via; iii) a necessidade de respeitar características geométricas impostas; iv) a dificuldade de obter os materiais para serem utilizados nas camadas de reforço da subestrutura.

A manutenção da circulação ferroviária durante a execução dos trabalhos levanta problemas de segurança, quer relativos ao material circulante, quer ao desenvolvimento dos trabalhos.

A experiência obtida com a realização dos trabalhos em via única temporária (*VUT*) mostrou que, para obter a qualidade desejada seria indispensável mudar os regimes de interdição à circulação, passando a dispor-se de regime de via única permanente (*VUP*) nos trechos em obra, permitindo assim trabalhar na plataforma relativa a uma das vias numa extensão limitada. Esta solução obriga a construir uma estrutura de suporte para conter o balastro e assegurar a estabilidade da fundação da via adjacente àquela onde se realizam os trabalhos em cada momento.

A necessidade de respeitar as cotas de estruturas existentes, como por exemplo as dos cais de estação e das obras de arte das passagens superiores, associada à limitação das inclinações longitudinais máximas, limita o grau de liberdade das cotas da rasante, o que em algumas situações é problemático, já que o traçado da linha se desenvolve, frequentemente, em áreas inundáveis.

Na impossibilidade de se dispor, em condições económicas, de manchas de empréstimo de solos seleccionados, as camadas do leito da via foram normalmente executadas com agregado britado de granulometria extensa. Em zonas onde não se dispunha de traficabilidade para os equipamentos de construção foram executadas, sob o leito da via, camadas de enrocamento de granulometria extensa ou de balastro velho envolvido em geotêxtil.

5.3 METODOLOGIA ADOPTADA PARA ANÁLISE DA VIA EXISTENTE

A parte mais antiga da actual plataforma da Linha do Norte foi construída há mais de cem anos, num traçado muito "agarrado" ao terreno natural. Esta circunstância e o facto de a envolvente física da via ser, em muitos casos, pouco favorável (baixas aluvionares, escavações em zonas com nível freático muito elevado, etc.), acarretam dificuldades de drenagem, as quais são agravadas pelo facto de as inclinações longitudinais serem obrigatoriamente muito reduzidas. Além disso, à data da primeira construção e mesmo aquando da duplicação da via, os conhecimentos no âmbito da Geotecnia e particularmente da Mecânica Solos, ou não existiam, ou estavam ainda pouco desenvolvidos.

Os elementos da superestrutura ferroviária foram objecto de intervenções de conservação e reabilitação com periodicidade e âmbitos diversos. Em alguns dos locais o balastro foi substituído há cerca de trinta anos e as sucessivas operações de recarga conduziram à formação de uma camada de elevada espessura. Relativamente à plataforma, até à data, apenas foram feitas análises de âmbito local, as quais permitiram obter algumas das suas características. Apesar disso, os indicadores de desempenho disponíveis permitiam considerar que a Linha do Norte apresentava, em geral, uma subestrutura deficiente, muito heterogénea, quer em termos de perfil longitudinal, quer mesmo em termos de perfil transversal, com qualidade insuficiente para as novas exigências.

De acordo com informações solicitadas à REFER, ao longo da linha são conhecidas várias zonas onde se têm observado deficiências do desempenho da via, atribuíveis ao mau comportamento da plataforma - zonas de plataforma instável na terminologia dos técnicos ferroviários. Tais deficiências traduzem-se na necessidade de limitar as velocidades de circulação e de efectuar trabalhos de reparação, com periodicidade muito acima do desejável (várias vezes por ano).

A metodologia adoptada para estudar as medidas de renovação da plataforma existente, com base na caracterização da sua capacidade de carga, foi organizada nas seguintes etapas: i) análise das implicações das novas exigências; ii) recolha de elementos de base relativos à actual fundação; iii) zonamento longitudinal preliminar da plataforma; iv) caracterização geotécnica através de ensaios "in situ" e laboratoriais das zonas a renovar; v) interpretação dos resultados e zonamento definitivo; vi) estudo das soluções a implementar e dos materiais a utilizar; vii) elaboração de um método de dimensionamento das camadas de reforço.

Procedeu-se à realização de um inventário da linha actual tendo como objectivo a recolha de informação histórica relativa à construção, à conservação, à reabilitação e ao desempenho da via nos últimos anos.

A metodologia adoptada na realização do inventário passou por (Pinelo et al., 2000): i) promover inquéritos às áreas de conservação – equipas que têm a seu cargo a conservação e a reabilitação da via e respectiva plataforma – solicitando a identificação das zonas com comportamento deficiente e o número médio de intervenções realizadas por ano, em cada uma dessas zonas, com o objectivo de corrigir o nivelamento longitudinal da via; ii) analisar os indicadores de desempenho da via, nomeadamente os elementos de nivelamento longitudinal produzidos pelo veículo de inspecção da via (*VIV* do tipo *EM120*) (Figura 5.2); iii) recolher a informação disponível no arquivo da REFER sobre a construção e as grandes obras de reabilitação; iv) analisar os relatórios de inspecção visual que existiam; v) realizar inspecções visuais na linha; vi) recolher elementos relativos ao tráfego, nomeadamente o tipo (carga e velocidade) e a frequência.



Figura 5.2 – Auscultação com recurso ao *VIV*: aspecto da marcação entre carris indicando uma zona com deficiências.

Tendo por base a informação reunida e a recolhida durante as visitas de inspecção, fez-se um primeiro zonamento longitudinal de cada uma das vias, localizando os trechos com comportamento deficiente (zonas de plataforma instável).

Elaboraram-se diagramas em que se apresenta, para a via ascendente (*VA*) e para a via descendente (*VD*), a seguinte informação: as zonas consideradas instáveis pelos técnicos das áreas de conservação (*AC*) e o número de intervenções feitas anualmente com o objectivo de reduzir essas instabilidades; as zonas com problemas de nivelamento longitudinal indicadas pelo *VIV*; a informação geotécnica existente (espessura da camada de balastro, natureza do material e grau de contaminação; tipos de solos); e uma proposta de zonamento que distingue dois tipos de zonas - as de comportamento deficiente (Tipo 1) e as zonas onde não foram indicadas deficiências (Tipo 2).

Quando se procedeu ao zonamento considerou-se também a necessidade de garantir a homogeneidade da plataforma e atendeu-se ao facto de existirem zonas de variante (construção de via nova) já construídas ou projectadas.

Na Figura 5.3 apresenta-se um exemplo do tipo de diagramas elaborados. Como se pode observar, na via ascendente, entre os km 263,022 e 263,800 está assinalada uma zona de Tipo 1, a qual abrange a zona indicada pelo *VIV* (km 263,200 a 263,600) e uma zona indicada como de deficiente comportamento pelos técnicos da área de conservação, com 4 a 5 intervenções por ano (km 263,500 a 263,700). Além disso, a zona classificada como Tipo 1 abrange ainda a zona que se situa entre a variante da curva 237 e o km 263,200, o que pretende ter em conta a necessidade de construir a transição entre a variante e a via existente.

O prolongamento da zona Tipo 1 para além do km 263,700 está relacionado com o facto de haver a indicação de zona de mau comportamento a partir do km 263,800. Assim, pretendeu-se atender aos aspectos de carácter construtivo, nomeadamente a facilidade de execução dos trabalhos, e aos aspectos relacionados com a homogeneidade da plataforma futura.

Com base no zonamento e nas campanhas de inspecção visual programou-se a campanha de prospecção para a caracterização geotécnica da fundação da via, tendo em conta que os ensaios a realizar nas zonas Tipo 1 deverão ser distintos dos das zonas Tipo 2. Neste último caso, admite-se a hipótese de reforçar e drenar a plataforma existente, o que torna desejável caracterizar a sua actual capacidade de carga, expressa em termos do módulo de deformabilidade equivalente.

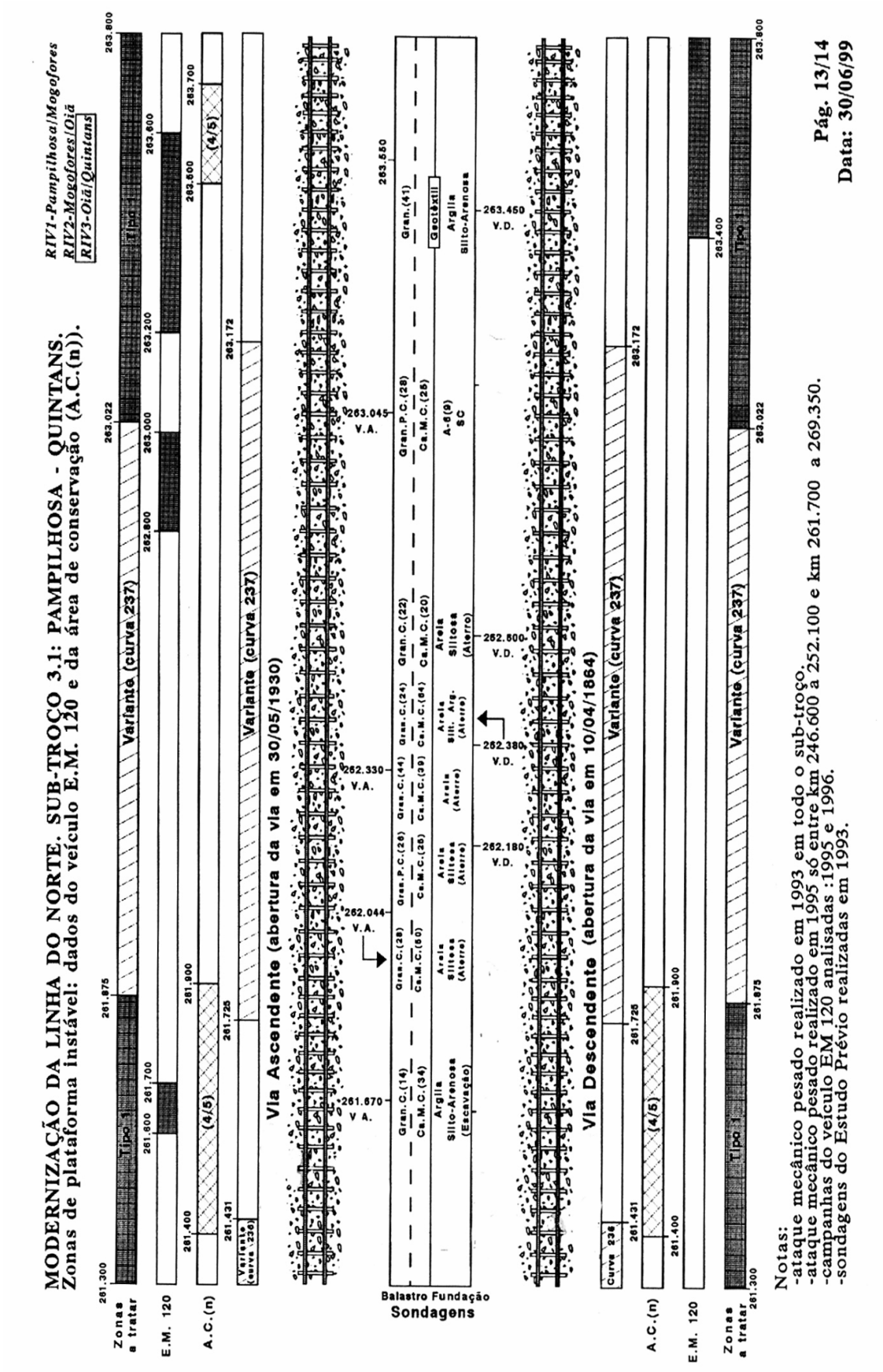


Figura 5.3 – Exemplo de um diagrama linear de zonamento da via.

5.4 CARACTERIZAÇÃO E PROSPECÇÃO GEOTÉCNICA DA VIA EXISTENTE

5.4.1 Considerações gerais

Para efeitos de programação dos trabalhos de Modernização da Linha do Norte, esta foi dividida em três troços: Lisboa/Entroncamento; Entroncamento/Pampilhosa; Pampilhosa/Vila Nova de Gaia. Por sua vez, estes troços foram divididos em três subtroços (Figura 5.4), para os quais foram elaborados projectos de execução distintos.



Figura 5.4 – Diagrama geral da via.

No âmbito deste trabalho procedeu-se à compilação e análise dos dados da caracterização e da prospecção geotécnica obtidos em cinco subtroços dos nove que foram estabelecidos no Projecto de Modernização.

A definição da prospecção e da caracterização geotécnica foi sempre antecedida da inspecção visual da via, inspecção essa que constitui a primeira fonte de informação útil na análise do comportamento e na antecipação de disfunções. Em particular, através da inspecção visual da via normalmente é possível identificar situações de má drenagem das águas superficiais, do nível freático elevado e de bombagem de solos finos para a superfície. As campanhas de inspecção visual foram realizadas com acompanhamento dos

elementos das equipas de conservação e permitiram, em alguns casos, ter uma percepção imediata das razões do deficiente comportamento.

A prospecção na via desenvolveu-se sistematicamente até uma profundidade de cerca de 1,5 a 2,0 m, com os objectivos principais de conhecer a espessura das camadas da subestrutura e os materiais que as constituem e de proceder à recolha de amostras desses materiais para ensaios de laboratório. A caracterização geotécnica, que se desenvolveu "in situ" e em laboratório, tinha como principais objectivos determinar características de deformabilidade da subestrutura e caracterizar os materiais e o seu estado.

Os trabalhos de prospecção e caracterização geotécnica decorreram com uma ou mesmo as duas vias em exploração. Em alguns casos, como durante a realização dos ensaios de carga com placa, houve necessidade de proceder à interdição temporária da via em análise. É de notar que a execução de ensaios mantendo as vias em exploração exige uma programação rigorosa, grande experiência dos técnicos envolvidos e uma elevada capacidade de coordenação dos trabalhos, para permitir cumprir os horários disponíveis e garantir a reposição da via em condições de segurança e funcionalidade. Em situações de excepção os ensaios que tinham sido programados não puderam ser realizados, ou tiveram que ser interrompidos, particularmente devido a más condições climatéricas, ou por imponderáveis relacionados com a execução dos próprios ensaios e com o tipo de materiais encontrados.

Os estudos que agora se apresentam são baseados nos elementos disponibilizados pela REFER e nos resultados de diversos ensaios realizados pelo LNEC com participação e (ou) coordenação do autor. Alguns destes ensaios tiveram como objectivo particular propiciar elementos de estudo e de suporte a este trabalho. Foram explorados alguns métodos de utilização pouco frequente, havendo a preocupação de, em diversos casos, dispor de informação obtida por diversas vias, de forma a validar os resultados obtidos e a propiciar o estabelecimento de diversas relações. De entre os métodos desenvolvidos e aplicados neste âmbito, referem-se, em particular, o georadar, a determinação do peso volúmico do material de balastro contaminado pelo método da membrana (ver Capítulo 6) e a determinação da rigidez das camadas com o deflectómetro de impacto portátil.

Foi possível reunir um acervo importante de dados e compilar a informação correspondente a diferentes cenários geotécnicos e que, na opinião do autor, podem considerar-se representativos das condições geotécnicas da plataforma da Linha do Norte. A opção de dar maior importância aos ensaios "in situ", em detrimento da caracterização

laboratorial, particularmente no que se refere aos solos prospectados na subestrutura da via, prende-se não só com a dificuldade de recolher "amostras intactas" dos materiais em análise, mas também com a heterogeneidade dos materiais ao longo da linha e em profundidade, quer relativamente às suas características intrínsecas (granulometria, plasticidade, etc.), quer às características de estado (compacidade e teor em água).

Em termos gerais estabeleceram-se campanhas de prospecção e de ensaios (definidos com vista a poderem ser realizados por empresas que normalmente executam este tipo de trabalhos) de dois tipos: i) nas zonas indicadas como tendo comportamento deficiente realizaram-se trincheiras envolvendo toda a secção transversal; procedeu-se à elaboração do perfil geotécnico da zona interessada (espessura e natureza das camadas); recolheram-se amostras para ensaios laboratoriais; determinou-se a baridade "in situ" dos materiais da fundação pelo método da garrafa de areia (LNEC E 204); realizaram-se ensaios com penetrómetro dinâmico ligeiro (*PDL*); ii) nas zonas onde não eram conhecidas deficiências realizaram-se ensaios de carga com placa para caracterizar a deformabilidade da plataforma e abriram-se poços, nos quais se adoptaram procedimentos semelhantes aos atrás descritos para as trincheiras.

Em ambos os casos, executaram-se ensaios laboratoriais de identificação (granulometria (LNEC E 239), limites de Atterberg (NP 143), azul de metileno (NF P 94-068)), de determinação do teor em água natural (NP 84), o qual permitiu calcular a baridade seca "in situ", e de determinação das características de compactação (Proctor Normal e Pesado (LNEC E 197)). Determinou-se o grau de compactação dos materiais da fundação e procedeu-se à sua classificação pelas classificações ASTM D 2487 (1985) (classificação unificada), AASHTO M 145 (1995) (classificação AASHTO) e NF P 11-300 (1992) (classificação Francesa).

A execução de valas ao longo de todo o perfil transversal da via em vez de poços apenas numa das vias prende-se com o facto de, em diversas ocasiões, as condições geotécnicas da subestrutura da via serem comparativamente bastante distintas. Na origem desta situação podem estar diversas razões, nomeadamente: o facto de a Via Ascendente (*VA*) ter sido construída cerca de cinquenta anos depois da Via Descendente (*VD*) e, consequentemente, os materiais e técnicas utilizados terem, provavelmente, sido distintos; o facto de a utilização das vias ser distinta, particularmente no que se refere à circulação de comboios de mercadorias; e o facto de, em diversas situações, o meio físico adjacente ser relativamente distinto na *VA* e na *VD*.

Quando foram identificadas diversas camadas de solos distintos na subestrutura da via, a determinação da baridade "in situ" dos materiais foi feita apenas na camada mais superficial.

A abertura das trincheiras, após afastamento das travessas, foi efectuada em diversas etapas: remoção das diversas camadas de balastro até à cota da plataforma, com recolha de amostras das camadas inferiores do balastro contaminado; realização de ensaios com o *PDL*, em ambas as vias, e determinação do peso volúmico pelo método da garrafa de areia; reconhecimento dos terrenos que constituem a fundação; e recolha de amostras remexidas para caracterização laboratorial. É de notar que se verificou, em alguns locais, diferenças importantes na quantidade de finos presentes no balastro contaminado, conforme a localização desse balastro, relativamente ao alinhamento do carril e à posição da travessa.

Para realização dos ensaios de carga com placa em plena via foi necessário construir uma estrutura de reacção que permitisse a aplicação das cargas previstas. Esta estrutura foi construída a partir da adaptação de um vagão carregado com travessas de betão, rebocado por uma *dresine*. A aplicação da força foi realizada por meio de um macaco hidráulico de 300 kN, de recuperação hidráulica, ligado a uma bomba hidráulica manual, com transdutor de pressão e válvula de descarga de pressão regulável. A medição de assentamentos foi feita automaticamente por uma unidade de leitura de quatro canais, através de três transdutores de deslocamentos com precisão de 0,01 mm, situados a igual distância do centro da placa, em alinhamentos radiais desfasados de 120º e apoiados sobre uma estrutura de alumínio com braços telescópicos (Figura 5.5).

Em geral, os ensaios de carga com placa foram realizados numa superfície que se situava à cota a que, previsivelmente, seriam construídas as novas camadas.



Figura 5.5 – Aspecto do equipamento de reacção construído para execução do *ECP* em plena via.

5.4.2 Enquadramento geológico dos subtroços estudados

Os elementos de prospecção analisados neste trabalho foram obtidos nos subtroços 1.2, 2.1, 2.2, 3.1 e 3.2 da Linha do Norte, ao longo de um total de cerca de 125 km.

Na presente secção procede-se ao enquadramento geológico dos subtroços estudados, descrevendo-se, sucintamente, as principais formações interessadas.

O Subtroço 1.2 entre Alhandra e Setil desenvolve-se ao longo do bordo Oeste da Bacia Aluvionar do Tejo (Figura 5.6) interessando formações pliocénicas (amarelo claro) e miócenicas (amarelo), bem como depósitos aluvionares (cinzento claro) e de terraço (cinzento escuro).

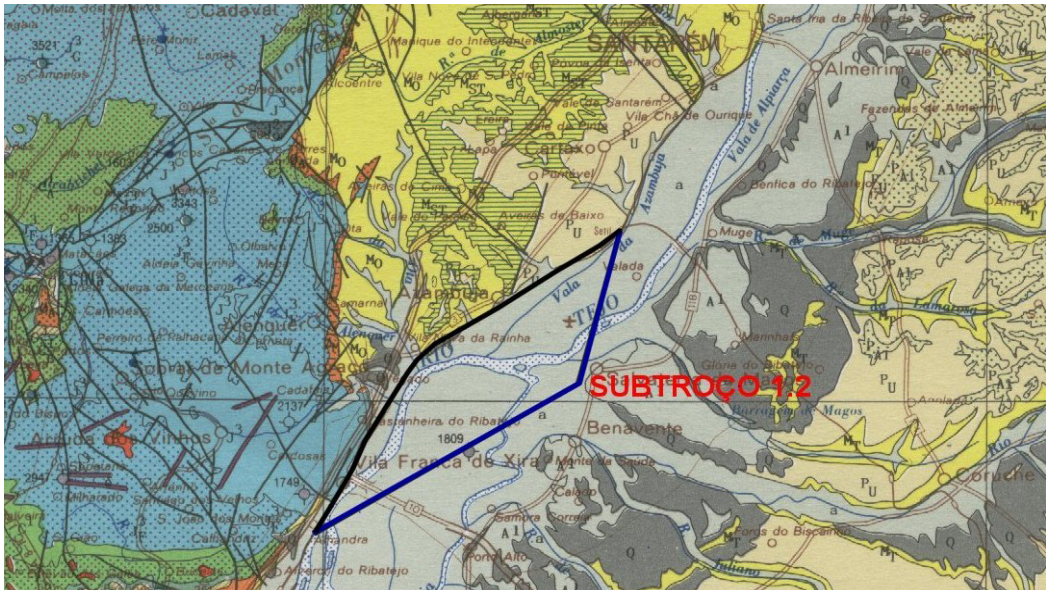


Figura 5.6 – Enquadramento geológico do Subtroço 1.2: extracto da Carta Geológica de Portugal na escala 1/500 000 (SGP, 1992).

As formações miocénicas de fácies continental e fluvio-marinha são constituídas genericamente por sucessões de areias mais ou menos argilosas e argilas siltosas por vezes englobando seixos rolados de pequeno diâmetro, bem como por formações com carácter carbonatado mais acentuado de natureza calco-margosa. As formações pliocénicas ocorrem a norte da Azambuja sendo constituídas na sua parte superior por areias e arenitos, passando para a base a arenitos argilosos e argilas.

Os depósitos aluvionares caracterizam-se por exibirem à superfície uma capa de natureza argilo-siltosa dessecada, sobreposta a níveis predominantemente lodosos moles a muito moles que podem atingir espessuras da ordem das dezenas de metros. Os depósitos de

terraço têm carácter localizado, sendo em geral pouco desenvolvidos e constituídos por areias, argilas e cascalheiras.

O Subtroço 2.1 entre Entroncamento e Albergaria dos Doze interessa inicialmente terrenos da Bacia do Tejo (amarelo tracejado), desenvolvendo-se em seguida nas formações da Orla meso-cenozóica ocidental (unidades de cor verde e azul) (Figura 5.7).

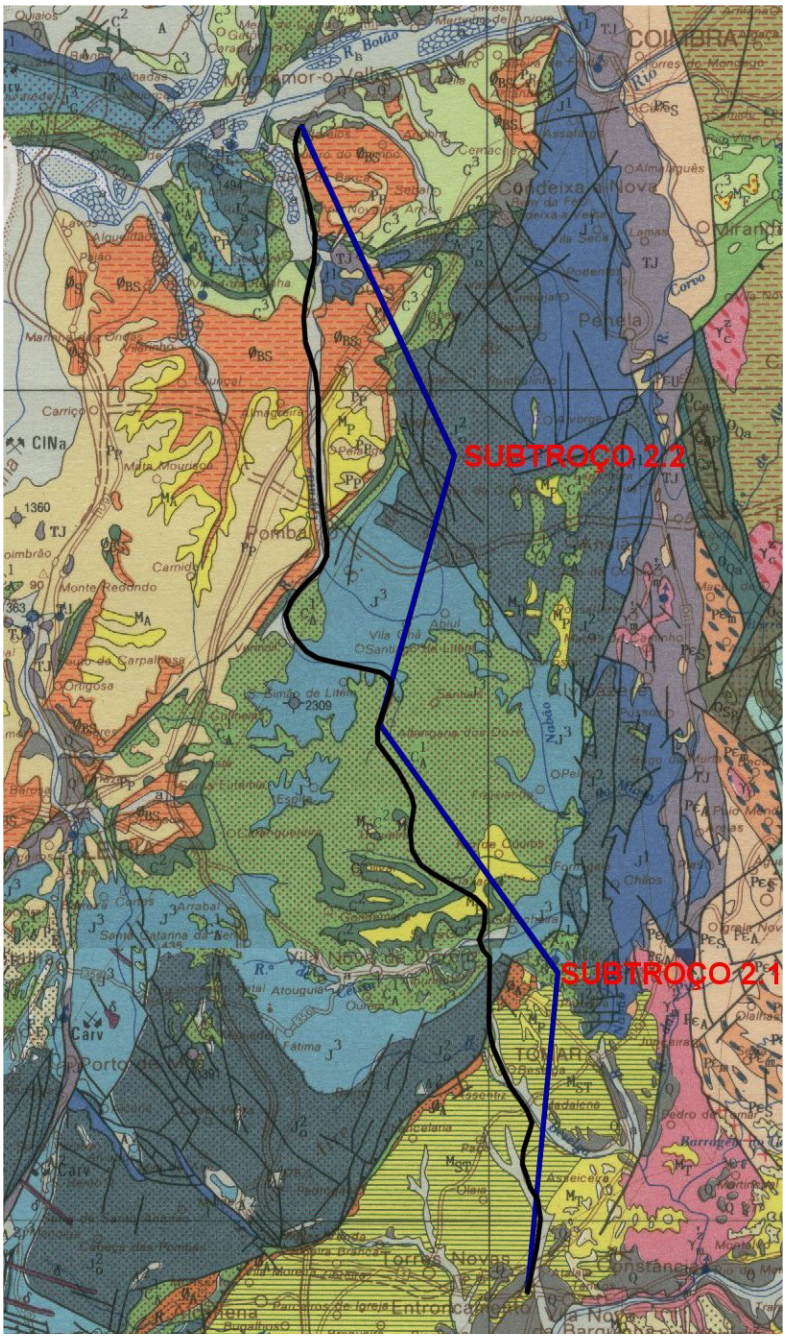


Figura 5.7 – Enquadramento geológico dos subtroços 2.1 e 2.2: extracto da Carta Geológica de Portugal na escala 1/500 000 (SGP, 1992).

De sul para norte este subtroço atravessa primeiro formações sedimentares de idade miocénica constituídas por calcários margosos e arenosos, por vezes conglomeráticos (amarelo tracejado), interessando em seguida formações jurássicas compostas por calcários compactos, oolíticos, gresosos, margosos e margas (unidades de cor azul). A metade norte deste subtroço interessa predominantemente formações cretácicas constituídas por arenitos argilosos finos a grosseiros, por vezes com intercalações argilosas e conglomeráticas (verde ponteado) e com menor expressão espacial formações de natureza calcária e margosa (verde escuro) e detríticas de idade miocénica compostas por areias e argilas avermelhadas (amarelo).

O Subtroço 2.2 entre Albergaria dos Doze e Alfarelos atravessa formações jurássicas, cretácicas e miocénicas constituídas por tipos litológicos semelhantes aos descritos anteriormente para as formações estratigraficamente equivalentes do subtroço precedente (Figura 5.7). Ocorrem ainda neste subtroço formações argilo-gresosas e conglomeráticas de idade paleogénica (alaranjado). Salienta-se que uma extensão significativa do traçado deste subtroço se desenvolve ao longo do vale do rio Arunca, interessando depósitos aluvionares e coluvionares de natureza arenosa e argilosa com expressão importante (cinzento claro).

O Subtroço 3.1 entre Pampilhosa e Quintans interessa formações sedimentares de idade jurássica (azul), cretácica (unidades de cor verde), pliocénica (amarelo claro) e quartenária (unidades de cor cinzenta) (Figura 5.8). As formações jurássicas são constituídas por calcários, margas e dolomitos ocorrentes na metade sul deste subtroço. As formações cretácicas de natureza essencialmente detrítica são compostas por arenitos e areias de granulometria variável e por argilas, constituindo os tipos litológicos predominantes na metade norte deste subtroço. As formações pliocénicas de natureza detrítica ocorrem na zona da Mealhada e a NW de Anadia, sendo constituídas por areias e argilas. Os depósitos de idade quaternária no subtroço em análise são constituídos por depósitos de terraço e aluvionares. Os primeiros de natureza predominantemente arenosa ocorrem na parte final deste subtroço, enquanto os depósitos aluvionares de composição arenosa e argilosa, por vezes lodosa, estão presentes ao longo da bacia Mealhada/Anadia.

O Subtroço 3.2 entre Quintans e Ovar desenvolve-se ao longo de depósitos de idade quaternária (unidades de cor cinzenta) correspondentes ao enchimento da bacia da ria de Aveiro, interessando pontualmente formações cretácicas (unidades de cor verde) (Figura 5.8). As formações cretácicas, presentes na zona de Aveiro e de Estarreja, são constituídas

por areias e argilas, contendo por vezes níveis de seixo intercalados. Os depósitos quaternários no subtroço em causa são constituídos por depósitos de terraço, aluvionares e areias dunares. Os depósitos de terraço incluem depósitos de praias antigas e de terraços fluviais e apresentam composição predominantemente arenosa, contendo por vezes elementos grosseiros. Os depósitos aluvionares podem apresentar espessuras de algumas dezenas de metros, exibindo composição lodosa, argilosa e arenosa, por vezes com níveis de cascalheira na base.

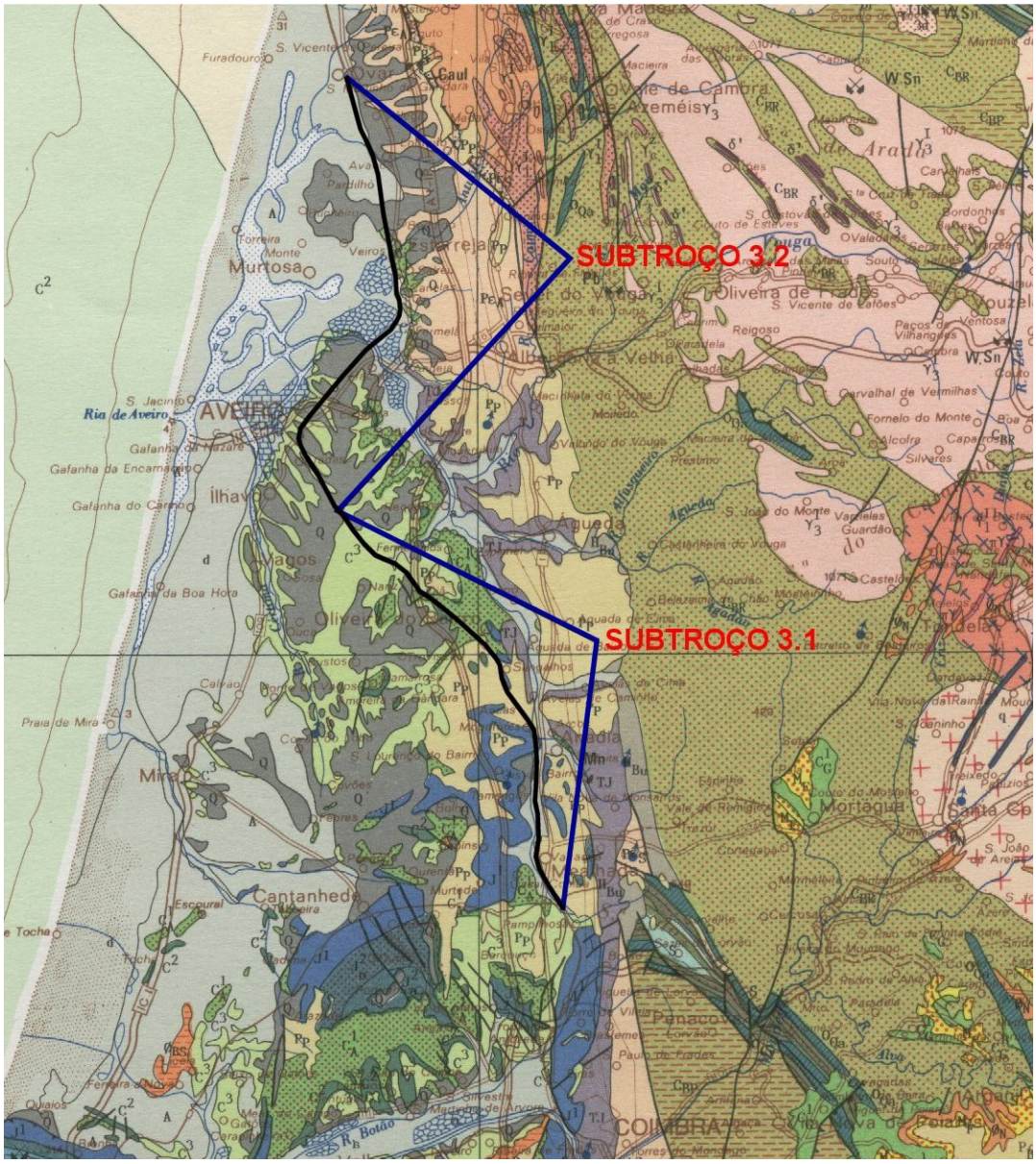


Figura 5.8 – Enquadramento geológico dos subtroços 3.1 e 3.2: extracto da Carta Geológica de Portugal na escala 1/500 000 (SGP, 1992).

5.4.3 Análise dos elementos da prospecção e da identificação dos materiais da subestrutura

No âmbito dos projectos de renovação da subestrutura, os elementos da prospecção relativos a cada subtroço foram analisados separadamente, de forma a fundamentar as soluções adoptadas em cada caso concreto.

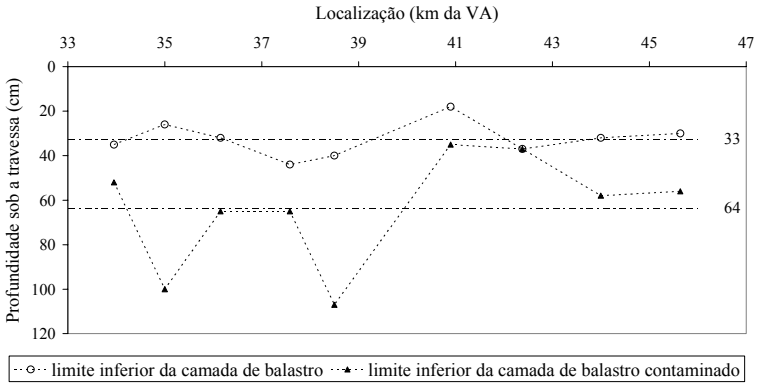
Neste trabalho optou-se por proceder a uma análise conjunta dos elementos disponíveis porque: i) pretendia-se obter uma avaliação global de toda a linha, nomeadamente para conhecer as características médias da camada de balastro contaminado (espessura e índice de contaminação), as quais serviriam de base aos estudos laboratoriais (ver Capítulo 6); ii) pretendia-se estabelecer relações, quer entre as características intrínsecas e de estado dos materiais da subestrutura e as características da camada de balastro contaminado, quer entre as primeiras e o respectivo módulo de deformabilidade equivalente; iii) pretendia-se também estabelecer relações entre os valores da resistência medida pelo penetrómetro dinâmico ligeiro e o módulo de deformabilidade equivalente.

A consideração dos resultados em conjunto permite tornar mais abrangentes estas relações.

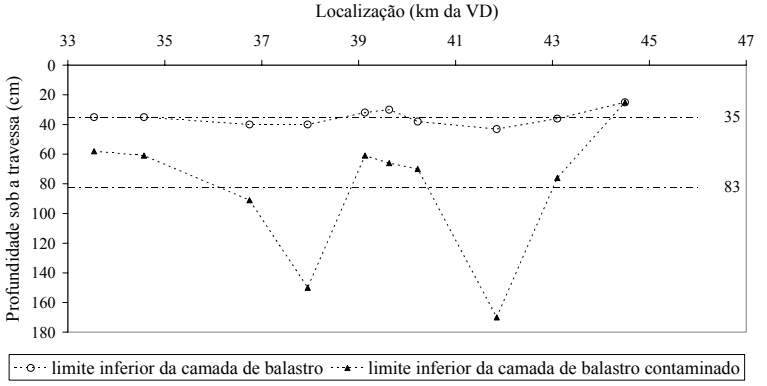
Durante as diversas campanhas de prospecção realizadas na subestrutura da via férrea da Linha do Norte foi possível recolher informação relativa a um total de 144 poços (62 na *VA* e 82 na *VD*) e 93 valas, sendo que cada uma destas deu origem a informação relativa à *VA* e *VD*. Sob os blocos das travessas foram normalmente identificadas diversas camadas, assim definidas: i) camada de balastro limpo ou pouco contaminado; ii) camada de balastro contaminado; iii) uma ou mais camadas de solos.

A camada de balastro era constituída por material pétreo granítico ou calcário, em geral limpo ou pouco contaminado. O material pétreo da camada de balastro contaminado era normalmente de natureza calcária, pelo facto de ter sido este o material que constituiu durante muitos anos a camada de balastro. No entanto, em diversas situações a camada de balastro contaminado era constituída por material granítico, ou mistura de calcário e granito. Em alguns casos não foi detectada uma camada de balastro contaminado e noutros a camada de balastro superficial estava, ela própria, demasiado contaminada.

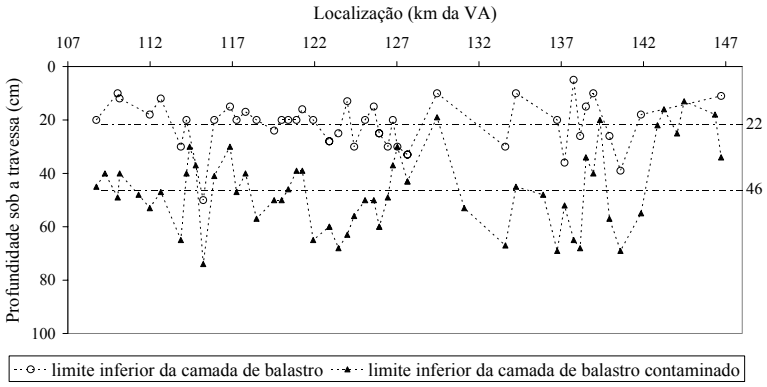
Na Figura 5.9 e na Figura 5.10 apresentam-se as profundidades, relativamente à base das travessas, a que foram encontrados o limite inferior das camadas de balastro e de balastro contaminado, na *VA* e na *VD*, em três trechos da Linha do Norte. Indicam-se também os valores médios dessas profundidades.



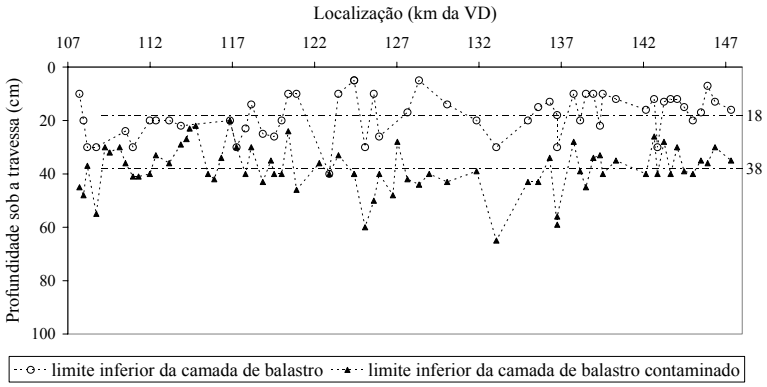
a)



b)

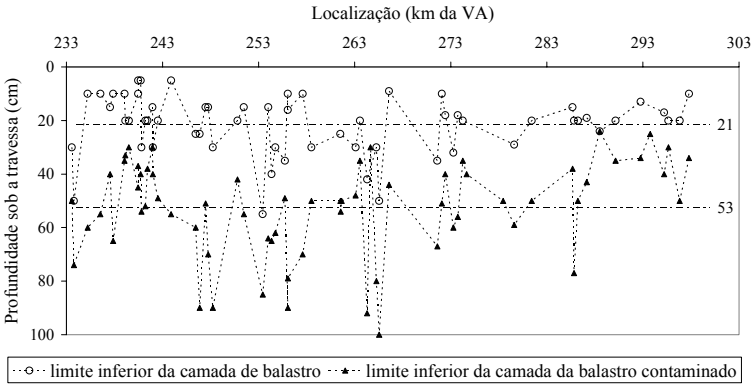


c)

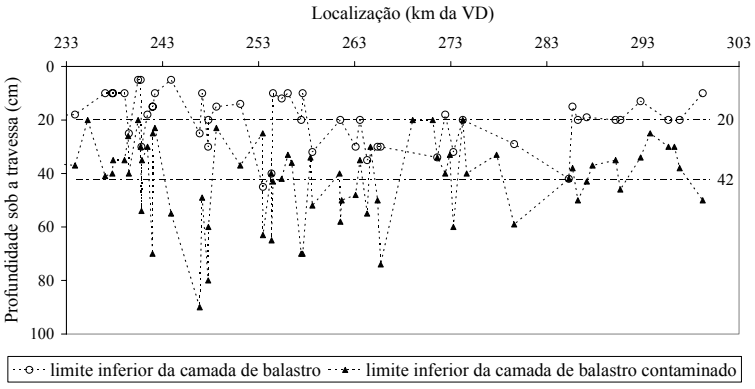


d)

Figura 5.9 – Profundidades, relativamente à base das travessas, do limite inferior das camadas de balastro e de balastro contaminado, e respectivos valores médios calculados: a) VA entre km 33 e km 47; b) VD entre km 33 e km 47; c) VA entre km 107 e km 147; d) VD entre km 107 e km 147.



a)



b)

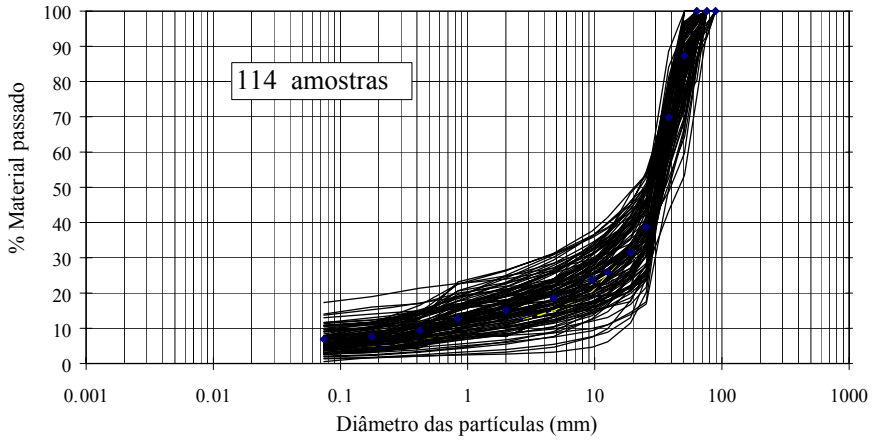
Figura 5.10 – Profundidades, relativas à base da travessa, do limite inferior das camadas de balastro e de balastro contaminado, e valores médios calculados: a) VA - km 233 a km 303; b) VD - km 233 a km 303.

A análise desses valores permite concluir que: no primeiro trecho em análise, entre os km 33 e 47, a camada de balastro apresenta uma espessura de cerca de 30 a 35 cm, o que se pode considerar adequado; nos outros dois trechos (km 107 a 147 e km 233 a 303), a espessura da camada de balastro é de cerca de 20 cm, o que, atendendo aos critérios actuais, é insuficiente para que aquela camada cumpra as funções que lhe são destinadas; na generalidade dos casos, a espessura média da camada de balastro contaminado varia entre 20 e 32 cm, com excepção do que acontece na *VD* no trecho entre os km 33 e 47, em que esse valor é de 48 cm, essencialmente devido ao facto de se terem encontrado duas amostras em que a espessura de balastro contaminado é superior a 1 m; em geral, não considerando estas duas amostras (o que conduz a um valor médio de 28 cm naquele trecho para a camada de balastro contaminado), a espessura média de balastro contaminado ao longo da *VA* é superior entre 3 a 10 cm à calculada para a *VD*.

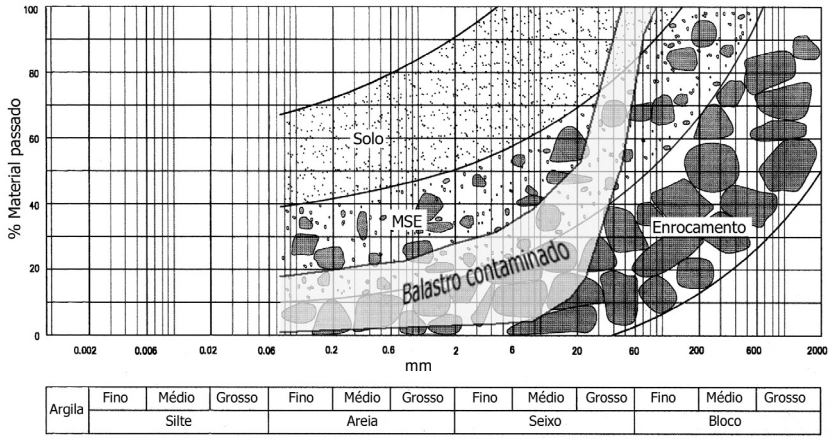
Esta diferença pode ficar a dever-se quer às distintas características do solo da subestrutura, quer ao tipo e frequência das intervenções de conservação que foram sendo realizadas ao longo dos anos, quer ainda, e em particular, à diferença no tipo de tráfego, o qual, em geral, é mais pesado na *VA*.

Na Figura 5.11 apresentam-se as curvas granulométricas dos materiais de balastro contaminado, relativas a 114 amostras, e os fusos granulométricos normalmente admitidos para outros materiais tipo, destinados à construção de aterros (solos, misturas solo-enrocamento e enrocamento) estudados no âmbito da mecânica dos solos. Da análise das curvas do balastro contaminado é possível concluir que: i) a dimensão máxima das partículas é de cerca de 90 mm; ii) a percentagem de partículas de dimensão inferior a 5 mm varia entre 3 e 30%; iii) a percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm varia entre 1% e 18%. Trata-se, portanto, de um material com curvas granulométricas que não permite enquadrá-lo nas designações tradicionais.

Procedeu-se à determinação "in situ" do índice de vazios, *e*, do balastro contaminado pelo método da membrana (ver Capítulo 6). Estes ensaios são demorados relativamente ao tempo normalmente disponível para a realização dos trabalhos de caracterização geotécnica. Assim, o número de ensaios realizados foi reduzido, comparativamente com o número de valas executadas.



a)



b)

Figura 5.11 – Granulometria do balastro contaminado: a) curvas granulométricas das amostras de balastro contaminado; b) fusos de materiais normalmente estudados no âmbito da mecânica dos solos (Veiga Pinto e Fortunato, 1999, adaptado).

Em alguns locais realizaram-se ensaios sob o carril, entre travessas (Figura 5.12) e também entre carris, à mesma profundidade, afastados cerca de 70 a 80 cm dos primeiros. Pretendeu-se, assim, avaliar a diferença entre a compacidade da zona sob a influência das cargas dos comboios e a da zona entre carris, onde essa influência não é tão significativa.



Figura 5.12 – Aspecto da realização do ensaio de membrana "in situ".

Os valores do índice de vazios variaram entre 0,1 e 0,45 (Figura 5.13). Em geral, os valores mais baixos ocorreram quando os ensaios foram realizados sob o carril. Nestes casos, em geral, os valores do índice de vazios foram de cerca de 0,25 quando o índice de contaminação (ver Capítulo 2) era de cerca de 13, e assumiram valores entre aproximadamente 0,1 e 0,15, quando o índice de contaminação era superior a 25. Os ensaios realizados entre carris conduziram a valores do índice de vazios relativamente mais elevados, que, em geral, variaram entre 0,20 e 0,40.

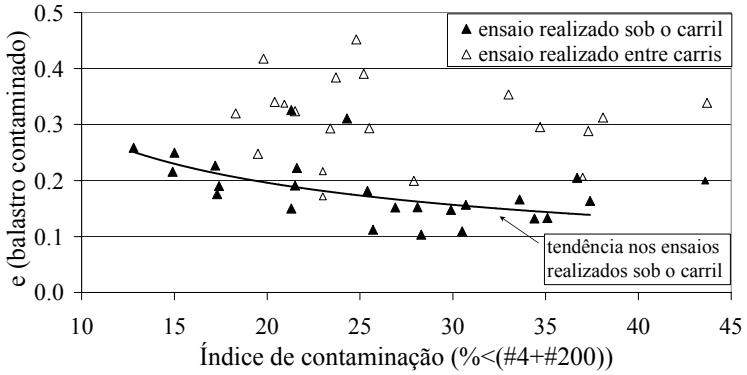
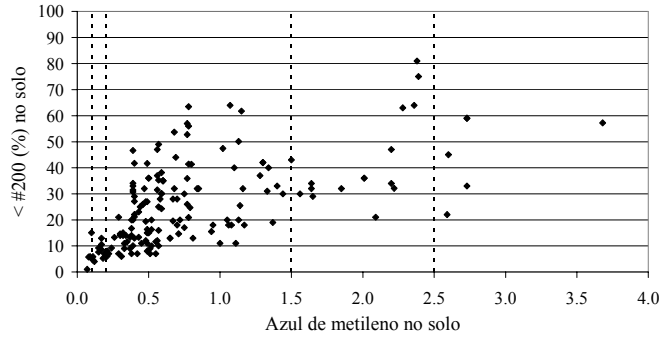


Figura 5.13 – Índice de vazios do balastro contaminado.

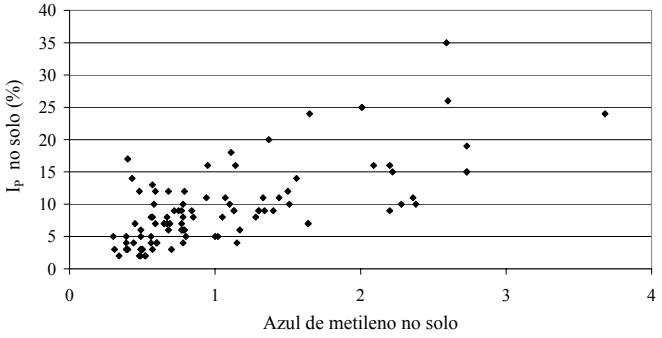
Os ensaios realizados nos solos da fundação da via permitem concluir que, geralmente, se trata de solos argilosos de baixa plasticidade, de solos areno-siltosos e areno-argilosos com alguma sensibilidade à água (LCPC/SETRA, 1992). Na Figura 5.14 apresentam-se as relações do azul de metileno com a percentagem em peso de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm e com o índice de plasticidade do solo. Normalmente, é possível

observar uma tendência para o aumento do azul de metileno com o aumento daquelas duas variáveis. A maioria dos solos analisados tem um valor de azul de metileno entre 0,1 e 1,5.

Os ensaios de identificação permitiram classificar os solos da fundação segundo as classificações AASHTO, Unificada e Francesa. Nas Figura 5.15 e Figura 5.16 apresentam-se diagramas elucidativos do tipo e frequência de solos prospectados nas valas e nos poços.



a)



b)

Figura 5.14 – Relação entre o valor de azul de metileno e: a) a percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm; b) o índice de plasticidade.

No que se refere aos solos identificados nas valas, atendendo às classificações Unificada, AASTHO e Francesa, eles são, respectivamente, na sua maioria, do tipo:

i) CL (25%), SM (22%) e SC (19%);
ii) A1-b (22%), A2-4 (19%), A6 (19%), A4 (13%) e A7-6 (10%);
iii) B_5 (32%), A_2 (25%) e A_1 (15%).

Relativamente ao estado hídrico destes solos, atendendo à classificação Francesa, é possível concluir que: os solos da classe A, designados como finos, encontravam-se maioritariamente húmidos ou muito húmidos, com particular destaque para os da classe A_1. Os solos granulares (classe B), encontravam-se maioritariamente com teor em água médio, seco ou muito seco, em particular os solos do tipo B4, os quais têm uma percentagem reduzida (<12%) de partículas de dimensão inferior a 80 μm.

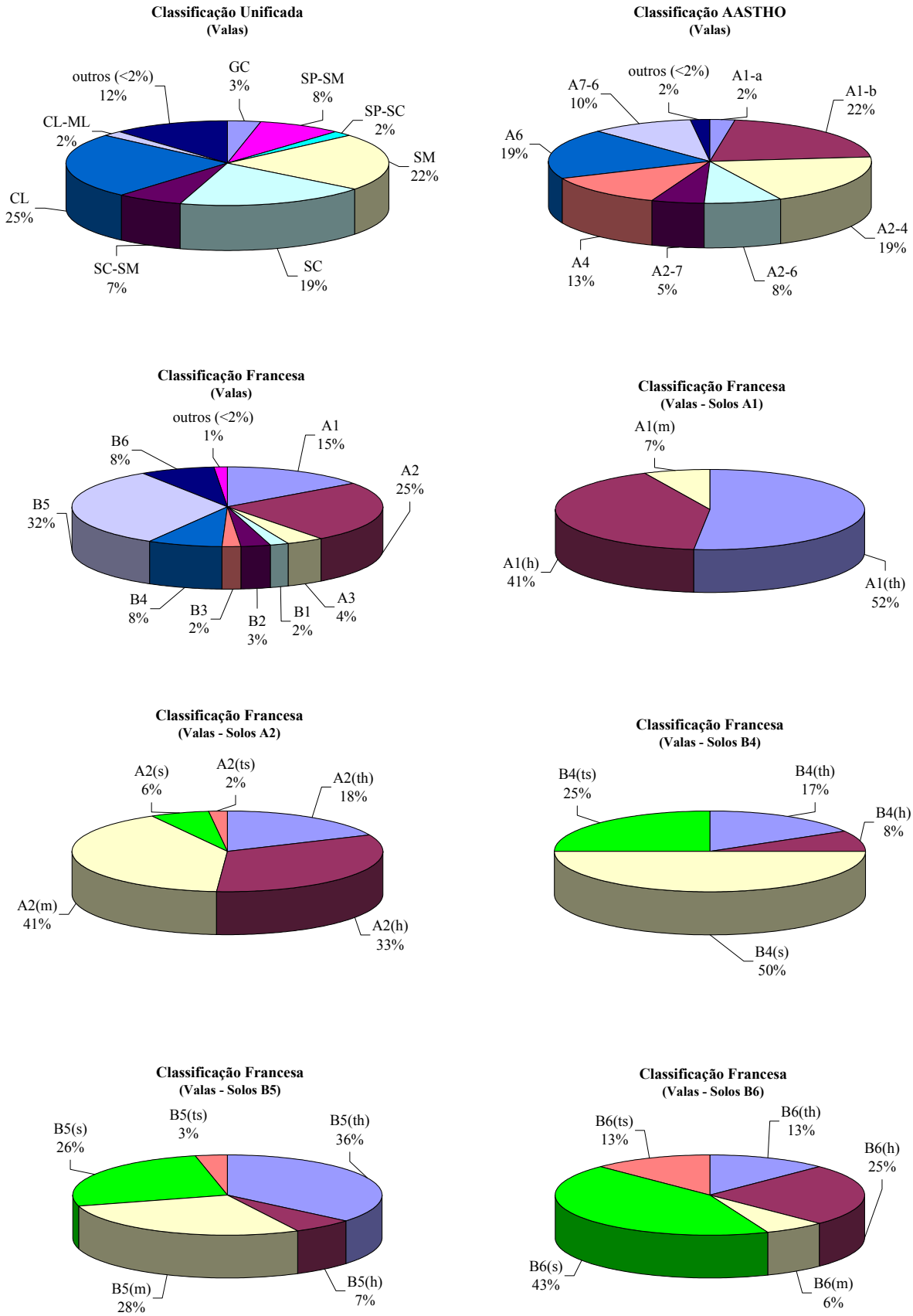


Figura 5.15 – Tipo e frequência de solos prospectados nas valas.

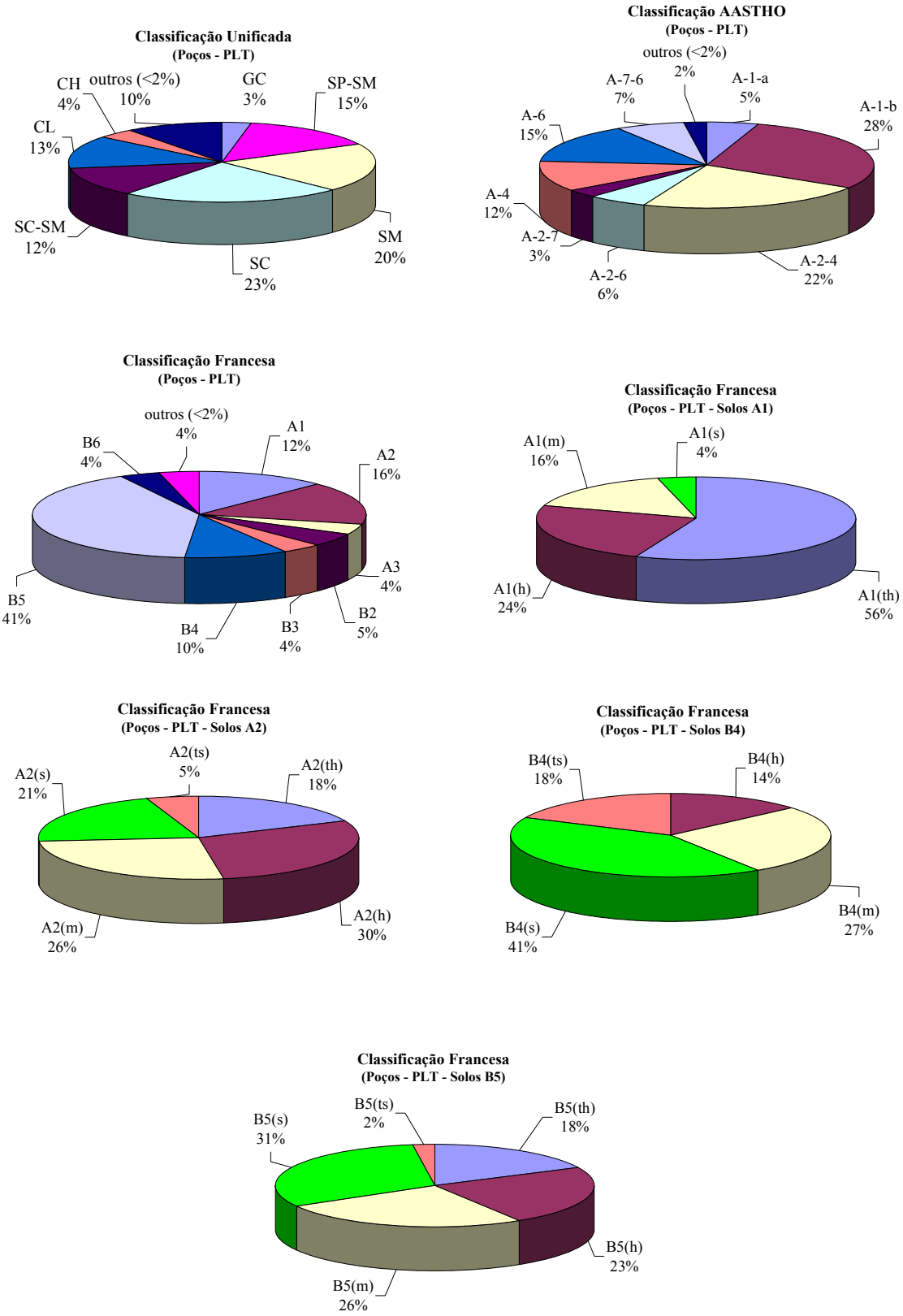


Figura 5.16 – Tipo e frequência de solos prospectados nos poços.

No que se refere aos solos identificados nos poços, atendendo às diferentes classificações, eles são na sua maioria do tipo:

i) SC (23%), SM (20%), SP-SM (15%), CL (13%) e SC-SM (12%) da classificação Unificada;

ii) A1-b (28%), A2-4 (22%), A6 (15%) e A4 (12%) da classificação AASTHO;

iii) B_5 (41%), A_2 (16%), A_1 (12%) e B_4 (10%) da classificação Francesa.

Relativamente aos solos SM, a percentagem dos que apresentam limite de liquidez igual ou inferior a 25% e índice de plasticidade igual ou inferior a 5% (SMd) é de cerca de 85%, quer nos solos identificados nas valas, quer nos identificados nos poços.

A comparação, em termos genéricos, entre os solos encontrados nas valas e os encontrados nos poços permite concluir que estes apresentam características geotécnicas intrínsecas relativamente mais favoráveis. Além disso, considerando a classificação Francesa e comparando o estado hídrico dos solos encontrados nas valas com o dos solos provenientes dos poços, verifica-se que, em geral, estes últimos estão menos húmidos. Assim, pode concluir-se que as condições geotécnicas são menos favoráveis nas zonas onde havia indicações de mau comportamento da plataforma, já que foram nestas que se realizaram as valas. No entanto, a análise dos resultados obtidos permite concluir que, mesmo que as condições hidrogeológicas e hidrológicas fossem boas (UIC, 1994), na melhor das hipóteses (considerando apenas os solos obtidos nos poços), só em cerca de apenas 20% dos locais estudados seria possível considerar a existência de uma plataforma boa; em 45% dos casos a plataforma seria classificada como média; nos restantes casos a plataforma poderia considerar-se medíocre. Nas condições hidrogeológicas e hidrológicas associadas à actual plataforma, esta deve ser classificada como medíocre em cerca de 80 a 90% de toda a sua extensão.

É de notar que, embora as diversas campanhas de prospecção tenham decorrido nas várias épocas do ano, não foi possível estabelecer uma relação entre o estado hídrico dos solos e a época em que eles foram caracterizados. Assim, em diversos locais onde a campanha de prospecção decorreu no Verão com tempo seco, foram encontrados solos que se classificaram como muito húmidos.

Relativamente ao trecho entre o km 233 e o km 303, onde a espessura média da camada de balastro contaminado calculada com base nas amostras identificadas na *VA* foi 10 cm

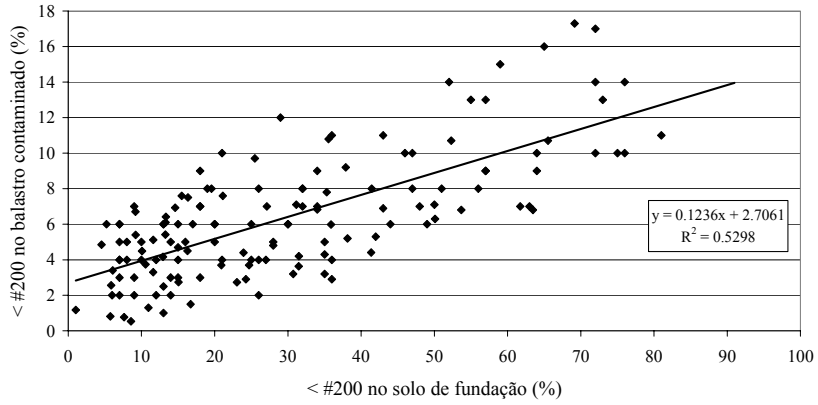
superior à calculada com base nas amostras da *VD*, não foi possível concluir que houvesse, em termos gerais, diferenças qualitativamente importantes no tipo e estado dos solos da fundação, independentemente de, em algumas situações, a plataforma na *VA* ser distinta da da *VD*. Assim, a diferença observada na espessura da camada de balastro contaminado pode ter origem nas distintas solicitações que ambas as vias tiveram, em particular naquele trecho. A *VA* foi utilizada com uma frequência muito superior em relação à *VD* por comboios de mercadorias com cargas por eixo muito elevadas.

Com o objectivo de analisar a influência do tipo e do estado do solo da fundação nas características do balastro contaminado, nomeadamente na quantidade de finos (<0,074 mm) presentes neste material, avaliou-se a relação desta quantidade com diversas variáveis relativas ao solo da fundação (em contacto com o balastro contaminado), nomeadamente (Figura 5.17): i) percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm; ii) teor em água; iii) índice de plasticidade; iv) índice de consistência.

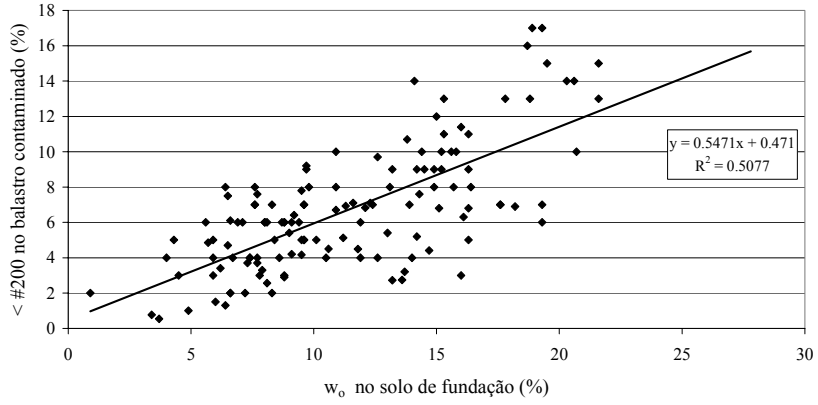
Foram também analisadas as relações entre os parâmetros de estado dos solos de fundação, determinados a partir dos ensaios Proctor (diferença para o teor em água óptimo ($w-w_{opt}$) e compactação relativa (C_r)) e a quantidade de finos no balastro contaminado. Estas relações evidenciaram valores muito baixos do coeficiente de determinação (R^2), pelo que não são apresentadas.

É de notar que os conjuntos de valores analisados não têm todos a mesma dimensão, pois em diversas circunstâncias não foi possível determinar algumas das características dos solos de fundação. Por outro lado, noutras ocasiões foram feitos diversos ensaios sobre o solo de fundação, mas não foi determinada a granulometria do balastro contaminado.

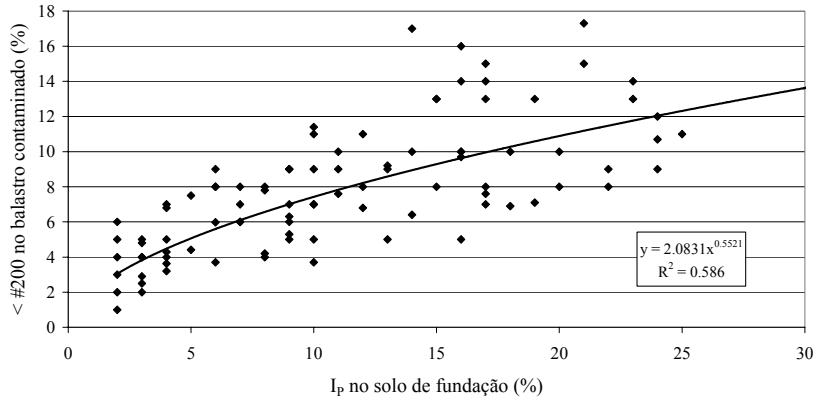
Embora as relações encontradas não se apresentem muito fortes (R^2 entre cerca de 0,44 e 0,59), dão uma indicação da importância das características do solo da fundação na formação da camada de balastro contaminado. A percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm presentes no balastro contaminado parece aumentar com a presença dessas partículas no solo de fundação. A relação entre a quantidade das partículas de dimensão inferior a 0,074 mm no balastro contaminado e no solo da fundação deve-se, quer à migração de finos, que em maior ou menor grau ocorre quando o balastro está em contacto com o solo, quer à penetração das partículas de balastro no solo. O aumento da quantidade de partículas daquela dimensão no solo traduz-se, normalmente, por um aumento do teor em água "in situ" e por um aumento da plasticidade dos solos.



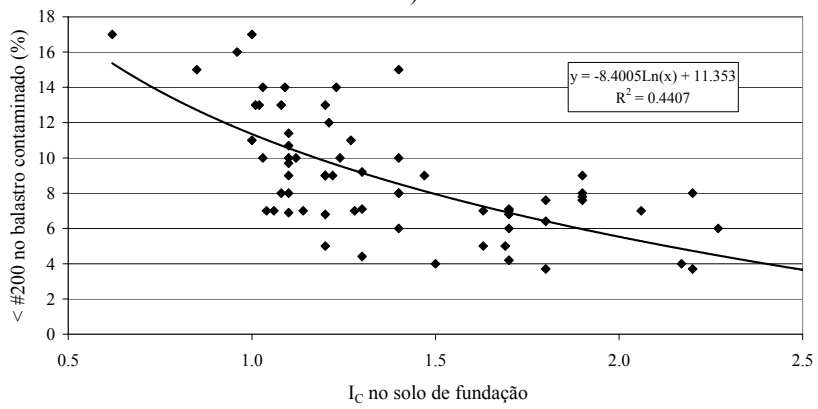
a)



b)



c)



d)

Figura 5.17 – Relação entre a quantidade de finos no balastro contaminado e as características do solo subjacente: a) finos; b) teor em água natural; c) índice de plasticidade; d) índice de consistência.

Por outro lado, tendo em conta as condições hidrogeológicas e hidrológicas da plataforma da Linha do Norte, o aumento da quantidade de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm conduz normalmente à redução da consistência dos solos e das características mecânicas da plataforma (em particular da rigidez), o que, por sua vez, conduz à necessidade de aumentar a frequência de intervenções sobre a camada de balastro com o objectivo de repor o nível da via; estas intervenções provocam erosão das partículas e a consequente formação de partículas finas.

Em geral, para valores do índice de consistência superiores a cerca de 1,5, o valor máximo de finos presente no balastro contaminado não ultrapassa 8%. Para valores do índice de consistência inferiores àquele, os finos presentes no balastro contaminado podem aumentar significativamente.

5.5 ENSAIOS DE CARGA ESTÁTICA COM PLACA

5.5.1 Definição do procedimento de ensaio

Devido aos factores que condicionam as intervenções sobre as infra-estruturas ferroviárias, particularmente quando essas intervenções são realizadas sem interrupção da circulação de comboios, é necessário que estas sejam expeditas, mesmo quando se trata de estudos de caracterização para servir de base ao projecto.

Com o objectivo de estabelecer o procedimento a adoptar na realização dos ensaios de carga com placa, atendendo às condicionantes existentes, realizou-se um estudo específico que envolveu a realização de uma campanha preliminar de ensaios e a caracterização geotécnica dos materiais, num troço de via fora de serviço (curva 153, entre o km 167,900 e o km 168,000). A referida campanha foi programada por forma a atingir os seguintes objectivos principais: i) sistematizar um processo de ensaio em conformidade com os especificados na *Ficha UIC 719R*; ii) escolher a dimensão da placa a utilizar; iii) determinar quais os valores expectáveis de rigidez das camadas a ensaiar; iv) avaliar a influência do aumento do teor em água no valor da rigidez; v) avaliar a variação da rigidez em profundidade.

Uma vez que os dados existentes apontavam para a existência generalizada de uma camada de espessura variável de balastro contaminado, os ensaios foram realizados a duas profundidades distintas, com o objectivo de avaliar a rigidez da via ao nível do balastro

contaminado e ao nível do solo de fundação. Além disso, fez-se ainda variar o teor em água das camadas, para avaliar a influência deste parâmetro na deformabilidade: antes da realização de dois dos ensaios, foram executadas valas nas proximidades dos locais de ensaio, as quais foram preenchidas e mantidas com água durante algum tempo, de modo a aumentar o teor em água e consequentemente o grau de saturação do material no local de ensaio (Figura 5.18).



Figura 5.18 – Aspecto da realização dos ensaios de carga com placa em zonas onde se executaram e se preencheram com água valas para encharcar os terrenos.

Promoveu-se a realização dos ensaios de carga com placa segundo dois procedimentos: i) o da norma alemã *DIN 18134* (1976); ii) o procedimento francês *Mode Opératoire CT-2* (1973). É de notar que além das diferenças nas dimensões mínimas da placa a utilizar e nas tensões máximas a aplicar, os procedimentos propostos nos dois documentos são distintos no que se refere ao modo de aplicação da carga, sendo que o procedimento de ensaio francês é mais expedito uma vez que não obriga a patamares de carga constante (estabilização de deformações com tensão constante). Atendendo ao tipo de placas e ao sistema utilizado, pode considerar-se que as placas de 300 e 600 mm apresentam um comportamento de corpo rígido.

Com o objectivo de comparar os resultados obtidos com os dois procedimentos de carga (com e sem patamares de carga constante), conduziram-se, em alguns casos, ensaios com a mesma placa, o mesmo nível de tensão e à mesma profundidade, fazendo variar apenas o modo de aplicação da carga. Os ensaios de carga foram complementados com os ensaios de caracterização geotécnica atrás referidos. Em geral os solos foram classificados como areias siltosas (SM da Classificação Unificada).

Como é habitual neste tipo de estudo, os valores obtidos para o módulo EV_2 apresentaram alguma dispersão, mesmo quando se comparam os resultados de ensaios realizados em

condições semelhantes. As principais conclusões a reter dos resultados dos ensaios são: em geral, os valores de EV_2 obtidos, com ambas as placas, à cota superior (0,55 m de profundidade) são mais elevados do que os obtidos a 0,75 m, o que parece normal, tendo em conta que a 0,55 m a placa assentava sobre uma camada de balastro contaminado que evidenciava elevada compacidade e estava seco; nos ensaios realizados a 0,55 m de profundidade com placa de 300 mm, obtiveram-se valores relativamente mais elevados (150 a 160 MPa), do que nos ensaios realizados à mesma profundidade, mas com placa de 600 mm (70 a 120 MPa), o que se deve possivelmente ao facto de a placa com menor diâmetro interessar apenas a zona mais superficial da fundação, constituída predominantemente por balastro contaminado e pelo leito da fundação; relativamente aos ensaios realizados a 0,75 m de profundidade (solo de fundação), os que foram feitos com placa de 300 mm conduziram, em geral, a resultados mais elevados (100 a 160 MPa) do que os realizados com placa de 600 mm (40 a 120 MPa), possivelmente pelo facto de a zona superficial da fundação se encontrar mais compacta e menos húmida do que as zonas mais profundas.

Para os materiais ensaiados (balastro contaminado e areia siltosa), os resultados obtidos não revelaram influência significativa do modo de aplicação da carga utilizado na execução dos ensaios: ensaios com patamar de carga (DIN18134) e sem patamar de carga (Mode Opératoire CT-2). No entanto, no que se refere ao diâmetro da placa, parece haver uma tendência para que os resultados obtidos com a placa de 300 mm sejam mais elevados do que os obtidos com a placa de 600 mm, possivelmente pelas razões antes apontadas.

Como, por razões de operacionalidade, em plena via não seria possível, em cada local, caracterizar as diversas camadas da subestrutura, estabeleceu-se que se utilizaria a placa de 600 mm, de modo a envolver na caracterização o maior volume possível de material. Desta forma, obtém-se um índice global para caracterizar a rigidez da fundação. Com os procedimentos utilizados, os tempos de preparação, montagem e execução dos ensaios com uma placa de 300 ou 600 mm são praticamente iguais.

Em face dos resultados obtidos e das condicionantes impostas aos trabalhos de renovação da plataforma, preconizou-se que os ensaios fossem realizados de acordo com o Mode Opératoire CT-2, utilizando uma placa de 600 mm de diâmetro, a qual seria colocada à cota pretendida sobre a superfície a ensaiar devidamente regularizada, após a remoção do balastro e, eventualmente, dos solos. De acordo com os objectivos já explicitados, foi ainda recomendado que os ensaios de carga com placa, realizados durante a fase de

caracterização da plataforma, fossem executados à cota que correspondia à estabelecida no projecto do traçado da via, para a base da camada de sub-balastro, a construir posteriormente.

Atendendo à importância que o valor do módulo de deformabilidade equivalente EV_2 assume no âmbito da análise de plataformas de infra-estruturas de transportes e atendendo ao preconizado na *Ficha UIC 719R*, considerou-se que este indicador serviria de referência na determinação da rigidez das superfícies ensaiadas.

5.5.2 Resultados dos ensaios

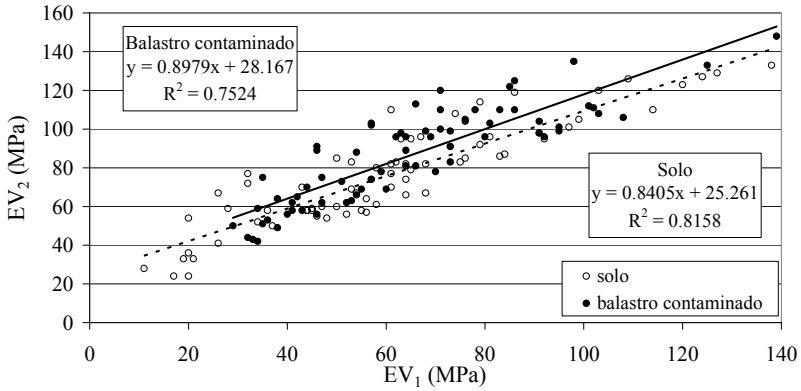
Nas campanhas de caracterização geotécnica que foram alvo do estudo desenvolvido no âmbito deste trabalho, foi possível reunir resultados relativos a 138 ensaios de carga com placa. Destes, 68 realizaram-se em locais onde a fundação era constituída por solos e os restantes em locais onde ao nível da cota de ensaio era possível encontrar uma camada de balastro contaminado com uma espessura mínima de 5 cm.

Em alguns locais a deformação obtida no primeiro ciclo do ensaio de carga foi de tal forma elevada que se considerou ter havido rotura da plataforma. Estes resultados não foram considerados nesta análise.

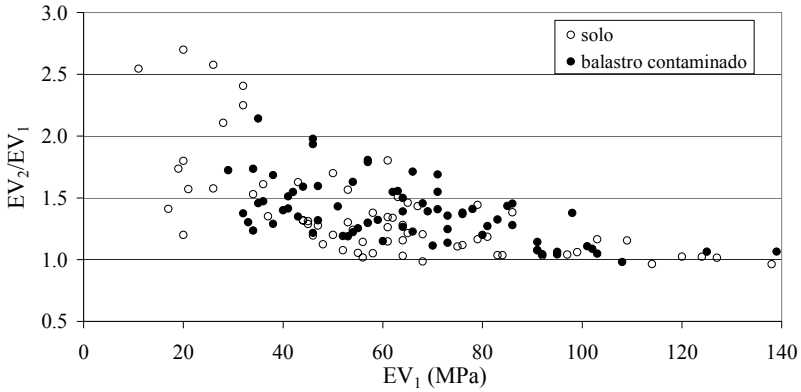
A análise da Figura 5.19, onde se apresentam os valores de EV_1 e EV_2 relativos a cada ensaio de carga com placa, permite concluir que os valores obtidos para ambas as grandezas variaram entre 10 e 150 MPa. Os valores obtidos em ensaios realizados sobre solos são apresentados numa série distinta daquela que corresponde aos ensaios realizados sobre a camada de balastro contaminado. Nestes casos, o valor de EV_2 foi sempre superior a 40 MPa. As correlações lineares entre os valores de EV_1 e EV_2 em ambos os casos têm associados valores de R^2 de 0,80 e 0,76, respectivamente. Em termos gerais, para o intervalo de valores em análise obtém-se a relação:

$$EV_2 = 0{,}88\,EV_1 + 26 \quad \text{com} \quad R^2 = 0{,}78 \qquad \text{Eq. 5.1}$$

Uma análise do tipo da que é apresentada na Figura 5.19b permite concluir que, normalmente, a relação EV_2/EV_1 varia entre 1 e 2, o que pode indicar um grau de compactação relativamente elevado para os terrenos em causa. De facto, como adiante será comentado, assim se veio a verificar.



a)



b)

Figura 5.19 – Ensaios de carga para a caracterização da plataforma existente: a) valores de EV_1 e EV_2 obtidos durante a prospecção; b) relação entre EV_2 e EV_1.

O valor de EV_2 foi superior a 80 MPa em 45% dos casos, quando o ensaio foi realizado sobre o solo de fundação. Quando existia uma camada de balastro contaminado, aquele valor foi ultrapassado em cerca de 60% dos locais ensaiados. Nestas circunstâncias, segundo os critérios adoptados na renovação da plataforma ferroviária, nomeadamente a exigência de um valor mínimo de rigidez na plataforma, era possível colocar apenas a camada de sub-balastro na maioria das situações, com destaque para aquelas onde ocorria uma camada de balastro contaminado, tal como se tinha previsto inicialmente.

Em face dos elementos disponíveis realizaram-se diversas análises com o objectivo de relacionar os valores obtidos para o módulo de deformabilidade equivalente com as características da fundação da via, as quais, em alguns casos, não foi possível determinar da forma como tinha sido previsto, pelo facto de não ter sido possível realizar todos os ensaios programados. Atendendo à heterogeneidade verificada em profundidade, em vários dos locais caracterizados, optou-se por analisar de forma particular os resultados obtidos em locais onde a fundação se apresentou relativamente homogénea, isto é, onde foram identificados apenas solos granulares ou solos finos (NF P 11-300) e onde as condições

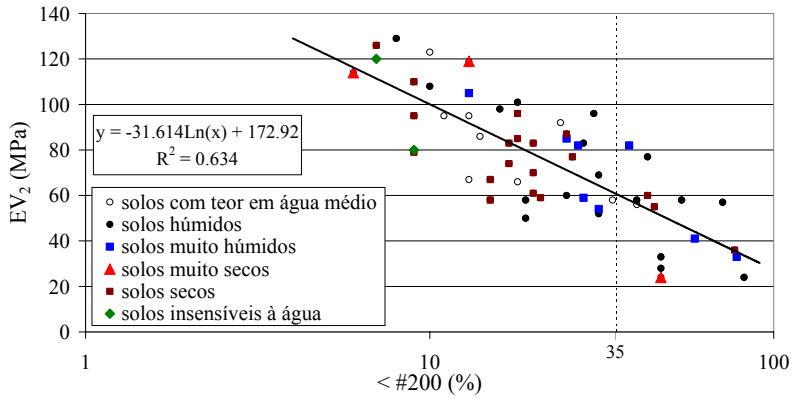
hídricas dos solos se mantinham relativamente constantes em profundidade. Além disso, analisaram-se separadamente as situações em que os ensaios decorreram sobre o solos de fundação, em relação àquelas em que os ensaios foram realizados sobre uma camada de balastro contaminado, com pelo menos 5 cm de espessura, o que aconteceu em cerca de 50% dos casos.

No que se refere aos locais onde o ensaio de carga foi realizado sobre uma fundação relativamente homogénea em profundidade e não foi detectada a camada de balastro contaminado (cerca de 40% de todos os locais caracterizados), apresentam-se nas Figura 5.20 e Figura 5.21 as relações entre os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos e as seguintes características do solo da fundação:

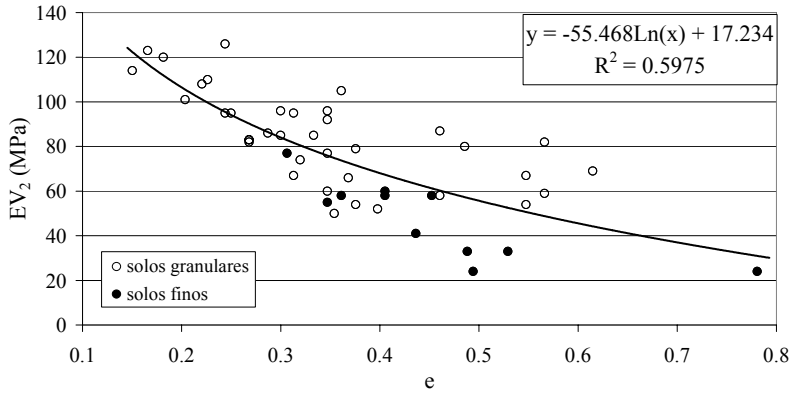
a) percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm;
b) índice de vazios;
c) grau de compactação relativa ao ensaio Proctor;
d) limite de liquidez;
e) índice de plasticidade;
f) índice de consistência;
g) valor de azul de metileno do solo;
h) teor em água natural.

Relativamente ao índice de consistência (I_C), apresentam-se apenas os valores relativos aos solos para os quais foram determinados valores de índice de plasticidade superiores a 6%, pois considera-se que é a partir deste limite que a determinação desta grandeza é feita com relativa fiabilidade. No que se refere à compactação relativa, apenas se apresentam os casos em que aquela grandeza foi superior a 90%, constituindo estes cerca de 90% de todas as determinações feitas nas situações agora analisadas.

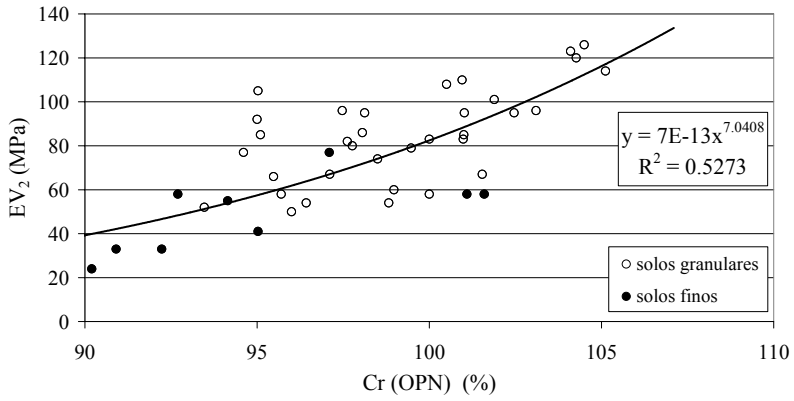
Nos casos em que o ensaio de carga foi realizado sobre solos finos, normalmente o módulo EV_2 foi inferior a 60 MPa e apenas uma vez ultrapassou os 80 MPa. Quando se tratou de solos granulares, EV_2 foi sempre superior a 50 MPa. Foram classificados como húmidos ou muito húmidos quase 70% dos solos finos e apenas cerca de 30% dos solos granulares. Relativamente a estes últimos, esta percentagem desce para cerca de 15%, quando se consideram os solos em que a percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm é inferior a 15%.



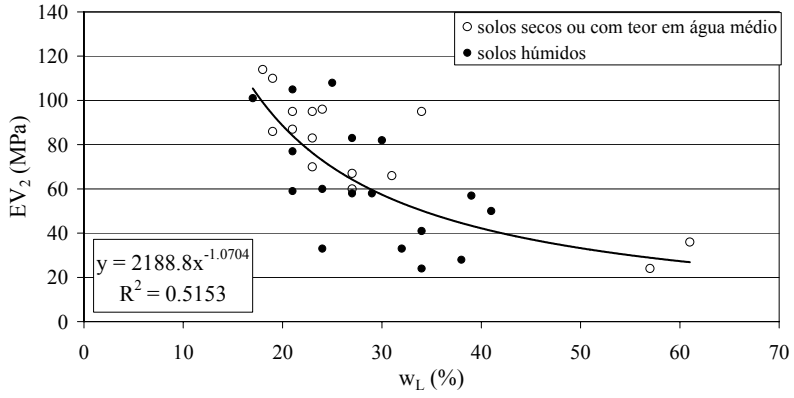
a)



b)

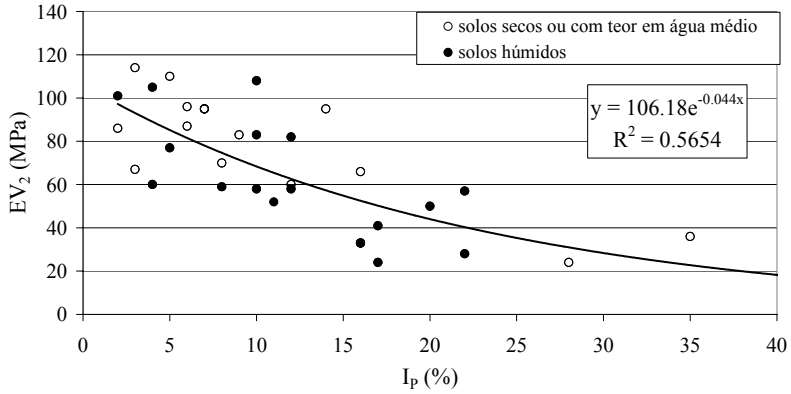


c)

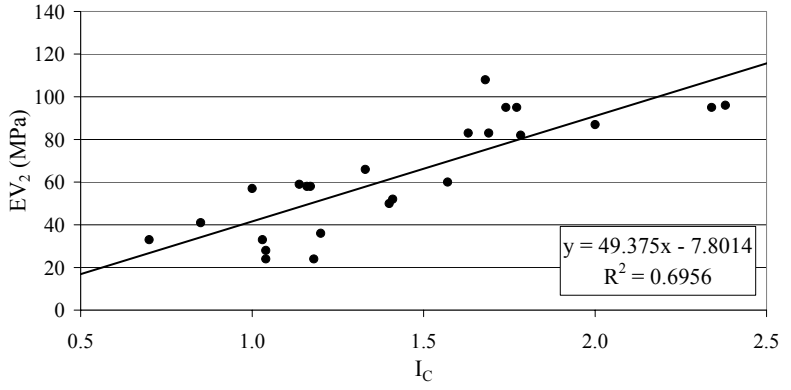


d)

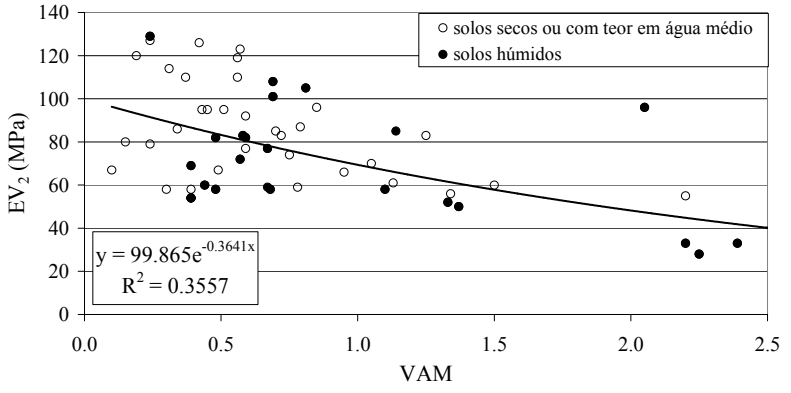
Figura 5.20 – Relação entre o módulo de deformabilidade equivalente e: a) percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm; b) índice de vazios; c) grau de compactação; d) limite de liquidez.



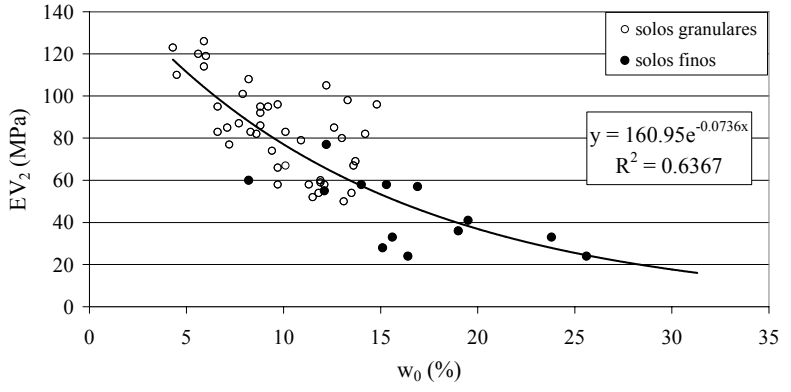
a)



b)



c)



d)

Figura 5.21 – Relação entre o módulo de deformabilidade equivalente e: a) índice de plasticidade; b) índice de consistência; c) azul de metileno; d) teor em água natural.

Todos os solos finos apresentaram valores de índice de vazios superiores a 0,30. Nos solos em que a determinação do índice de vazios conduziu a valores inferiores a 0,30 obtiveram-se sempre valores de EV_2 superiores a 80 MPa. Ao contrário, quando o índice de vazios foi superior a 0,35, normalmente não foi possível atingir aquele valor de EV_2.

Os valores da compactação relativa (Proctor normal) dos solos granulares foram quase sempre superiores a 95%. Ao contrário, no que se refere aos solos finos, em cerca de 60% dos casos o valor da compactação relativa foi inferior a 95%. Atendendo à época em que foram construídas as vias, aos meios disponíveis na altura e à relativa baixa compacidade em que se apresentam os solos finos, o estado de compacidade dos solos granulares poderá estar associado à propensão que estes têm para aumentar a sua compacidade devido ao efeito de solicitações associadas a vibrações, como são aquelas produzidas pelos comboios em circulação.

Relativamente às características associadas à plasticidade e teor em água dos solos, a análise dos resultados obtidos permite concluir que: i) normalmente o valor de EV_2 foi superior a cerca de 50 MPa quando o limite de liquidez foi inferior a 30%, o índice de plasticidade foi inferior a 16%, o teor em água foi inferior a 15%, o índice de consistência superior a 1,2 e o valor de azul de metileno do solo foi inferior a 2; ii) obtiveram-se valores de EV_2 próximos de 80 MPa ou superiores, normalmente quando o limite de liquidez foi inferior a 20%, o índice de plasticidade foi inferior a 8%, o teor em água foi inferior a 9%, o índice de consistência superior a 1,7.

A análise dos valores obtidos permite concluir que é possível estabelecer relações entre as variáveis referidas anteriormente e o valor do módulo de deformabilidade equivalente EV_2. Foram analisadas diversas relações, nomeadamente do tipo linear, logarítmico e exponencial, e são apresentadas nas respectivas figuras aquelas que conduziram a valores do coeficiente de determinação (R^2) mais elevados. Assim, verifica-se que as relações identificadas apresentam valores de R^2 que variam entre 0,53 e 0,70, sendo este último valor o que se refere à relação linear entre o índice de consistência e o módulo EV_2.

Para cada correlação foi testado o poder explicativo de cada uma das variáveis sobre o módulo EV_2. Calcularam-se os valores da estatística que permite testar a significância da variação do módulo explicada por cada uma das variáveis e comparou-se com o valor da distribuição *F* para (1, n-2) graus de liberdade (sendo n o número de ocorrências) e 1% de significância. Como os valores calculados foram sempre superiores, rejeitaram-se as

hipóteses nulas de que as variáveis não influenciavam o módulo, ou seja, é significativo o poder explicativo das diversas variáveis sobre o módulo EV_2.

Em geral, as relações entre as diversas variáveis e EV_2 são possíveis de traduzir por aproximações lineares com coeficientes de determinação muito próximos dos obtidos para as funções do tipo logarítmico e exponencial apresentadas.

O recurso à análise de dados multivariada, nomeadamente à regressão linear múltipla, mostrou-se eficaz na obtenção de relações de maior significância. Testaram-se várias associações de variáveis (V) do tipo:

$$EV_2 = \alpha_0 + \alpha_1.V_1 + \alpha_2.V_2 + ... + \alpha_p.V_p \qquad \text{Eq. 5.2}$$

Foram analisados os respectivos valores do coeficiente de determinação ajustado, o qual tem em consideração os graus de liberdade, despistaram-se problemas de multicolinearidade, por meio do teste do factor de inflação de variância (*VIF*) e verificaram-se os pressupostos básicos relativos aos resíduos.

Normalmente os valores do *VIF* foram relativamente baixos (inferiores a quatro) sempre que se associaram no máximo três variáveis explicativas e aumentaram nas associações de quatro e cinco variáveis, evidenciando indícios de colinearidade.

Atendendo aos valores do coeficiente de determinação ajustado, relativos às várias associações lineares de variáveis testadas, apresentam-se no Quadro 5.1 os coeficientes de regressão α_i das relações que parecem ter maior interesse para aplicação prática e que conduziram a valores de *VIF* inferiores a quatro. A ordem de introdução das variáveis nas relações apresentadas está relacionada com os distintos níveis de complexidade com que normalmente a caracterização geotécnica é desenvolvida, no âmbito dos processos de avaliação das camadas de apoio e da fundação das infra-estruturas de transportes que se encontram em exploração.

Como se conclui da análise dos valores apresentados, o número n de amostras variou bastante, já que o tipo de caracterização que se realizou não foi igual em todos os casos.

Os coeficientes de regressão têm o sinal esperado, as estatísticas t apresentam valores suficientemente elevados para se poderem rejeitar as hipóteses de que os α_i são iguais a zero (5% de significância) e a estatística F e o coeficiente de determinação ajustado de cada associação são suficientemente elevados para apoiar a hipótese de que as variações do módulo são explicadas por variações conjuntas das variáveis independentes.

Quadro 5.1 – Coeficientes de regressão

Equação	α_0 (MPa)	Coeficiente de regressão, α_i					n	$\overline{R}^2$	Sx (MPa)	VIF max
		C_r (%)	e	%< 0,074mm	w (%)	I_C				
1	122,50	--	--	-0,55	-2,79	--	52	0,66	15,41	2,4
2	128,97	--	-88,41	-0,76	--	--	46	0,72	13,54	1,4
3	-154,29	2,70	--	-0,28	-2,45	--	41	0,72	15,45	3,1
4	50,86	--	--	--	-2,24	28,75	24	0,75	12,95	2,6
5	50,37	--	-85,55	--	--	33,30	21	0,81	11,33	1,5
6	73,00	--	-75,87	-0,32	--	22,96	21	0,83	10,56	2,6
7	-285,59	3,16	--	--	--	32,07	17	0,86	9,93	1,6

$\overline{R}^2$ – coeficiente de determinação ajustado;
n – número de amostras;
Sx – desvio padrão da estimativa;
VIF max – máximo valor do factor de inflação de variância.

Na Figura 5.22 apresentam-se os valores medidos e os valores calculados de EV_2, recorrendo à Equação 7 apresentada no Quadro 5.1.

Nos locais em que foi detectada uma camada de balastro contaminado sob o balastro, a espessura dessa camada variou entre 5 e 130 cm, com um valor médio de 24 cm, de acordo com a frequência apresentada na Figura 5.23.

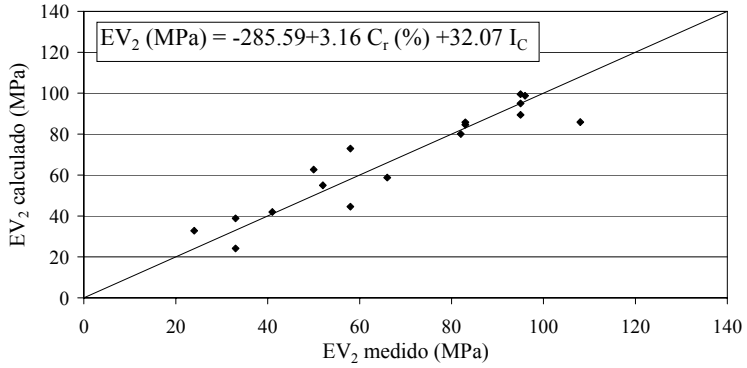


Figura 5.22 – Relação entre EV_2 medido e calculado.

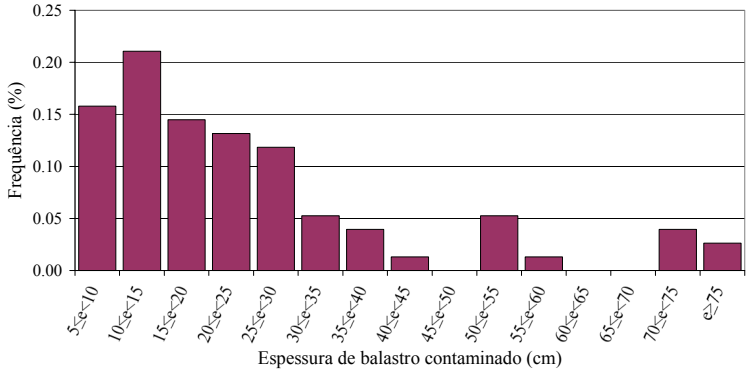


Figura 5.23 – Espessura de balastro contaminado nos locais onde se realizaram os *ECP*.

Em cerca de 75% destes casos, sob a camada de balastro contaminado foi encontrada uma fundação relativamente homogénea, atendendo ao critério anteriormente referido. Para estes casos realizaram-se análises semelhantes às apresentadas anteriormente, na tentativa de relacionar as características dos solos com o valor do módulo EV_2. No entanto, apenas foi possível detectar relações relativamente mais fracas, nomeadamente com o teor em água dos solos e com a percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm. Na Figura 5.24, além das relações encontradas nas condições atrás descritas, faz-se a representação (traço interrompido) das curvas que tinham sido anteriormente propostas para relacionar a percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm e o teor em água dos solos, com EV_2, respectivamente. A comparação das curvas evidencia a importância da existência da camada de balastro contaminado no aumento do valor de EV_2, sendo possível verificar que esse aumento pode ser da ordem de 20 a 30 MPa, particularmente quando a fundação é constituída por solos finos, ou quando os solos apresentam valores do teor em água relativamente elevados, isto é, superiores a 10%.

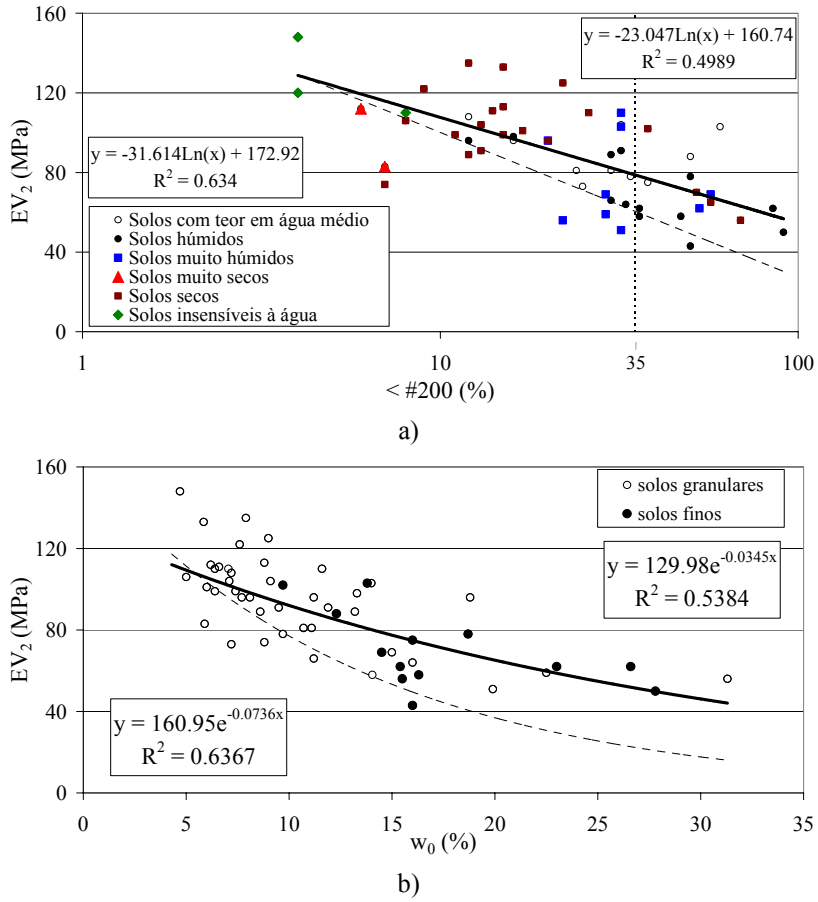


Figura 5.24 – Relação entre o módulo de deformabilidade equivalente determinado sobre o balastro contaminado e: a) a percentagem de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm nos solos; b) o teor em água natural dos solos.

5.6 ENSAIOS COM O PENETRÓMETRO DINÂMICO LIGEIRO

Um dos principais objectivos que levaram à realização de ensaios com o *PDL*, foi a tentativa de estabelecer uma relação entre os resultados deste ensaio e os resultados dos *ECP*, de forma a ser possível zonar melhor o tipo intervenção a realizar.

A análise dos primeiros resultados da prospecção e da caracterização geotécnica permitiu proceder a alguns ajustes, relativamente ao programa inicialmente estabelecido. Verificou-se que em diversas situações os ensaios *PDL* conduziam a valores de resistência com uma variação relativamente estranha em profundidade. A análise dessas situações particulares revelou que em diversos casos essa variação se devia à presença de partículas de grandes dimensões (seixo grosseiro ou blocos) envolvidas em solo. Tal pode dever-se quer ao facto de durante a construção, principalmente nas zonas em aterro, não ter havido grandes preocupações em seleccionar os materiais em termos de granulometria, quer à existência de partículas de balastro que penetraram na plataforma. Nestas situações preconizou-se que se passasse a realizar dois ensaios *PDL* em cada local, espaçados cerca de 30 cm. Este procedimento veio a revelar-se adequado, já que, em diversos casos, permitiu corrigir os valores obtidos, por comparação dos resultados de dois ensaios realizados em locais muito próximos.

Em algumas situações não foi possível realizar o ensaio *PDL* até à profundidade prevista, por terem sido encontrados solos muito rijos, rochas brandas e mesmo rochas duras.

A análise da variação da resistência em profundidade, calculada a partir dos resultados do *PDL*, sugeriu o cálculo da média dos valores de resistência obtidos na penetração de cada trecho consecutivo de 10 cm, entre a superfície e as diferentes profundidades, definindo-se:

$$I_{PDL\,i} = \frac{10}{i} \sum_{j=10}^{i} R_j \qquad \text{Eq. 5.3}$$

em que i é a profundidade (cm), j varia em múltiplos de 10 e R_j é a resistência calculada para penetrar entre a profundidade (cm) j-10 e j.

Para cada local ensaiado analisaram-se as relações entre os diversos valores de I_{PDLi} e o módulo EV_2. Dessas análises concluiu-se que é I_{PDL60} que melhor se relaciona com EV_2. A relação encontrada traduz-se por (Figura 5.25):

$$EV_2 = 10{,}8\ I_{PDL60} + 35{,}8 \qquad (R^2 = 0{,}59) \qquad \text{Eq. 5.4}$$

Note-se que se analisaram apenas os casos em que o ensaio de carga com placa decorreu sobre o solo de fundação, já que nos casos em que o ensaio foi realizado sobre o balastro contaminado não era possível iniciar o *PDL* à mesma cota. No Anexo I são apresentados os gráficos com as relações encontradas entre EV_2 e outros índices I_{PDLi}.

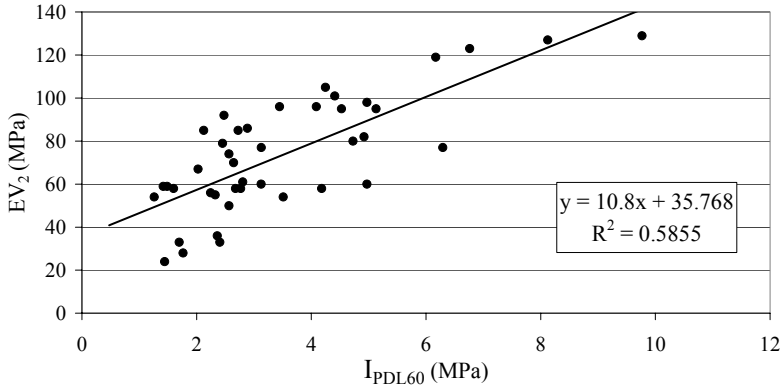


Figura 5.25 – Relação entre o índice I_{PDL60} e o módulo EV_2.

Uma análise idêntica relativamente às relações possíveis de estabelecer entre I_{PDLi} e EV_1 conduziu a uma relação semelhante:

$$EV_1 = 12{,}2\ I_{PDL\,60} + 15{,}9 \qquad (R^2 = 0{,}60) \qquad \text{Eq. 5.5}$$

A partir dos elementos reunidos durante a prospecção, nos poços e nas valas, foram ainda estudadas possíveis relações do tipo da que foi apresentada na Eq. 5.2 entre as características dos solos, o I_{PDL60} e o módulo EV_2. No Quadro 5.2 apresentam-se os coeficientes de regressão α_i das relações que parecem ter maior interesse para aplicação prática e que conduziram a valores de *VIF* inferiores a quatro.

Quadro 5.2 – Coeficientes de regressão

Equação	α_0 (MPa)	Coeficiente de regressão, α_i					n	$\overline{R}^2$	Sx (MPa)	VIF max
		C_r (%)	e	%< 0,074mm	w (%)	PDL (MPa)				
1	81,55	--	--	--	-2,77	6,92	36	0,61	15,69	1,5
2	65,36	--	--	-0,72	--	8,13	34	0,67	14,57	1,2
3	80,32	--	--	-0,53	-1,30	6,74	34	0,69	14,29	2,5
4	112,54	--	-92,74	-0,54	--	3,13	29	0,73	12,03	1,6

$\overline{R}^2$ – coeficiente de determinação ajustado;
n – número de amostras;
Sx – desvio padrão da estimativa;
VIF max – máximo valor do factor de inflação de variância.

Ocorreram apenas treze situações em que foi efectuado o ensaio *PDL* numa fundação relativamente homogénea (atendendo ao critério anteriormente referido) constituída por solos com plasticidade, o que impossibilitou o estabelecimento de uma relação estatisticamente significativa que permita obter EV_2 a partir do I_{PDL60} e do índice de consistência.

Na Figura 5.26 apresentam-se os valores medidos e os valores calculados de EV_2, recorrendo à Equação 4 do Quadro 5.2, a qual apresenta o melhor coeficiente de determinação ($\overline{R}^2$=0,73).

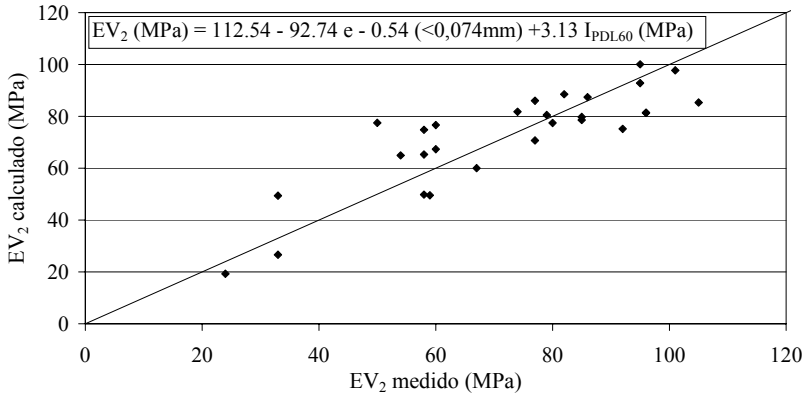
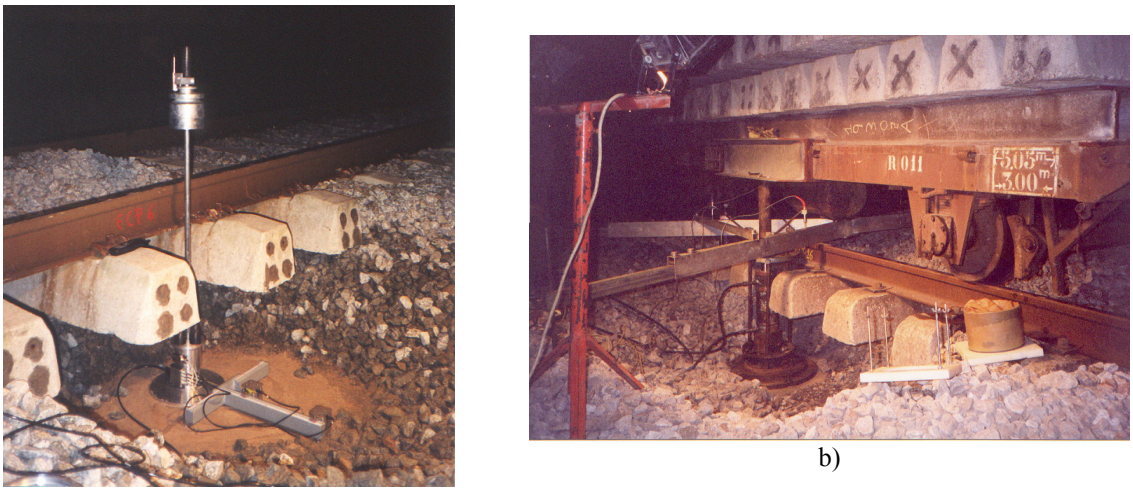


Figura 5.26 – Relação entre EV_2 medido e calculado, considerando os resultados do *PDL*.

5.7 UTILIZAÇÃO DO DEFLECTÓMETRO DE IMPACTO PORTÁTIL NA MEDIÇÃO DE DEFORMABILIDADE

Durante os trabalhos de prospecção geotécnica da plataforma antiga da Linha do Norte, realizados no Subtroço 1.2, num trecho com cerca de 30 km, foi possível proceder a ensaios com o *ECP* e com o *DIP* no mesmo local, de forma a poderem ser comparados os resultados obtidos por ambos os métodos.

Normalmente os ensaios com o *DIP* foram feitos com a placa de 300 mm de diâmetro. No entanto, em alguns dos locais utilizaram-se também placas de 200 e 100 mm. Em diversos locais, além do geofone central foram também utilizados outros dois geofones, afastados de 0,30 e 0,60 m do centro da placa, formando um alinhamento recto; este procedimento permitiu determinar a deformada à superfície, gerada pela aplicação da carga. Os ensaios executados com o *DIP* (Figura 5.27a) foram realizados imediatamente antes da realização do *ECP* (Figura 5.27b).



a) b)

Figura 5.27 – Aspectos da caracterização da deformabilidade da plataforma antiga: a) ensaio com o *DIP*; b) *ECP*.

Após a execução dos ensaios, procedeu-se à caracterização das camadas da subestrutura que se situavam a cotas inferiores, até à profundidade de cerca de 1,5 m. Em alguns dos locais existia apenas a camada de balastro contaminado, mas na maioria detectou-se, subjacente a essa camada, uma ou duas camadas de solos distintos.

Na Figura 5.28 apresenta-se a relação entre os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *ECP* (placa de 600 mm) e com o *DIP* (placa de 300 mm). Nos 36 locais ensaiados pelos dois métodos, os valores de EV_2 variaram entre 36 e 148 MPa.

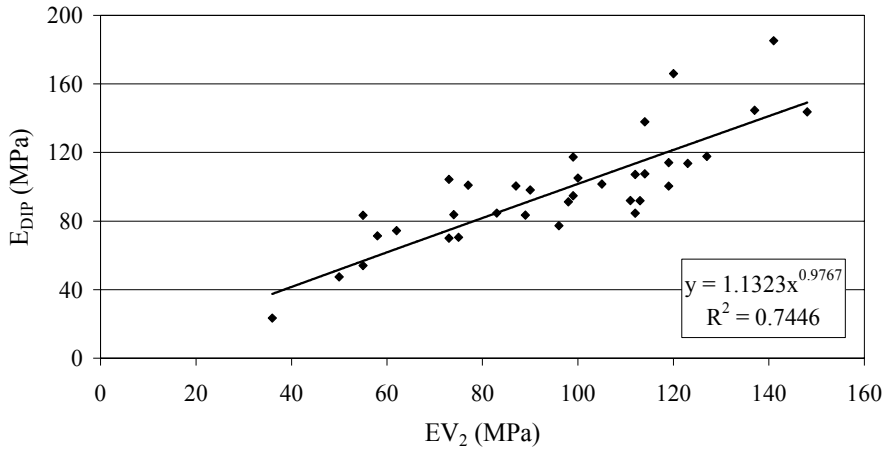


Figura 5.28 – Relação entre os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *ECP* e com o *DIP*.

A melhor relação entre os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos por ambos os métodos tem associado um coeficiente de determinação (R^2) de 0,74 e é traduzida por:

$$E_{DIP} = 1{,}13\, EV_2^{0{,}98} \qquad \text{Eq. 5.6}$$

A relação linear traduzida por:

$$E_{DIP} = 1{,}02\, EV_2 \qquad \text{Eq. 5.7}$$

apresenta um coeficiente de determinação (R^2) de 0,68.

As melhores relações entre os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *ECP* e os obtidos com o *DIP*, utilizando neste caso placas de 200 e 100 mm, foram do tipo da referida em Eq. 5.6, mas os valores do coeficiente de determinação foram 0,52 e 0,49, respectivamente.

Numa tentativa de aferir os valores do módulo de deformabilidade dos materiais que constituem as várias camadas, procedeu-se à modelação numérica dos ensaios realizados por ambos os métodos em dez locais distintos. Em alguns casos, modelou-se o ensaio com o *DIP* com as placas de diversas dimensões, de acordo com as que foram utilizadas nos ensaios. Para a modelação recorreu-se ao programa de cálculo automático com o modelo por elementos finitos referido no Capítulo 2, considerando a espessura observada das camadas e os materiais com comportamento elástico linear. Os valores do módulo de deformabilidade dos materiais das camadas da subestrutura foram admitidos com base nas características e no estado dos materiais e a partir de um processo iterativo, por comparação entre os deslocamentos medidos e os calculados em cada iteração.

O facto de se dispor dos valores do deslocamento vertical ocorrido na superfície em três pontos distintos, medidos no ensaio com o *DIP*, permite aproximar a deformada calculada da que foi medida e estimar os valores do módulo de deformabilidade dos materiais que constituem as diversas camadas.

No Quadro 5.3 apresentam-se: a localização e as características da subestrutura nos locais analisados; os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *ECP* com placa de 600 mm e uma tensão aplicada de 200 kPa (EV_2); os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *DIP* com a placa de 300 mm de diâmetro e uma tensão aplicada de 190 kPa; os valores do módulo de deformabilidade admitidos para os materiais das diversas camadas identificadas; e os valores do módulo de deformabilidade equivalente calculados a partir da modelação numérica.

Quadro 5.3 – Comparação dos valores do módulo de deformabilidade obtidos com o *ECP* e com o *DIP*

Local	e_{bc}	Camada 1		Camada 2		EV_{2m}	E_{DIPm}	E_{bc}	E_{c1}	E_{c2}	EV_{2c}	E_{DIPc}
(m)	(cm)	Class. Unif.	w (%)	Class. Unif	w (%)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
33540-VD	25	SP-SM	7,2	SM	6,9	73	70	80	60	60	69	72
33950-VA	20	SM	8,1	--	--	96	77	180	70	--	79	95
34570-VD	25	SP-SM	6,6	SC-SM	9,6	74	84	120	50	50	71	85
36150-VA	35	SM	9,6	CH	26,7	98	91	130	60	40	79	95
37580-VA	20	CH	27,8	--	--	50	47	120	30	--	45	64
37950-VD	110	*	--	--	--	120	166	240	30	--	128	141
39130-VD	30	SM	8,0	CH	24,7	75	70	120	60	30	67	83
40220-VD	30	SM	7,4	--	--	99	95	120	60	--	84	96
44500-VD	30	SM	7,2	--	--	77	101	120	60	--	78	82
45600-VA	30	CH	23,0	--	--	62	74	120	30	--	61	77

e_{bc} – espessura da camada de balastro contaminado situada abaixo da cota de ensaio;
Camada 1 – características do material da camada subjacente à camada de balastro contaminado;
Camada 2 – características do material da camada subjacente à camada 1;
w – teor em água natural do solo;
EV_{2m} – valor do módulo de deformabilidade equivalente medido com o *ECP* (placa de 600 mm);
E_{DIPm} – valor do módulo de deformabilidade equivalente medido com o *DIP* (placa de 300 mm);
E_{bc} , E_{c1} , E_{c2} – valores do módulo de deformabilidade admitidos na modelação numérica para o balastro contaminado, para o material da camada 1 e para o material da camada 2, respectivamente;
EV_{2c} , E_{DIPc} – valores do módulo de deformabilidade equivalente calculados na modelação numérica do *ECP* e do *DIP*, respectivamente;
* – apenas se identificou balastro contaminado.

Na Figura 5.29 apresentam-se os deslocamentos verticais medidos à superfície com o *DIP* nos pontos instrumentados e os deslocamentos nos mesmos pontos obtidos a partir da modelação numérica.

Em geral, da análise dos elementos anteriormente apresentados pode concluir-se que: normalmente a espessura da camada de balastro contaminado variou entre 20 e 30 cm; os valores calculados dos deslocamentos verticais na superfície são semelhantes aos valores observados (Figura 5.29); e os solos arenosos deverão apresentar valores do módulo de deformabilidade reversível de cerca de 50 a 70 MPa, os solos argilosos de cerca de 30 a 40 MPa e o balastro contaminado de cerca de 120 a 240 MPa.

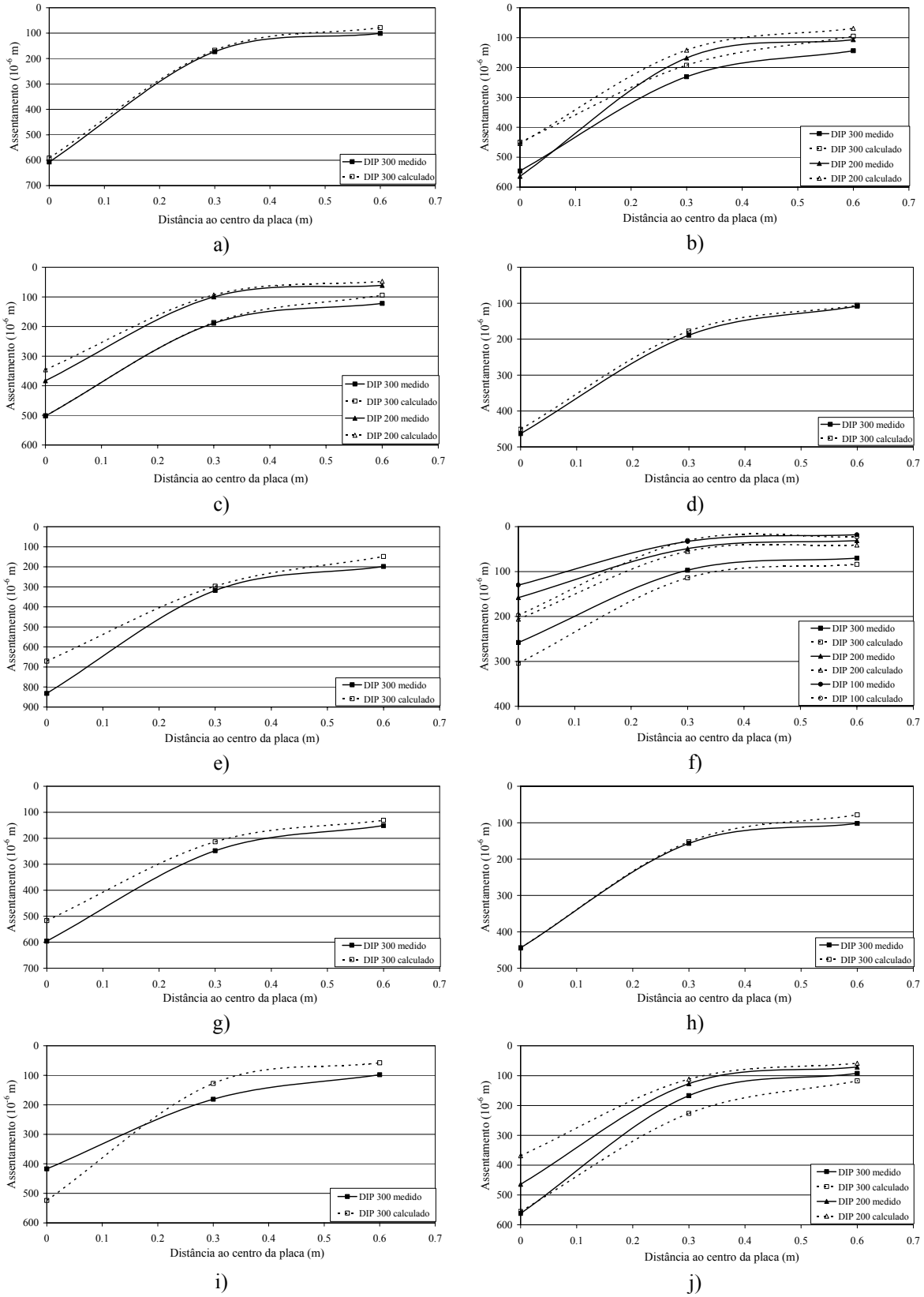


Figura 5.29 – Deflexões medidas com o *DIP* e deflexões calculadas pelo método dos elementos finitos: a) km 33,540; b) km 33,950; c) km 34,570; d) km 36,150; e) km 37,580; f) km 37,950; g) km 39,130; h) km 40,220; i) km 44,500; j) km 45,600.

Atendendo às limitações do modelo numérico utilizado, nomeadamente no que se refere à simplificação das relações constitutivas dos materiais, pode concluir-se que se calcularam deslocamentos verticais semelhantes aos observados, admitindo valores razoáveis do módulo de deformabilidade dos materiais.

A aplicação do *DIP* no âmbito da caracterização da fundação antiga revelou-se muito vantajosa, relativamente ao *ECP*, atendendo aos poucos meios que foi necessário mobilizar para realizar aqueles ensaios e à rapidez de execução dos mesmos. Além disso, a qualidade da informação obtida com este método é relativamente maior, pois permite obter deflexões em vários pontos à superfície, as quais podem ser comparadas com as calculadas por um processo de inversão (por exemplo recorrendo a um modelo numérico por elementos finitos) de forma a se obterem estimativas para os valores do módulo de deformabilidade dos materiais – nas condições de ensaio – que constituem cada camada.

5.8 APLICAÇÃO DO GEORADAR NA MEDIÇÃO DE ESPESSURAS DE CAMADAS DA SUBESTRUTURA DA VIA

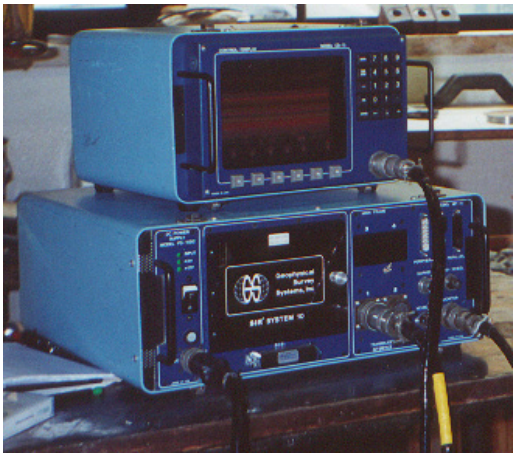
Nos últimos anos os meios técnico e científico têm vindo a adquirir experiência no âmbito da aplicação do georadar na auscultação de pavimentos de estradas e de aeroportos e no âmbito da prospecção geotécnica. Neste trabalho desenvolveram-se estudos pioneiros em Portugal para aplicação do georadar na via férrea, com o objectivo de determinar a espessura das camadas da subestrutura, em particular de balastro e (ou) de balastro contaminado e de sub-balastro.

Neste capítulo descrevem-se os estudos realizados para determinar as constantes eléctricas dos materiais em análise, para avaliar a adequação do equipamento disponível e para sistematizar a forma de operar com esse equipamento. Descrevem-se as iniciativas desenvolvidas para pôr em prática a auscultação por georadar na Linha do Norte e apresentam-se os resultados obtidos. Interpretam-se e comentam-se esses resultados, tendo em conta a informação geotécnica disponível para alguns locais.

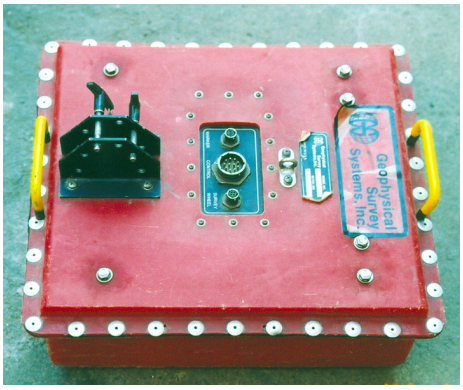
5.8.1 Descrição do equipamento utilizado e do modo de operação

O equipamento utilizado (Figura 5.30) foi um georadar designado por *SIR 10* da *Geophysical Survey Systems, Inc*. (*GSSI*). O equipamento é constituído por: uma unidade

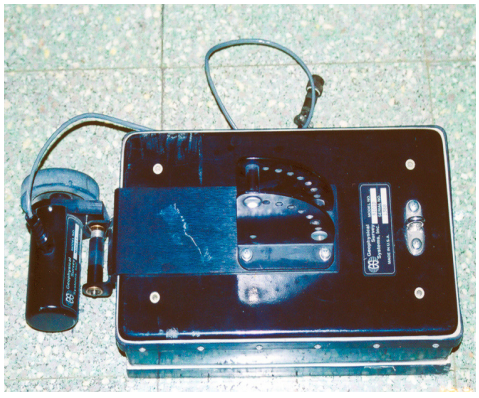
central de controlo para a transmissão, a recepção e o registo de sinais; uma unidade de visualização dos registos; e os cabos de ligação. Foram utilizadas antenas de emissão e recepção de energia electromagnética com frequências centrais de emissão de 500 e 900 MHz. Os registos foram analisados com recurso ao programa *RADAN* (GSSI, 1998).



a)



b)



c)

Figura 5.30 – Aspecto do equipamento utilizado: a) unidade central de comando e de visualização de registos do georadar; b) antena de 500 MHz; c) antena de 900 MHz.

A unidade de recepção amplifica os sinais captados, os quais são enviados para a unidade de controlo onde são digitalizados, formatados e armazenados em memória. Paralelamente, os sinais são ainda enviados para um ecrã, podendo assim ser observados em simultâneo com a operação do georadar.

As antenas utilizadas são de frequência relativamente elevada, com o objectivo de obter reflexões de pequena profundidade e de elevada resolução, tendo em conta os valores da constante dieléctrica dos materiais que constituem as camadas, das quais se pretende determinar a espessura – materiais de balastro limpos ou com mistura de solos. Com antenas deste tipo é expectável que a resolução mínima seja da ordem dos 30 mm no caso

da antena de 900 MHz e de 60 mm no caso da antena de 500 MHz. A profundidade máxima de penetração deve ser da ordem de 1 m e 2 m, respectivamente (Hopman e Beuving, 2002).

5.8.2 Ensaios laboratoriais para determinação das constantes eléctricas dos materiais a analisar

As camadas de apoio da via existente na Linha do Norte são essencialmente constituídas por: balastro granítico; balastro calcário; mistura de balastro granítico e calcário; e balastro calcário misturado com solos.

Como se referiu anteriormente, na bibliografia da especialidade são apresentados valores para as propriedades eléctricas de diversos materiais, inclusivamente para rochas graníticas e calcárias. Alguns autores concluíram que a constante dieléctrica do material da camada de balastro pode variar significativamente em função do seu estado (contaminação e teor em água), sugerindo valores entre 2 e 6 para o balastro limpo e entre 6 e 14 para o balastro contaminado (Gobel et al., 1994, citado por Sussmann, 1999).

A constante dieléctrica do material que constitui uma camada pode ser determinada com base no conhecimento da espessura da camada e do tempo de resposta de um impulso do georadar. Estes elementos permitem calcular a velocidade de propagação, que se relaciona directamente com a constante dieléctrica, como anteriormente se referiu.

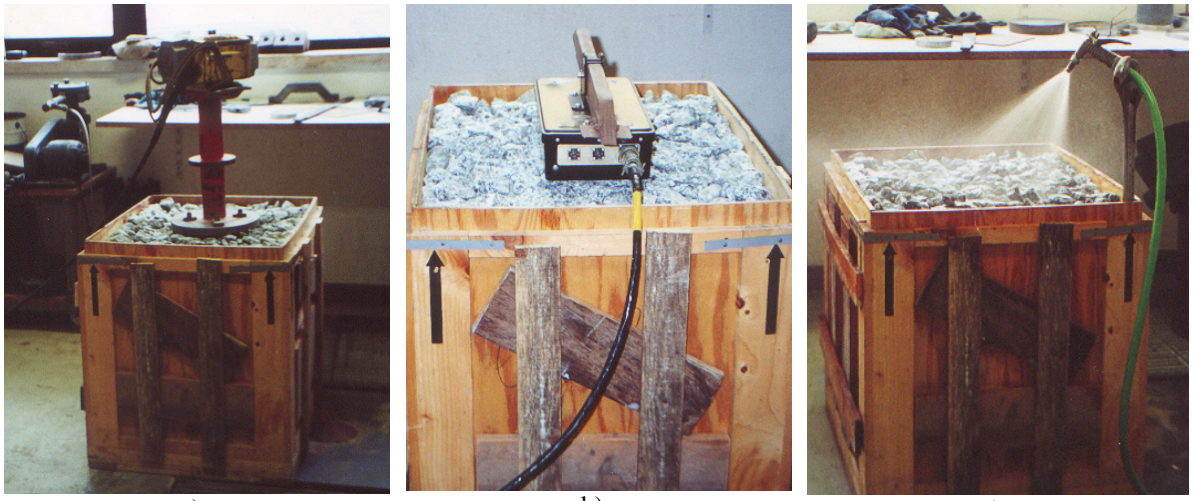
Considerando as características particulares relacionadas com o estado como se apresentam os materiais que constituem as camadas em análise, procedeu-se à determinação da constante dieléctrica destes materiais em modelos construídos em laboratório, com os quais se pretendeu simular as condições existentes "in situ".

Foram construídos diversos modelos para determinar a constante dieléctrica do balastro contaminado com três distribuições granulométricas distintas, com o objectivo de simular o balastro pouco, medianamente e muito contaminado (ver capítulo 6); as designações utilizadas foram, respectivamente, balastro calcário contaminado com granulometria grossa, média e fina.

Foram também determinados os valores dessa constante num modelo de agregado granítico utilizado na camada de sub-balastro construída durante as obras de renovação da subestrutura da Linha do Norte.

Para proceder a estas determinações construiu-se uma estrutura em madeira de forma cúbica com dimensões 70×70×70 cm^3, no fundo da qual se colocou uma placa de aço, para promover a reflexão dos sinais a emitir. No interior desta estrutura foram colocados sequencialmente os diversos materiais, para os quais se pretendiam conhecer as propriedades eléctricas. Estes materiais foram compactados em sub-camadas com um pilão vibrador (ver capítulo 6), variando a espessura final do modelo entre 0,45 e 0,65 m, conforme os casos (Figura 5.31a). Os modelos construídos com as diversas granulometrias de balastro contaminado foram compactados com os valores do teor em água que permitiam obter uma adequada mistura do material; o agregado granítico foi compactado com o teor em água óptimo (ver capítulo 6).

Além dos ensaios realizados sobre as camadas nas condições de compactação (Figura 5.31b), realizaram-se também ensaios após o balastro contaminado ter sido molhado durante 10 horas (Figura 5.31c) e para diversos valores do teor em água do agregado; pretendeu-se, assim, avaliar a influência da água nas propriedades eléctricas.



a) b) c)

Figura 5.31 – Ensaios de laboratório para determinação da constante dieléctrica: a) aspecto da compactação dos materiais; b) determinação da constante dieléctrica com a antena de 900 MHz; c) molhagem do balastro após a determinação da constante dieléctrica com o material seco.

O registo representado na Figura 5.32, obtido com a antena de 900 MHz quando o modelo era constituído por balastro calcário contaminado de granulometria intermédia, mostra a detecção de sucessivas reflexões múltiplas na placa metálica colocada na base do modelo.

O fenómeno da formação de múltiplas reflexões do sinal ocorre quando as ondas encontram materiais que reflectem significativamente a energia (reflectores fortes) e a

energia reflectida reverbera no meio atravessado, reflectindo-se na superfície e no reflector antes de atingir o receptor. Atendendo a que, neste caso, o trajecto percorrido pelas ondas não é o que se pretende detectar, esta ocorrência constitui um fenómeno indesejável. No entanto, este fenómeno pode ajudar a definir a localização da reflexão de primeira ordem, tendo em conta o desfasamento de tempo das sucessivas reflexões. A análise da imagem da Figura 5.32 permite concluir que as sucessivas reflexões múltiplas se apresentam cada vez mais afectadas de ruído e vão sofrendo atraso no tempo.

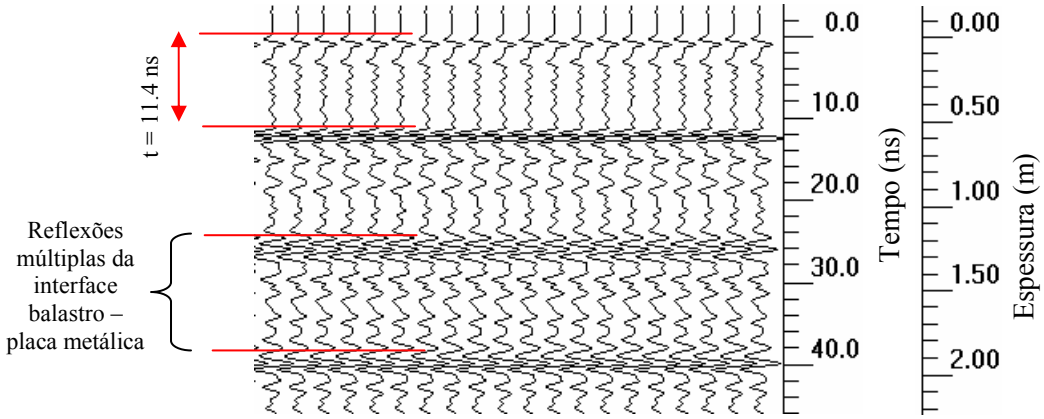


Figura 5.32 – Registo da propagação em balastro contaminado de granulometria intermédia determinado em laboratório com a antena de 900 MHz.

Na Figura 5.33 apresenta-se a comparação dos modelos de propagação determinados para o balastro contaminado com as três granulometrias em estudo. Verifica-se que o tempo de reflexão diminui com a diminuição da quantidade de material fino, o que é particularmente notório na granulometria grossa.

Na Figura 5.34 apresenta-se a comparação dos modelos de propagação determinados para o agregado granítico com três valores distintos do teor em água, podendo verificar-se que o tempo de reflexão aumenta com esta grandeza.

No Quadro 5.4 apresentam-se os valores da constante dieléctrica, determinados com as antenas de 500 e 900 MHz, para os diversos materiais ensaiados. Os valores obtidos com a antena de 500 MHz são superiores aos obtidos com a de 900 MHz, sendo a diferença da ordem de 5% no caso do balastro calcário seco e de cerca de 25% no caso do balastro granítico molhado. No material de sub-balastro não foi utilizada a antena de 500 MHz. Os valores mais baixos da constante correspondem ao balastro granítico limpo seco (k=3,7 a 4,3) e os mais elevados ao balastro calcário contaminado com granulometria fina molhado (k=13,2 a 16,0).

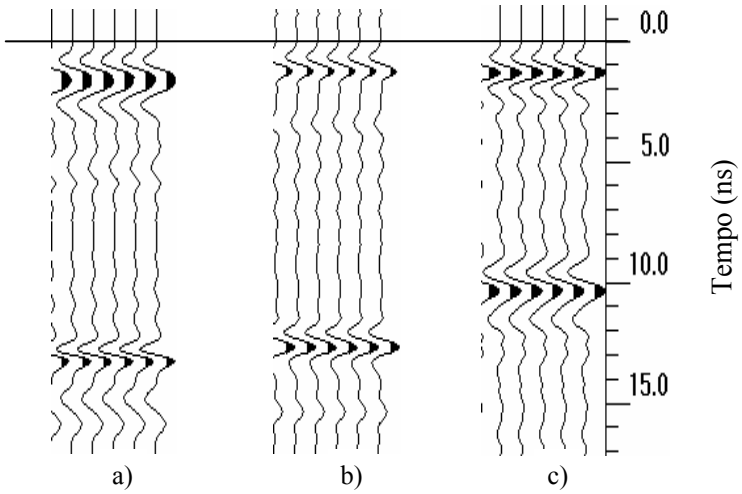


Figura 5.33 – Comparação dos registos de propagação em balastro calcário contaminado determinados em laboratório com a antena de 900 MHz: a) granulometria fina; b) granulometria intermédia; c) granulometria grossa.

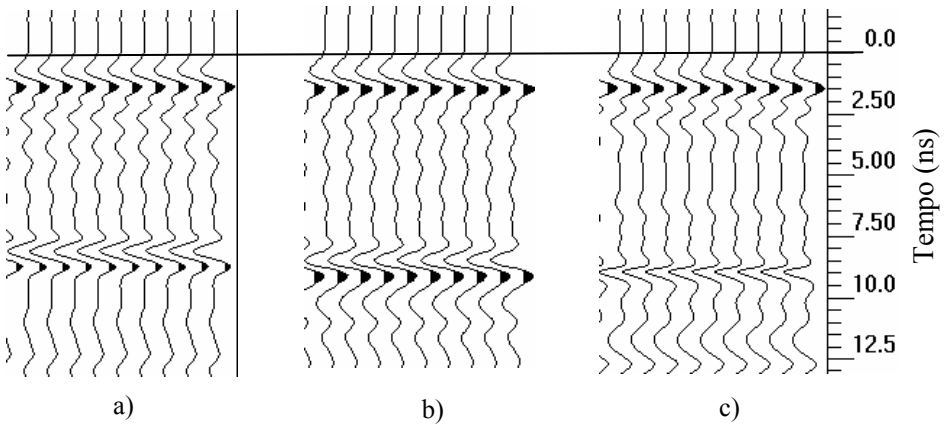


Figura 5.34 – Comparação dos registos de propagação em agregado granítico determinados em laboratório com a antena de 900 MHz: a) teor em água 1,7%; b) teor em água 3,1%; c) teor em água 4,6%.

A molhagem do material influencia relativamente pouco o valor da constante dieléctrica no caso do balastro granítico (3% a 12%), mas provoca um aumento importante nesta constante (cerca de 30% a 40%) no balastro calcário limpo; no balastro calcário contaminado esta alteração de estado provoca um aumento da constante entre 4% e 17%. Relativamente ao agregado granítico utilizado na camada de sub-balastro o aumento do teor em água de 1,7% para 4,6%, provoca um aumento de cerca de 33% na constante dieléctrica.

No balastro contaminado a constante dieléctrica varia de forma quase linear com o índice de contaminação, isto é, com a soma das percentagens de material de dimensões inferiores a 0,074 mm e 4,75 mm (Figura 5.35).

Quadro 5.4 – Constante dieléctrica dos materiais ensaiados

Material	Estado	Constante dieléctrica (*k*)	
		Antena 500 MHz	Antena 900 MHz
Balastro calcário limpo	seco	5,3	5,0
	molhado	7,2	6,4
Balastro granítico limpo	seco	4,3	3,7
	molhado	4,8	3,8
Balastro calcário contaminado com granulometria fina	seco	15,4	12,5
	molhado	16,0	13,2
Balastro calcário contaminado de granulometria média	seco	10,0	9,6
	molhado	11,2	11,2
Balastro calcário contaminado de granulometria grossa	seco	7,6	6,4
	molhado	8,6	7,5
Sub-balastro granítico	w=1,7%	--	6,4
	w=3,1%	--	7,1
	w=4,6%	--	8,5

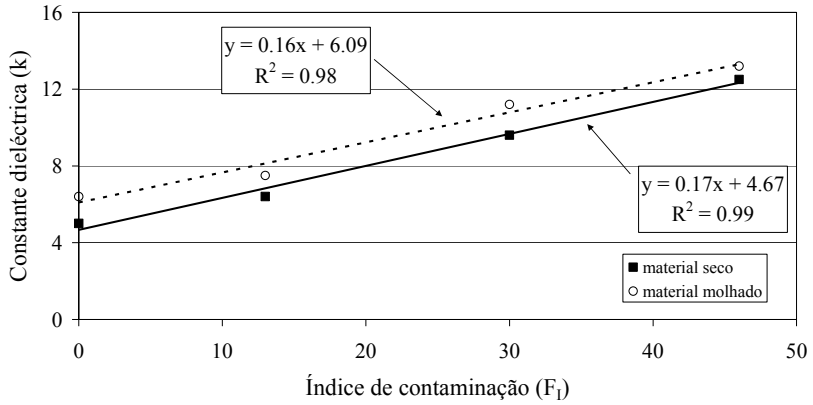


Figura 5.35 – Relação entre a constante dieléctrica (antena de 900 MHz) e o índice de contaminação do balastro calcário.

Depois de determinados os valores da constante dieléctrica dos diversos materiais construiu-se um modelo com balastro contaminado, sobre o qual se colocou uma camada de sub-balastro de agregado granítico de 10 cm de espessura, com o objectivo de avaliar a capacidade de as antenas utilizadas detectarem a existência e medirem a espessura da camada superficial. Na Figura 5.36 apresentam-se os registos obtidos com as antenas de 500 e 900 MHz, quando os materiais tinham o teor em água de compactação e após terem sido molhados. No que se refere aos registos obtidos com a antena de 500 MHz, não é possível detectar a existência da camada superficial, quer quando o modelo foi ensaiado

relativamente seco, quer depois de ter sido molhado, pois a chegada da onda directa confunde-se com a reflexão relativa à interface entre os dois materiais.

Ao contrário, com a antena de 900 MHz foi possível, em ambas as situações, detectar a existência da camada de sub-balastro, como é notório pela existência da segunda reflexão que aparece junto à superfície nos registos da Figura 5.36c e da Figura 5.36d. Contudo, mesmo com esta antena não foi possível determinar a espessura desta camada, já que o tempo associado à reflexão de superfície é semelhante ao que está associado à reflexão na interface entre o agregado granítico e o balastro contaminado, e por isso não é possível detectar a separação. Assim, concluiu-se que seria útil dispor de uma antena de maior frequência para a eventualidade de ser necessário detectar e medir a espessura de camadas da subestrutura da via que tenham pouca espessura.

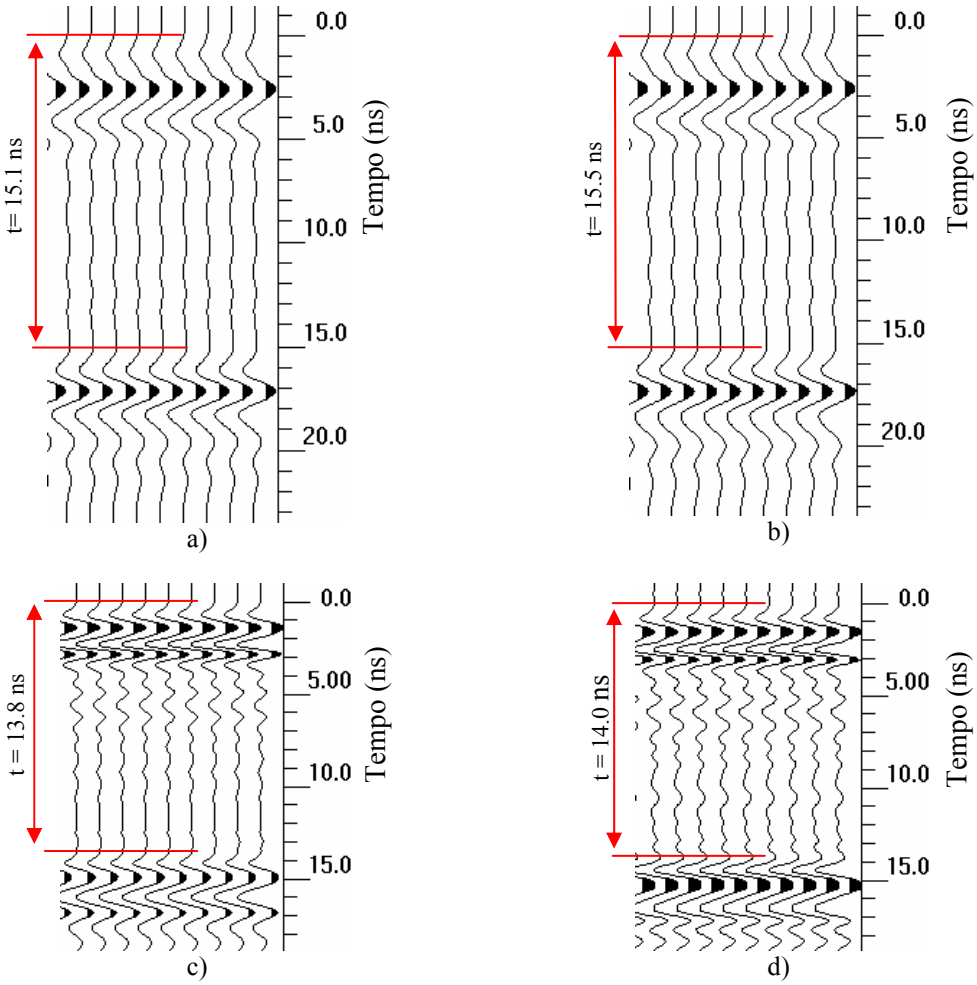


Figura 5.36 – Registos obtidos com a camada de sub-balastro (agregado granítico) colocada sobre o balastro contaminado: a) antena de 500 MHz após a compactação; b) antena de 500 MHz depois dos materiais molhados; c) antena de 900 MHz após a compactação; d) antena de 900 MHz depois dos materiais molhados.

5.8.3 Aplicação do georadar na fossa de ensaio de grandes dimensões

A construção de um provete de grandes dimensões numa fossa de ensaios, de acordo com o referido no Capítulo 6, permitiu obter um modelo representativo de algumas zonas da subestrutura das vias férreas antigas que se pretende renovar.

A aplicação do georadar neste modelo teve como principal objectivo avaliar a possibilidade de detectar a interface entre a camada de balastro contaminado e o solo de fundação. A profundidade a que se encontra esta interface é particularmente importante, pois pode constituir um indicador da qualidade da subestrutura. Em subestruturas de má qualidade, onde o número de intervenções realizadas na via com o objectivo de manter a regularidade geométrica, através da adição de balastro, é elevado, a espessura da camada de balastro contaminado é relativamente importante. Além disso, o conhecimento da espessura de balastro contaminado é um elemento essencial no âmbito do dimensionamento das novas camadas e na programação dos trabalhos nas vias em renovação.

Os estudos desenvolveram-se com as antenas de 500 e 900 MHz, com o objectivo de avaliar qual das antenas tinha o melhor desempenho, nomeadamente no que se refere à qualidade dos registos em termos de resolução.

A antena de 900 MHz permitiu identificar a interface entre a camada de balastro contaminado e o solo de fundação. O tempo de reflexão foi de 4,14 ns (Figura 5.37), o que, considerando o valor da constante dieléctrica obtido no modelo de laboratório para o balastro calcário contaminado com granulometria média seco (k=9,6), conduz a uma profundidade de 0,20 m, que é sensivelmente a altura da camada.

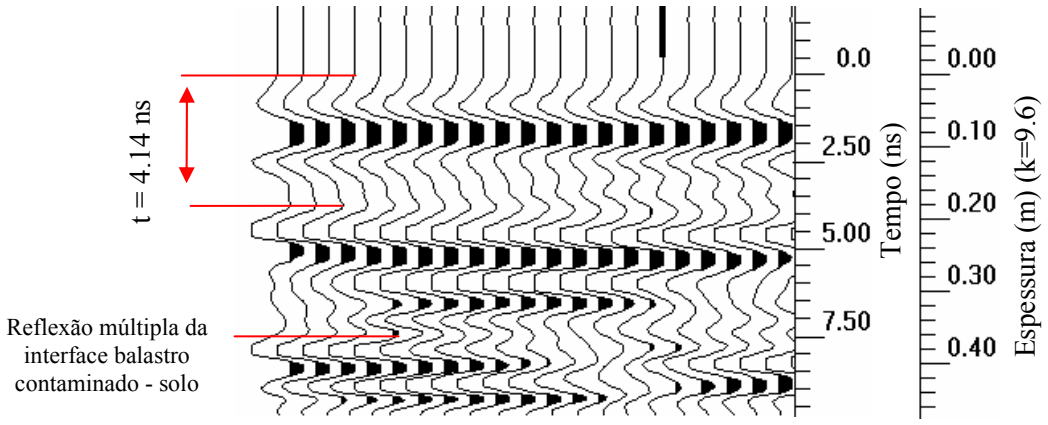


Figura 5.37 – Modelo de balastro contaminado de granulometria intermédia obtido na fossa de múltiplas camadas com a antena de 900 MHz.

Com a antena de 500 MHz não foi possível detectar o limite inferior da camada de balastro contaminado, como se conclui da análise da Figura 5.38.

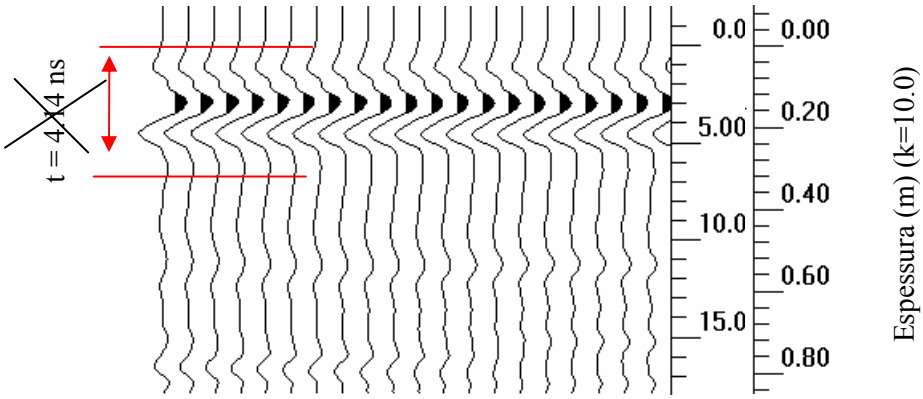


Figura 5.38 – Modelo de balastro contaminado de granulometria intermédia obtido na fossa de múltiplas camadas com a antena de 500 MHz.

A chegada da onda directa confunde-se com a reflexão referente à interface balastro-solo, devido ao facto de o tempo de chegada de ambas as reflexões ser semelhante. No entanto, com esta antena foi possível detectar, a cerca de 1,4 m de profundidade, a interface entre a camada de solo existente no fundo da fossa e a primeira camada de solo construída durante estes estudos (Figura 5.39). Atendendo à existência da camada de balastro contaminado com cerca de 0,20 m de espessura e da camada de areias siltosas com cerca de 1,2 m, considerou-se um valor de 10,0 para a constante dieléctrica (Ulriksen, 1982).

Atendendo aos resultados obtidos, admite-se que na via férrea se deva utilizar as duas antenas em simultâneo, com os objectivos de identificar o limite de camadas superficiais de pequena espessura (balastro) e o limite de camadas localizadas a maior profundidade (balastro contaminado).

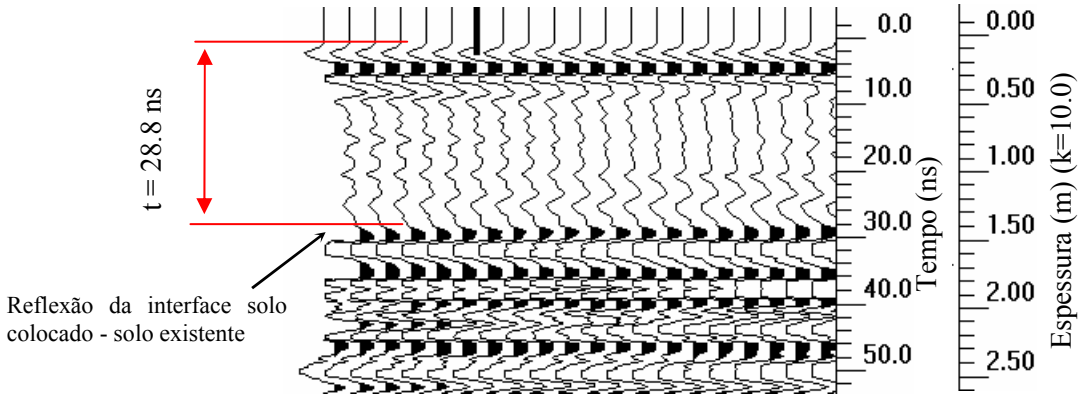


Figura 5.39 – Modelo para detectar interfaces profundas obtido na fossa de múltiplas camadas com a antena de 500 MHz.

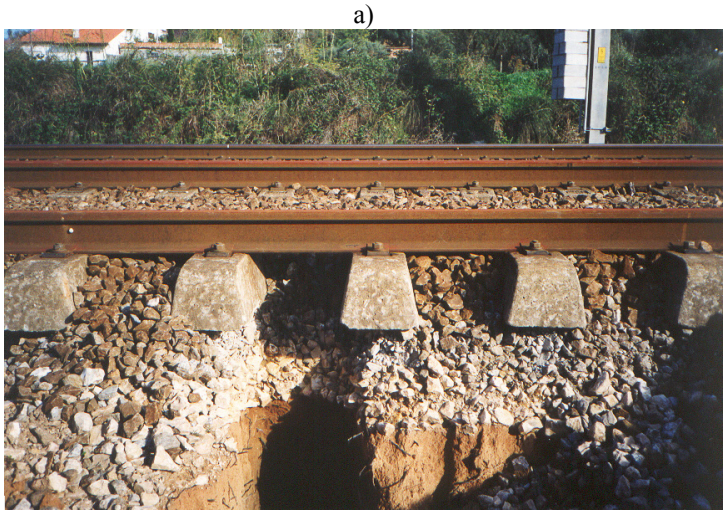
5.8.4 Ensaios preliminares na via férrea para sistematização de procedimentos

A aplicação do método do georadar no âmbito dos estudos para a renovação da plataforma da Linha do Norte começou por se fazer num trecho experimental que se encontrava fora de serviço, no qual já anteriormente se tinham desenvolvido os estudos para sistematização dos procedimentos do ensaio de carga estática com placa, com se referiu anteriormente.

O local em causa situa-se entre o km 167,900 e o km 168,000 da Linha do Norte. A via é constituída por carris *UIC50* e travessas bi-bloco apoiadas numa camada de balastro calcário, relativamente limpo à superfície e com contaminação na zona mais profunda (Figura 5.40). A fundação é constituída por areia siltosa (A-2-4).



a)



b)

Figura 5.40 – Aspecto do trecho experimental: a) aspecto geral da via e das antenas utilizadas; b) aspecto da subestrutura.

A auscultação foi conduzida fazendo deslocar, pela acção do operador, as antenas de 500 e 900 MHz sobre a superfície superior da camada de balastro. Ao movimentar-se a antena ao longo de um perfil com uma taxa de emissão de impulsos elevada, o conjunto de

sucessivos sinais recebidos constituíram uma secção de georadar, a qual representa uma imagem bidimensional das variações das propriedades electromagnéticas dos materiais localizados sob a superfície auscultada, no alinhamento percorrido.

Realizaram-se várias passagens com cada uma das antenas anteriormente referidas, nas direcções longitudinal e transversal da via, fazendo variar a velocidade de circulação, a taxa de emissão do sinal e a distância em planta ao carril. A amostragem realizou-se em operação monoestática (apenas uma antena para emissão e recepção), com 512 amostras/scan e com amostras de 16 bit.

Durante a aquisição dos dados foi utilizada uma curva de ganho com aumento linear em profundidade e foram aplicados filtros horizontais e verticais para os sinais digitais, do tipo *IIR* (*Infinite Impulse Response*) passa-alto e passa-baixo, com frequências limites de 230 e 1365 MHz. O processamento dos registos obtidos envolveu várias técnicas de melhoramento de sinais, nomeadamente a manipulação nos níveis de ganho e a conversão dos registos de sinais em imagens coloridas por aplicação de uma escala de cores apropriada. Deste modo, as imagens resultantes apresentam uma razão sinal/ruído significativamente melhorada, tornando normalmente mais fácil a tarefa de interpretação das secções de georadar. Assim, foi necessário:

i) escolher uma escala de cores e uma função de distribuição de cores face à amplitude dos sinais apresentados nos registos; a função de distribuição de cores aplicada é do tipo linear, com as cores principais de vermelho e preto, para as amplitudes máximas positivas e para as amplitudes mínimas negativas, respectivamente; as amplitudes próximas do nível zero foram representadas por tons de cinzento; a escolha desta função de distribuição de cores e desta escala de cores conduz a que nas imagens dos registos se salientem as amplitudes mais fortes relativamente às de mais baixa amplitude; na Figura 5.41 mostra-se a função de distribuição de cores, a escala de cores aplicada e um exemplo de uma parte de um registo de sinais com a imagem correspondente;

ii) construir uma curva de ganho de amplitudes, para aplicar igualmente em todos os registos (Figura 5.42); a construção desta curva teve em conta o intervalo de tempo onde os principais reflectores apareciam; o intervalo observado com maior frequência encontra-se compreendido entre cerca de 4 e 15 ns (nanosegundo), pelo que foram atribuídos maiores níveis de ganho aos sinais neste intervalo de tempo; no sentido de

diminuir o efeito do ruído de fundo, normalmente observado na parte final dos registos, na curva de ganho de amplitudes construída foram atribuídos níveis baixos na zona de tempos a partir dos 17 ns;

iii) aplicar, em determinados registos, filtros do tipo *IIR* para remover o ruído de fundo (*background removal*) próprio do sistema de aquisição e que normalmente se apresenta sob a forma de bandas horizontais;

iv) aplicar factores multiplicativos constantes em termos de amplitude, por forma a salientar as reflexões de algumas imagens.

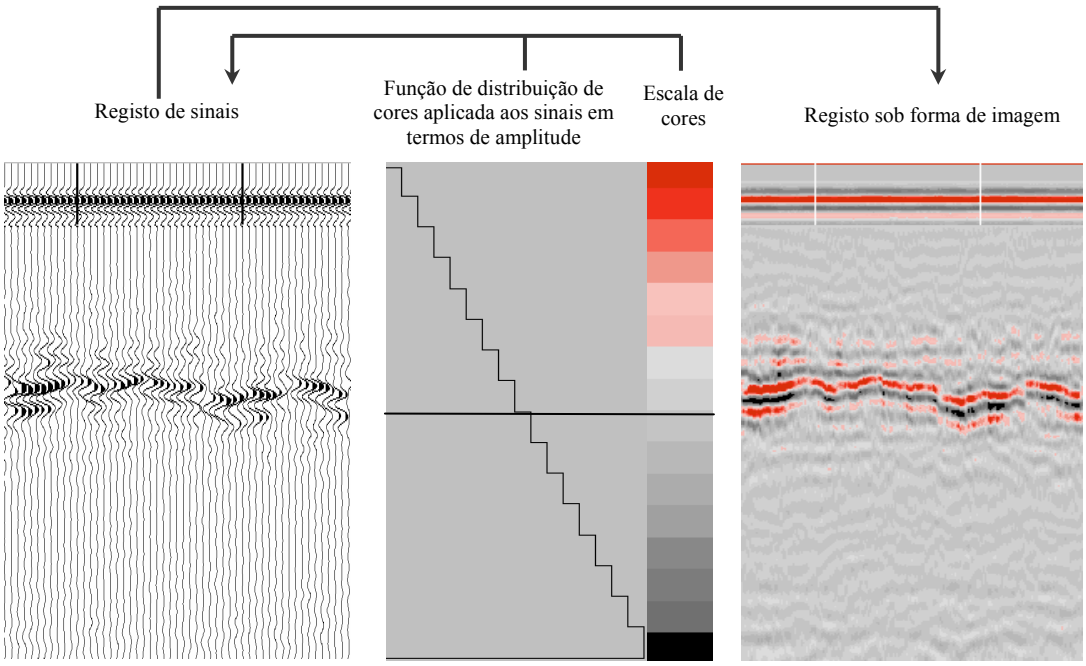


Figura 5.41 – Função de distribuição de cores e escala de cores aplicada aos registos.

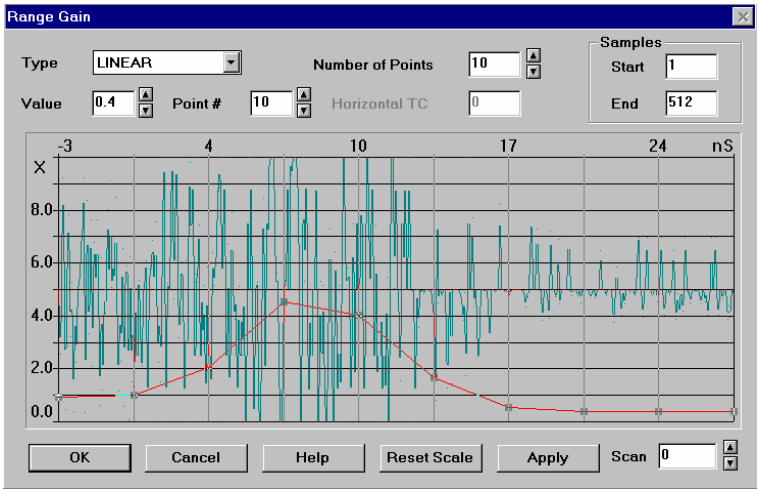


Figura 5.42 – Curva de ganho aplicada aos registos efectuados na via.

A aplicação destas técnicas ao perfil obtido no modelo de laboratório com balastro calcário contaminado com granulometria intermédia tem o aspecto apresentado na Figura 5.43. A sequência de cores cinzento/vermelho/cinzento registada a cerca de 1 ns refere-se à chegada da onda directa. A sequência do mesmo tipo registada a cerca de 12 ns refere-se à reflexão na placa metálica colocada sob a camada de balastro.

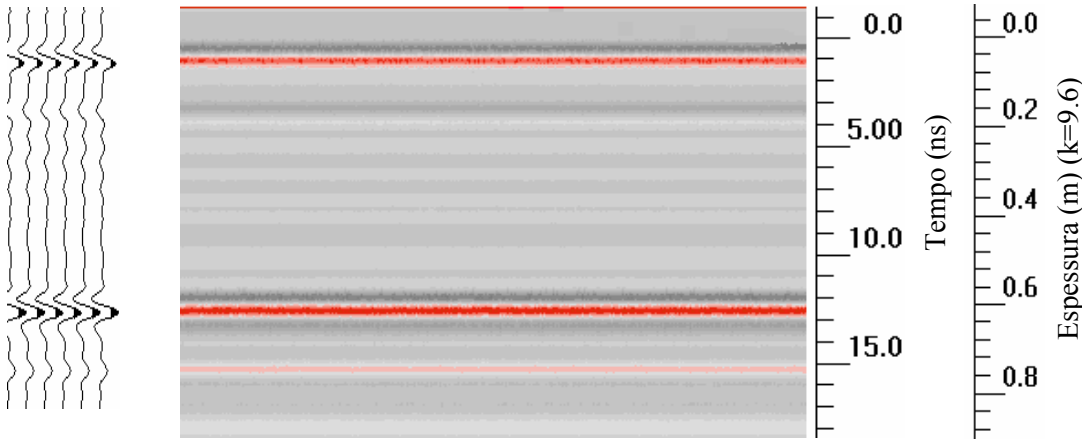


Figura 5.43 – Aplicação das técnicas de processamento aos registos obtidos em laboratório no modelo de balastro calcário contaminado com granulometria intermédia.

Na Figura 5.44a apresenta-se a imagem de radar obtida com a antena de 900 MHz numa zona do trecho experimental, num alinhamento longitudinal que se desenvolve entre carris. Depois da aplicação da curva de ganho a imagem torna-se mais compreensível (Figura 5.44b), o que permite uma interpretação mais fácil (Figura 5.44c).

Este perfil apresenta um reflector, que se traduz por uma banda com a combinação das cores anteriormente referidas, logo abaixo da reflexão da onda directa. Esta reflexão, que não existe nos perfis obtidos em laboratório nem nos obtidos no modelo da fossa, é devida à existência das peças metálicas que unem os blocos das travessas bibloco, peças essas que foram representadas esquematicamente para melhor compreensão. A reflexão produzida por estas peças conduz a hipérboles próximas e sobrepostas, de modo semelhante ao que é dado a observar quando se identificam sucessivos varões de uma armadura de aço colocados na direcção perpendicular à do movimento da antena, no interior de uma laje de betão armado. A primeira reflexão passível de ser identificada após a que foi anteriormente referida correspondeu a um tempo de sensivelmente 6,4 ns e a seguinte a um tempo de 9,3 ns (os níveis destas reflexões estão indicados a tracejado na Figura 5.44c).

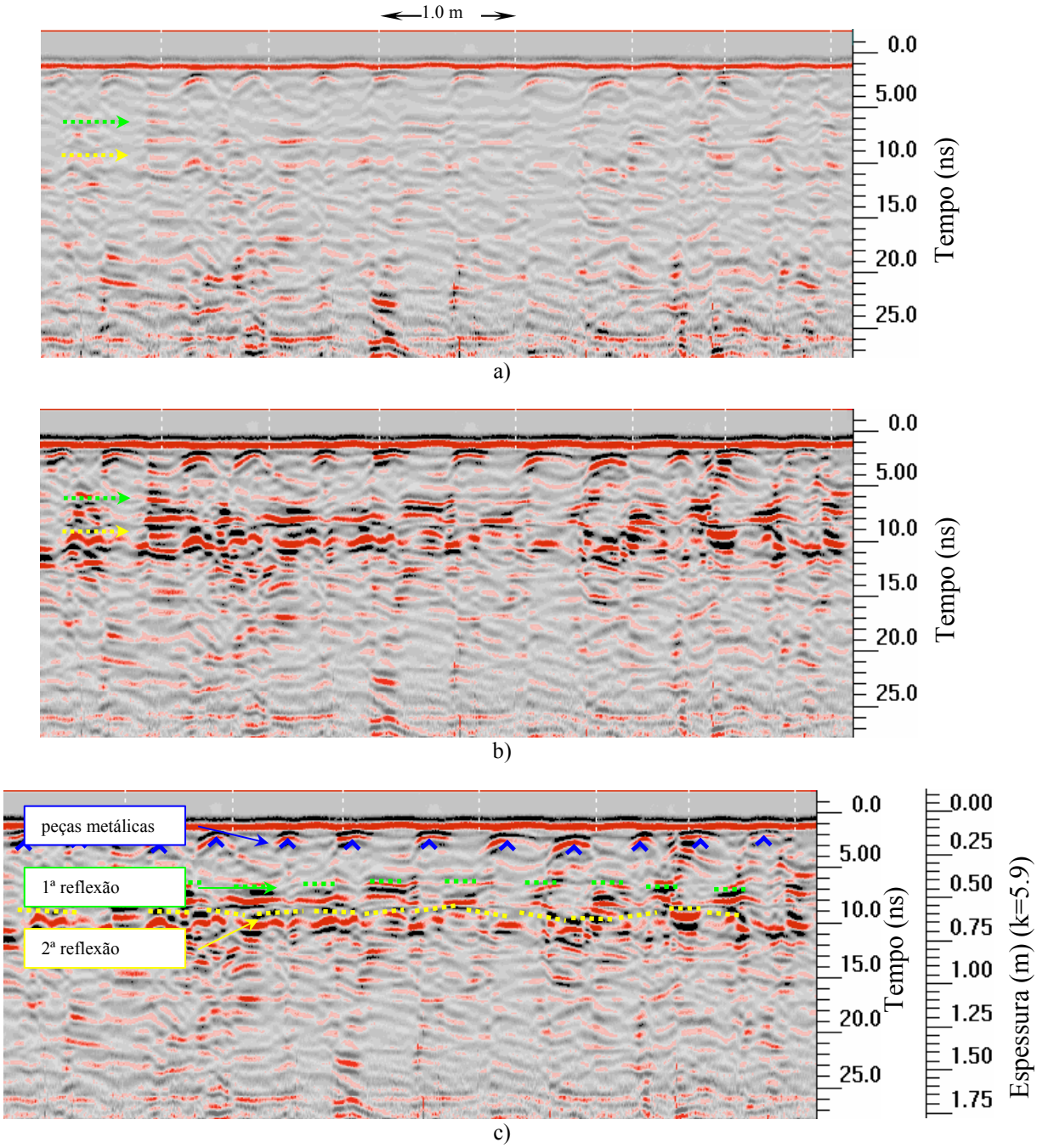


Figura 5.44 – Imagem de radar obtida com a antena de 900 MHz numa zona do trecho experimental: a) antes da aplicação da curva de ganho; b) depois da aplicação da curva de ganho; c) interpretação.

Neste local foram abertos vários poços e trincheiras para permitir a caracterização física e mecânica da subestrutura. Em média existia, desde o topo do bloco da travessa, uma camada com cerca de 0,40 a 0,45 m de espessura de balastro calcário relativamente solto e limpo ou pouco contaminado; imediatamente abaixo existia uma camada com cerca de 0,15 a 0,20 m de espessura de balastro calcário contaminado, com percentagens de material de dimensões inferiores a 0,074 mm a variarem entre 3 e 8% e de dimensões inferiores a 4,75 mm entre 20 e 35%.

Considerando o valor da constante dieléctrica determinado em laboratório para o balastro calcário limpo seco (k=5,0), obtém-se a primeira superfície de reflexão (t=6,4 ns) a 0,43 m, que corresponde sensivelmente à transição entre o balastro limpo e o balastro contaminado.

Atendendo à granulometria do balastro contaminado, concluiu-se que a constante dieléctrica deste material deve assumir um valor que pode ser calculado pela média dos obtidos em laboratório para o balastro calcário contaminado com granulometria grossa e para o balastro calcário contaminado com granulometria média, no estado seco (k=8). Considerando, de forma simplificada, que a constante dieléctrica do meio estratificado pode ser obtida a partir de uma média ponderada das constantes dos materiais de cada camada e que o solo de fundação se encontra a 0,60 m abaixo do topo da travessa, obtém-se um valor médio para a constante de 5,9. A espessura da camada de balastro contaminado calculada com base neste valor e no tempo da segunda reflexão (t=9,3 ns) é de 0,15 m, valor relativamente próximo do observado durante a prospecção. A escala de comprimentos que se apresenta na Figura 5.44c foi construída com base nesse valor médio da constante dieléctrica.

Na Figura 5.45 apresenta-se o registo obtido com a antena de 500 MHz no mesmo local. Neste registo é possível encontrar também duas reflexões distintas, com tempos de 7,5 e 10,3 ns (indicadas a tracejado). Uma análise semelhante à realizada anteriormente, utilizando os valores da constante dieléctrica obtidos em laboratório com esta antena, conduz a espessuras da camada de balastro calcário superficial e da camada de balastro contaminado subjacente de 0,49 e 0,14 m, respectivamente.

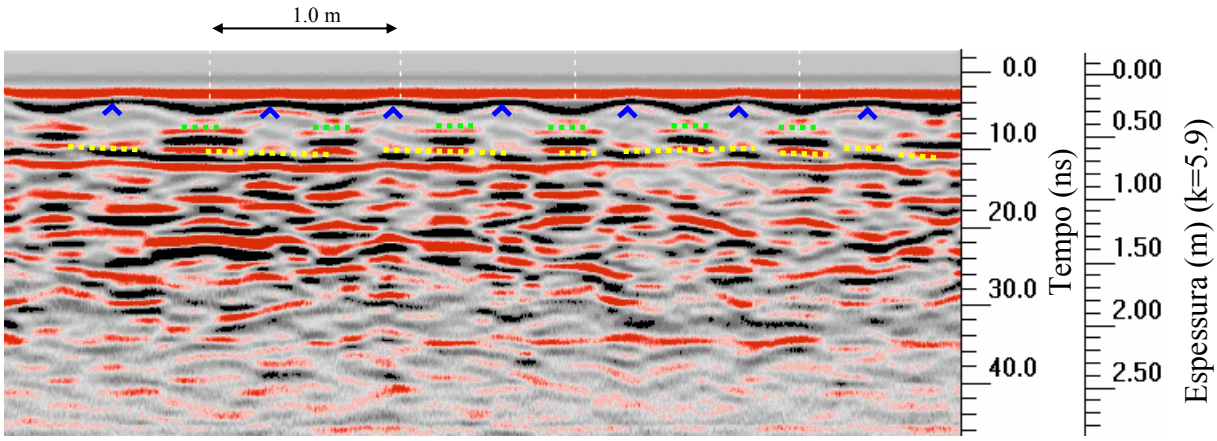


Figura 5.45 – Interpretação de uma imagem de radar obtida com a antena de 500MHz numa zona do trecho experimental.

A análise conjunta dos resultados obtidos permite concluir que ambas as antenas produzem registos que conduzem a valores relativamente próximos da espessura das camadas e semelhantes aos que foi possível identificar durante a prospecção.

Para avaliar a influência dos carris e dos blocos de betão das travessas nas reflexões obtidas, realizou-se um perfil de radar junto ao carril, sobre os blocos de betão das travessas. O perfil desenvolveu-se paralelamente ao que foi anteriormente analisado, o qual tinha sido realizado a meia distância entre carris. A análise comparativa dos registos obtidos (Figura 5.46) permite concluir que no perfil realizado junto ao carril não é possível identificar a interface superior que foi identificada no outro perfil. Neste caso, as hipérboles de grandes dimensões provocadas pelas travessas impossibilitam a detecção de singularidades localizadas a uma profundidade relativamente pequena.

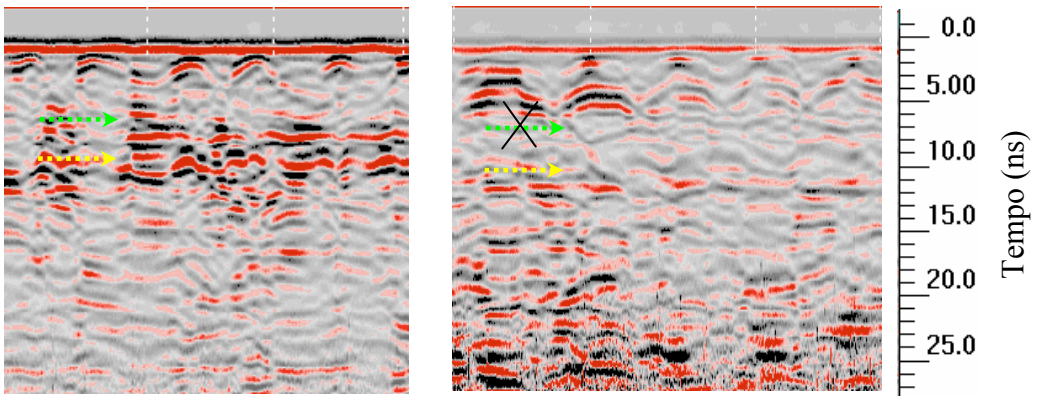


Figura 5.46 – Comparação de registos de perfis paralelos: a) zona central entre carris; b) junto do carril e sobre o bloco da travessa.

No que se refere à perturbação causada pelos carris, ela é particularmente notória num perfil realizado transversalmente à via. Numa zona em que a superfície superior da camada de balastro se encontrava a uma cota relativamente constante, mas em que a Via Ascendente tinha sido levantada e a Via Descendente permanecia no local, realizou-se um perfil transversal, cuja imagem se apresenta na Figura 5.47. Na zona da *VD* a existência dos carris condiciona a imagem em profundidade. No entanto, essa perturbação não impossibilita a identificação da interface entre o balastro e o solo, a qual também é possível identificar na zona da *VA*, sem perturbações.

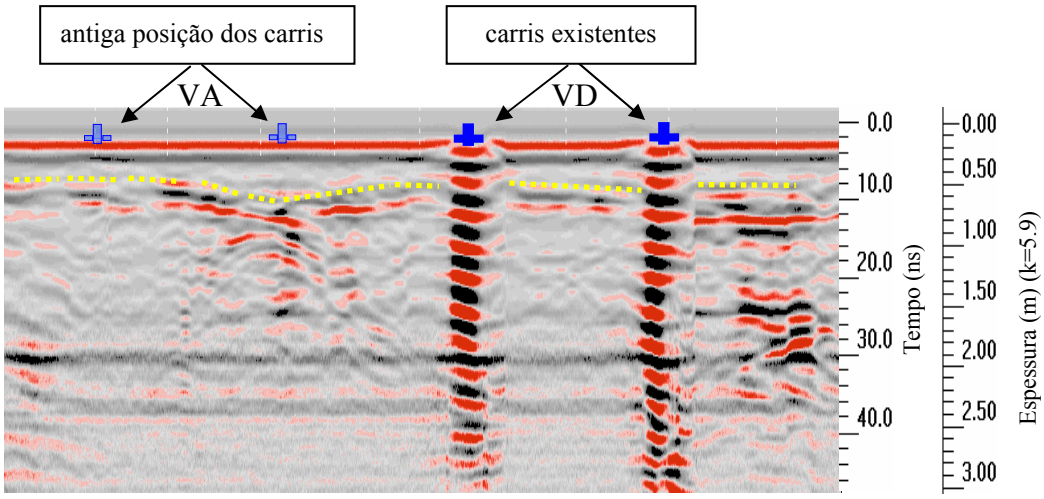


Figura 5.47 – Perfil transversal à via: *VA* – via sem carris nem travessas; *VD* – via com carris e travessas.

5.8.5 Aplicação sistemática do georadar na via férrea

A utilização do georadar feita nos moldes em que foi apresentada anteriormente não possibilita a prospecção de troços extensos, quer por a velocidade de deslocação da antena ser lenta (inferior a 5 km/h), quer pelo facto de o equipamento de aquisição se encontrar estacionado num ponto fixo, permitindo apenas um raio de acção de cerca de 25 m.

Para tornar possível a aplicação do equipamento disponível à auscultação de troços de grandes extensões da via foi necessário projectar e construir um veículo para servir de transporte a duas antenas (Figura 5.48a), o qual é rebocado por uma *dresine* (Figura 5.48b). As antenas foram colocadas de modo a que durante a circulação a sua distância ao balastro fosse de cerca de 20 cm. Esta distância foi estabelecida tendo em vista, por um lado, assegurar a necessária proximidade ao meio a auscultar (Sussmann, 1999) e, por outro, manter uma distância à superfície do balastro suficientemente grande para evitar que durante a circulação as antenas pudessem colidir com algum objecto que se encontrasse na via, ou mesmo obstáculos do tipo passagens de nível.

A este veículo foi acoplado um equipamento constituído por uma roda com um conta-rotações que permite medir as distâncias percorridas, possibilitando, assim, referenciar os perfis de radar em relação à posição quilométrica na via.

Esta tecnologia foi aplicada pela primeira vez na fase dos estudos de renovação da plataforma da linha do Norte no Subtroço 2.1 – Entroncamento/Albergaria numa extensão de cerca de 41 km, na Via Ascendente (*VA*) e na Via Descendente (*VD*).



a) b)

Figura 5.48 – Movimentação das antenas na via: a) aspecto do veículo construído para deslocar as antenas de 500 e 900 MHz ; b) aspecto do veículo a ser rebocado pela dresine.

O objectivo principal era verificar a possibilidade de determinar as espessuras das camadas de balastro e de balastro contaminado existentes nas vias. Neste caso, em face dos resultados obtidos nos estudos preliminares, a opção de utilizar, além da antena de 900 MHz, também a de 500 MHz, prende-se essencialmente com a possibilidade de dispor de mais dados, que em caso de dúvida poderiam ajudar a uma interpretação mais fiável.

Considerou-se particularmente interessante a exploração intensiva desta metodologia neste trecho, pois tratava-se de uma zona onde existia um grande volume de informação relativa às características físicas e mecânicas da subestrutura existente, proporcionada pela prospecção geotécnica realizada no âmbito do projecto de Modernização da Linha do Norte.

A velocidade de circulação do veículo que rebocou as antenas foi de cerca de 20 km/h, permitindo um varrimento espacial de cerca de 5 sinais por metro percorrido. A velocidade foi determinada atendendo aos seguintes factores: a taxa máxima de emissão do equipamento (40 scan/segundo); a resolução pretendida; as questões operacionais de exploração da via; a extensão dos troços a percorrer; e as características mecânicas do veículo de transporte das antenas e do veículo de reboque. Além disso, tentou-se compatibilizar o volume de dados recolhidos com os meios disponíveis para os armazenar e tratar, de forma física e economicamente viável.

O espaçamento óptimo do varrimento horizontal para eliminar o "*aliasing*" espacial pode ser estimado por (Sussmann, 1999):

$$\Delta x = \frac{V.T}{4sen\theta} \qquad \text{Eq. 5.8}$$

sendo:

V – velocidade de propagação;
T – período da onda;
θ – ângulo de inclinação da camada.

Considerando um valor médio da constante dieléctrica de 5, os valores expectáveis do período da onda e o espaçamento utilizado, conclui-se que o máximo ângulo de inclinação de uma camada que pode ser determinado é de cerca de 10º, o que corresponde a uma inclinação de 17%. Normalmente as camadas das subestruturas das vias férreas apresentam inclinações inferiores.

Atendendo à profundidade interessada (1,5 a 2,0 m) e à velocidade de propagação prevista, as janelas de tempo de amostragem utilizadas foram da ordem dos 20 a 30 ns para a antena de 900 MHz e de 40 a 50 ns para a antena de 500 MHz.

A conversão dos tempos de registo (de trajecto da energia electromagnética) para valores de espessuras estimadas foi feita com os valores da constante dieléctrica determinados em laboratório ou valores médios relacionados com aqueles e dependentes da granulometria do material. Nas situações em que as ondas atravessam várias camadas antes da reflexão, o valor da constante dieléctrica representativo do meio foi obtido pela média ponderada dos valores da constante dos materiais que constituem cada camada. Considerou-se que os materiais estariam secos, já que as campanhas decorreram em épocas secas.

Os elementos obtidos a partir dos dados do georadar foram confrontados com a informação geotécnica disponível em cerca de 100 locais. A comparação dos elementos obtidos pelas antenas de 500 e 900 MHz na zona interessada, permite concluir que são semelhantes. No entanto, é perceptível uma maior resolução da antena de 900 MHz.

Na Figura 5.49 apresenta-se, como exemplo, a imagem relativa a um desses locais (km 113,160 *VD*), produzida a partir dos dados da antena de 900 MHz. Na imagem está assinalado (por uma seta) o local onde se dispunha de informação da prospecção geotécnica e as reflexões perceptíveis nesse local (linha tracejada). Para auxiliar na identificação destas reflexões foram também usados os "*radargramas*" de amplitude.

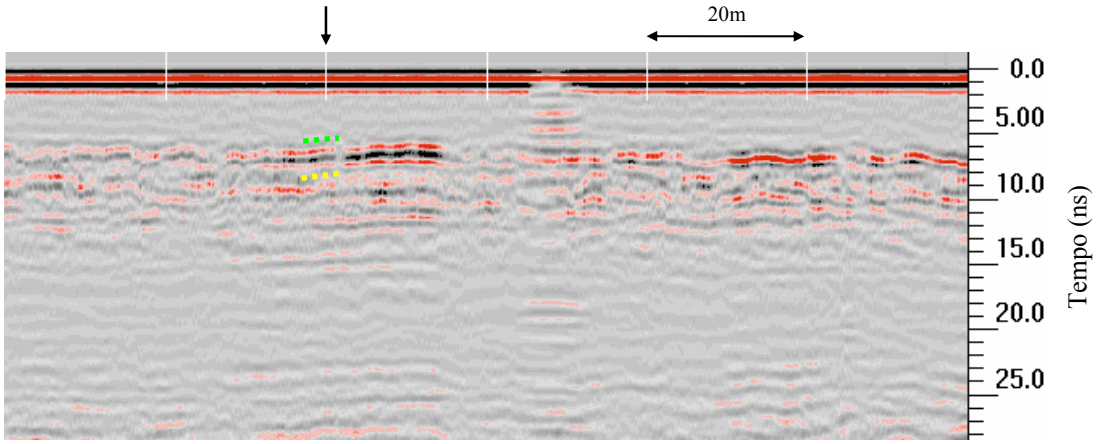


Figura 5.49 – Perfis de radar ao km 113,160 (*VD*).

No Quadro 5.5 apresentam-se, para 25 casos, a descrição das camadas de balastro que consta dos elementos de prospecção, os tempos associados às reflexões identificadas em cada perfil, os valores considerados para a constante dieléctrica e as espessuras calculadas das camadas. Note-se que, atendendo ao facto de a detecção com o georadar ser feita a partir da superfície, a espessura de balastro situado entre travessas está também contabilizada, ao contrário do que é usual considerar na análise estrutural da via férrea. No Anexo I apresentam-se as imagens de radar obtidas em 12 dos 25 casos estudados.

A análise destes elementos permite concluir que na *VA* existe uma camada de balastro granítico, por vezes misturado com balastro calcário e normalmente assente sobre uma camada de balastro calcário contaminado. Esta situação resulta da colocação relativamente recente de uma camada de balastro granítico sobre a antiga camada de balastro calcário e de alguma contaminação da camada granítica com balastro calcário da *VD* devido, nomeadamente, aos trabalhos desenvolvidos durante as operações de conservação. Em muitas zonas da *VD* mantém-se a camada original de balastro calcário e noutras foi também colocada sobre aquela uma camada de balastro granítico.

Normalmente a espessura total das camadas de balastro e de balastro contaminado nas zonas em que existe apenas calcário é de cerca de 0,50 a 0,60 m. Nestes casos, com o georadar apenas foi possível identificar a fronteira entre as camadas de balastro e de balastro contaminado quando a contaminação e a espessura desta eram significativas (F_1 da ordem de 30 ou superior e espessura superior a 0,10 m).

Quadro 5.5 – Análise dos elementos obtidos com o georadar

Local (km-via)	Camadas de balastro identificadas	e_o (m)	F_I	t (ns)	k	e_c (m)
108,180 (VD)	Balastro calcário misturado com balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,50 0,07	-- 35+9=44	7,9	5,0 5,1	0,52
110,500 (VD)	Balastro calcário Balastro calcário contaminado	0,44 0,12	-- 32+11=43	6,7 9,5	5,0 6,4	0,45 0,12
111,980 (VD)	Balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,40 0,20	-- 29+6=35	4,7 8,1	3,7 5,5	0,37 0,15
113,160 (VD)	Balastro granítico Balastro granítico e balastro calcário contaminado	0,40 0,16	-- 13+2=15	5,3 8,0	3,7 4,5	0,41 0,15
121,920 (VA)	Balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,40 0,45	-- 20+12=32	4,8 12,1	3,7 6,5	0,37 0,34
122,285 (VD)	Balastro calcário Balastro calcário contaminado	0,20 0,36	-- 17+7=24	8,0	5,0 7,0	0,45
122,900 (VA)	Balastro granítico misturado com balastro calcário Balastro calcário contaminado	0,48 0,32	-- 19+13=32	6,0 10,9	3,7 5,6	0,47 0,22
122,900 (VD)	Balastro calcário	0,60	--	8,5	5,0	0,57
123,985 (VA)	Balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,33 0,50	-- 23+16=39	4,3	3,7 6,6	0,34
124,405 (VA)	Balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,50 0,26	-- 20+14=34	7,5 10,2	3,7 4,7	0,58 0,12
124,405 (VD)	Balastro calcário Balastro calcário contaminado	0,25 0,35	-- 20+14=34	4,7 9,8	5,0 7,2	0,32 0,23
125,930 (VA)	Balastro granítico misturado com balastro calcário Balastro calcário contaminado	0,45 0,35	-- 11+2=13	11,5	3,7 4,9	0,78
125,930 (VD)	Balastro calcário contaminado Balastro calcário contaminado	0,46 0,14	3+8=11 24+11=35	7,8 10,7	6,5 7,4	0,46 0,13
126,450 (VA)	Balastro granítico misturado com balastro calcário Balastro calcário contaminado	0,50 0,19	-- 7+2=9	9,5	3,7 4,3	0,69
127,040 (VA)	Balastro granítico misturado com balastro calcário	0,50	--	6.5	3,7	0,51
127,040 (VD)	Balastro calcário Balastro calcário contaminado	0,20 0,28	-- 9+3=12	7,5	5,0 5,9	0,46
133,600 (VA)	Balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,50 0,37	-- 18+7=25	12,7	3,7 5,5	0,81
134,250 (VA)	Balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,30 0,35	-- 35+6=41	11,1	3,7 7,4	0,61
134,975 (VD)	Balastro granítico Balastro granítico e calcário contaminado	0,40 0,23	-- 18+6=24	8,1	3,7 4,9	0,55
135,600 (VD)	Balastro granítico Balastro granítico e calcário contaminado	0,35 0,27	-- 17+6=23	4,8 9,5	3,7 5,5	0,37 0,24
137,200 (VA)	Balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,56 0,16	-- 24+9=33	7,4 10,1	3,7 4,7	0,58 0,12
139,925 (VA)	Balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,46 0,31	-- 14+2=16	6,2 11,6	3,7 5,0	0,48 0,30
142,150 (VD)	Balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,36 0,24	-- 16+4=20	4,9 8,7	3,7 5,1	0,38 0,20
142,650 (VD)	Balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,32 0,14	-- 28+8=36	4,3 7,3	3,7 5,6	0,34 0,13
146,350 (VD)	Balastro granítico Balastro calcário contaminado	0,33 0,17	-- 21+8=29	4,2 8,1	3,7 5,7	0,33 0,18

e_o – espessura observada;
F_I – índice de contaminação (%<#P4 + %<#P200);
%<#200 – percentagem de material de dimensão inferior a 0,074 mm;
%<#4 – percentagem de material de dimensão inferior a 4,75 mm;
t – tempo de reflexão;
k – constante dieléctrica ponderada;
e_c – espessura calculada;
-- – não existem dados.

O desvio máximo entre as espessuras totais (balastro e balastro contaminado) observadas e calculadas com base na informação do georadar, nos casos em que estas camadas são de origem calcária, foi de cerca de 19%. No entanto, a média do valor absoluto desse desvio foi de cerca de 7%.

Nas zonas onde existe uma camada de balastro granítico, normalmente assente sobre a camada de balastro calcário contaminado, a espessura daquela primeira camada varia entre 0,32 e 0,56 m e a desta varia entre 0,14 e 0,50 m. A espessura total destas camadas varia entre 0,46 e 0,87 m. Em cerca de 30% dos casos não foi possível identificar a fronteira entre as camadas de balastro e de balastro contaminado. No local situado ao km 123,985 (*VA*), em que o balastro contaminado apresentava 16% de material de dimensões inferiores a 0,074 mm, não foi possível identificar a separação do balastro contaminado do solo subjacente. O desvio máximo entre as espessuras totais (balastro + balastro contaminado) observadas e calculadas com base na informação do georadar foi de cerca de 16%. A média do valor absoluto desse desvio foi de cerca de 6%.

Atendendo às espessuras em causa e às dimensões máximas das partículas de balastro que constituem as camadas, pode considerar-se que os valores calculados das espessuras aproximam bem os valores observados.

Uma das principais vantagens deste método não intrusivo reside no facto de permitir produzir dados em contínuo, susceptíveis de serem traduzidos em informação relevante. Neste caso, a abordagem seguida para comprovar a adequação do método do georadar fez uso da informação disponível relativa às características geológico-geotécnicas dos materiais, nomeadamente a litologia e a granulometria, para determinação da espessura das camadas.

Normalmente, a informação geotécnica é obtida de forma pontual e admite-se que os valores observados, ou a média desses valores, são representativos de um determinado cenário geotécnico. A análise dos valores da constante dieléctrica apresentados permite concluir que nas zonas em que existe balastro e balastro contaminado de origem calcária, o valor médio da constante é de 5,8; nas zonas em que existe uma camada de balastro granítico assente sobre a camada de balastro calcário contaminado, o valor da constante é de 4,5. Considerando os valores médios anteriormente referidos, o desvio máximo entre as espessuras totais (balastro + balastro contaminado) observadas e calculadas com base na

informação do georadar foi de cerca de 17% e 20%, respectivamente. A média do valor absoluto desse desvio foi de 10% e 6%, respectivamente.

5.8.6 Aplicação do georadar na via férrea renovada

A aplicação do georadar ao longo de uma zona de transição entre a via antiga e a via nova (variante) permitiu comparar o aspecto das imagens obtidas nas duas situações, com se apresenta na Figura 5.50. Em ambos os casos é visível a reflexão na camada de balastro. No entanto, é notório que o perfil da zona nova é mais "limpo".

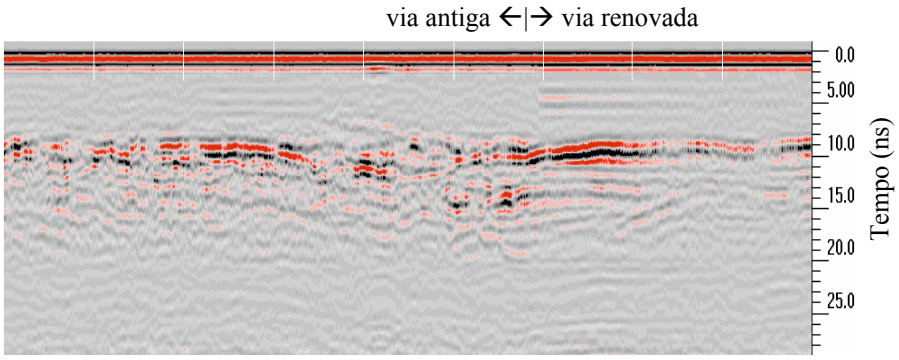


Figura 5.50 – Perfil de radar em zona de transição da via antiga para a via renovada.

A análise de um trecho de via renovada permitiu detectar uma reflexão com um desenvolvimento quase horizontal com um tempo de cerca de 7,1 ns e outra reflexão com um tempo que varia ligeiramente no espaço, mas que em média é de cerca de 12 ns (Figura 5.51). A primeira reflexão corresponde à interface entre a camada de balastro e a camada de agregado que constitui o sub-balastro e o leito da via; a segunda reflexão corresponde à interface entre esta e o solo de fundação.

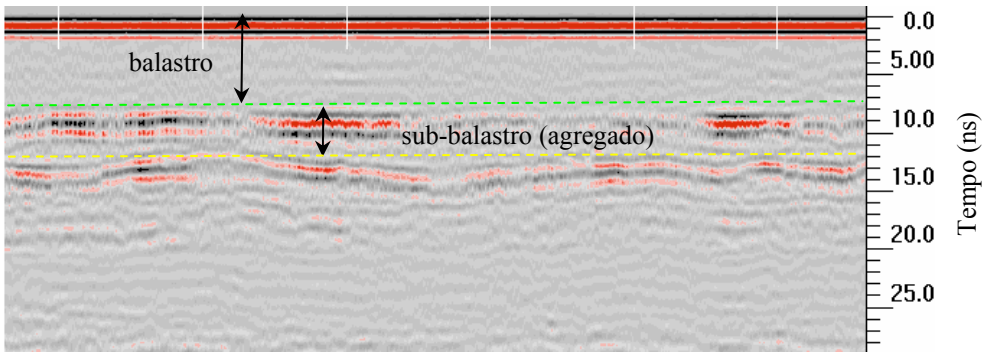


Figura 5.51 – Perfil de radar em zona de via renovada.

O teor em água da camada de agregado, determinado na zona do passeio de via durante a campanha de prospecção com o georadar, foi de 2,7%. Considerando a relação observada nos ensaios de laboratório, a qual traduzia uma variação quase linear da constante dieléctrica com o teor em água (R^2=0,97), estabeleceu-se o valor de k=7,0 para o agregado.

A análise de um meio estratificado, utilizando os tempos de reflexão referidos e os valores da constante dieléctrica do balastro granítico seco (k=3,7) e do agregado com o teor em água referido, permite obter espessuras de 0,56 e 0,28 m para as camadas de balastro e de agregado, respectivamente. As espessuras mínimas de projecto das camadas de balastro (entre o topo da travessa e a base da camada) e de agregado eram de 0,50 e 0,30 m, respectivamente. Conclui-se, assim, que também nas subestruturas renovadas os valores da espessura das camadas constituídas por ambos os materiais podem ser bem determinados utilizando o georadar.

5.9 CONCLUSÕES

A metodologia de análise da subestrutura das vias existentes na Linha do Norte permitiu reunir um importante conjunto de dados relativos às características físicas e mecânicas das camadas e dos materiais que constituem essa subestrutura.

Para obter algumas dessas características foi necessário utilizar métodos a que normalmente não se recorria, o que motivou o desenvolvimento e a construção de alguns equipamentos. As técnicas que foram utilizadas, embora possam ainda ser melhoradas, parecem ser adequadas às condições, normalmente difíceis, em que se desenrolam as actividades de prospecção e de caracterização das plataformas ferroviárias de vias antigas em serviço.

A determinação das características do balastro contaminado e da espessura da camada por ele constituída é um aspecto central no âmbito deste trabalho. De facto, esta informação contribuiu para o desenvolvimento dos estudos laboratoriais que serão apresentados no capítulo seguinte.

A análise dos dados disponíveis permitiu estabelecer algumas relações entre as características dos materiais tal como se encontram ao longo da linha (intrínsecas e de estado) e as condições de deterioração da via, nomeadamente no que se refere à

contaminação do balastro, e entre aquelas e o módulo de deformabilidade equivalente da plataforma.

Embora os valores dos coeficientes de determinação obtidos nestas relações sejam, em geral, relativamente modestos, parece, ainda assim, que algumas das relações encontradas poderão ser de grande utilidade em estudos relativos à renovação de subestruturas de vias férreas.

As relações apresentadas que permitem estimar os valores do módulo de deformabilidade equivalente a partir dos resultados dos ensaios realizados com o penetrómetro dinâmico ligeiro poderão contribuir para, em certas situações, simplificar as tarefas de caracterização da subestrutura e proceder ao zonamento de trechos com características geotécnicas semelhantes.

A comparação entre os resultados obtidos com o deflectómetro de impacto portátil e os fornecidos pelo o ensaio de carga com placa, parece indicar que aquele equipamento pode constituir um importante contributo para a caracterização das plataformas ferroviárias, quando se equacionam os aspectos técnicos, económicos e logísticos associados a esta actividade.

A aplicação do georadar no âmbito deste trabalho pretendeu contribuir para o desenvolvimento de processos de caracterização da subestrutura da via férrea, particularmente para a determinação da espessura e das características das camadas de apoio. O método proporciona a obtenção de perfis contínuos, permite obter resultados em tempo real, não induz perturbações significativas na exploração da via e, devido ao seu carácter de repetibilidade, permite comparar resultados obtidos em datas distintas.

Os resultados obtidos nos ensaios de laboratório, no modelo de múltiplas camadas construído na fossa de ensaios, no trecho experimental, nos trechos de via antiga e nos trechos de via renovada permitem concluir que o georadar pode ter uma grande utilidade no âmbito da renovação de vias antigas e como meio de diagnóstico para avaliar a evolução do estado de contaminação do balastro, durante as actividades de conservação e reabilitação que se desenvolvem na fase de exploração da infra-estrutura.

Os estudos desenvolvidos permitiram adquirir a experiência necessária para poder proceder à aplicação do georadar de uma forma sistemática.

CAPÍTULO 6

ESTUDO LABORATORIAL DOS MATERIAIS DAS CAMADAS DE APOIO DA VIA FÉRREA

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se os estudos realizados com o objectivo de caracterizar os materiais e as camadas de apoio da via férrea, que foram objecto de análise nesta tese. Começa-se por apresentar o método que foi desenvolvido para a determinação do peso volúmico do balastro contaminado, método esse que foi utilizado durante os trabalhos de prospecção referidos no Capítulo 5.

Apresentam-se alguns resultados relativos à caracterização física do balastro contaminado, os quais foram obtidos com recurso à análise mineralógica; os resultados destes ensaios, conjuntamente com a informação obtida durante a prospecção da subestrutura da via, descrita no Capítulo 5, contribuíram para o estabelecimento das características do balastro contaminado que foi sujeito a ensaios de caracterização mecânica.

Atendendo a que o balastro contaminado tem características relativamente distintas das que é normal encontrar nos materiais que usualmente são estudados no âmbito da mecânica dos solos, desenvolveu-se um programa de ensaios triaxiais para estudar o comportamento durante a rotura de provetes com diversos índices de contaminação e em diversas condições de estado. Os resultados obtidos foram comparados com outros publicados.

Para proceder ao estudo das características de deformabilidade do balastro contaminado e dos agregados britados de origem calcária e granítica, desenvolveu-se um equipamento de aplicação de cargas triaxiais cíclicas de grandes dimensões. Os ensaios realizados permitiram determinar o módulo de deformabilidade dos materiais sob diversas solicitações e em distintas condições de estado; além disso, permitiram estudar o comportamento desses materiais quando foram sujeitos a muitos ciclos de carga. A selecção dos materiais e das características dos provetes ensaiados foi feita a partir de resultados obtidos em trechos piloto que foram observados durante um largo período, com base nos resultados da prospecção da subestrutura da Linha do Norte e de acordo com resultados obtidos noutros ensaios de laboratório.

Descrevem-se as acções encetadas para reproduzir em duas fossas de ensaio camadas de agregados de granulometria extensa e de balastro contaminado; uma de pequenas dimensões (2,2×2,2×1,0 m^3), onde foram construídas camadas de agregados britados, com o objectivo de modelar fisicamente uma subestrutura com elevado módulo de deformabilidade equivalente; outra, com dimensões maiores (4,0×4,0×2,8 m^3), em que se pretendeu simular uma subestrutura semelhante à que foi encontrada em diversos locais da Linha do Norte. Os estudos desenvolvidos nestes equipamentos permitiram determinar, com recurso a diversos métodos, o módulo de deformabilidade equivalente das camadas, sob distintas solicitações e em diversas condições de estado dos materiais; na fossa de ensaio de maiores dimensões foi também analisado o comportamento da subestrutura quando esta foi sujeita a um elevado número de aplicações de carga.

Finalmente, apresentam-se as conclusões dos estudos realizados em laboratório com o objectivo de caracterizar o balastro contaminado, os agregados de granulometria extensa e as camadas da subestrutura da via férrea.

6.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO BALASTRO CONTAMINADO

No âmbito deste trabalho definiu-se o balastro contaminado como sendo o material resultante da evolução do balastro e da sua mistura com partículas de menores dimensões. A análise da granulometria do balastro em diversas fases do ciclo de vida – antes e após as intervenções de conservação, depois de sujeito a diversos ciclos de carga e descarga induzidos pela passagem dos comboios – e a realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas em provetes de balastro têm permitido concluir que o manuseamento e o aumento do número de ciclos de carga e descarga provoca um aumento da degradação das partículas do balastro, a qual ocorre essencialmente nos primeiros ciclos. Por outro lado, em muitas situações, o balastro contaminado apresenta também na sua composição partículas dos solos que constituem as camadas subjacentes.

A composição granulométrica, a forma e a dimensão máxima das partículas do balastro contaminado podem ser diversas, conforme o tipo e a evolução do balastro e o tipo de solo presente na mistura. Na camada de balastro contaminado os vazios que existem entre as partículas de maiores dimensões estão normalmente preenchidos por partículas mais pequenas, o que conduz a um menor índice de vazios da camada, relativamente ao que é normal na camada de balastro (Fragaszy et al., 1990).

O balastro contaminado ocorre com grande frequência na subestrutura das linhas antigas, formando uma camada sob a camada de balastro. Essa camada tem normalmente maior espessura quando o balastro é constituído por partículas pouco resistentes (como é o caso do calcário), tem uma granulometria uniforme e tem baixa compacidade (Roenfeldt,1980). As características do tráfego da via influenciam também a espessura da camada de balastro contaminado, pois quando o valor da tensão deviatórica cíclica originada pela passagem dos comboios é relativamente elevada, ocorre um maior esmagamento das partículas do balastro (Raymond e Williams, 1978; Raymond e Davies, 1978) e, normalmente, a espessura da camada de balastro contaminado é maior.

O balastro contaminado originado essencialmente por alteração do balastro calcário é, por vezes, também designado por balastro cimentado (Raymond, 1979). Este material pode apresentar comportamentos relativamente distintos, conforme os finos estão secos ou têm um teor em água relativamente elevado. Na Figura 6.1 apresenta-se o aspecto típico da camada e dos materiais que constituem o balastro contaminado.

O interesse em proceder ao estudo das características e do comportamento do balastro contaminado prende-se com as vantagens técnicas, económicas e ambientais resultantes de manter a camada constituída por este material no apoio da via, aquando do processo de renovação. Essas vantagens resultam, nomeadamente, da grande rigidez que a camada pode exibir, da redução da necessidade de obter e transportar materiais de empréstimo e da redução do volume de materiais a levar a depósito. Além disso, ao manter essa camada, simplifica-se o processo construtivo, com as consequentes reduções de custos, de prazos de execução e de interferências na exploração da linha, em particular quando se pretende manter em exploração as linhas de vias múltiplas quando uma delas está a ser renovada e a circulação se processa em via única permanente.

Assim, realizaram-se diversos estudos de caracterização destes materiais, em laboratório e "in situ", de forma a determinar em que condições será possível manter os materiais existentes à data da renovação e, além disso, contar com a sua contribuição para a capacidade de carga da nova plataforma ferroviária. Note-se que, no âmbito da análise do comportamento dos materiais granulares em geral, têm sido realizados diversos estudos com o objectivo de determinar a influência da distribuição granulométrica no comportamento dos materiais. No entanto, em regra, esses estudos têm sido conduzidos sobre materiais bem graduados, o que não é o caso do balastro contaminado.



Figura 6.1 – Balastro contaminado: a) aspecto da camada sob a travessa; b) pormenor do material; c) aspecto de um corte longitudinal da camada após a remoção da via; d) aspecto da remoção do balastro contaminado; e) a h) aspecto de várias amostras.

Como se apresentou no Capítulo 5, a determinação "in situ" da espessura da camada de balastro contaminado foi realizada quer por observação directa, através da abertura de valas e poços na via, quer recorrendo à interpretação dos dados do georadar. A determinação do peso volúmico seco foi feita com recurso ao método da membrana, o qual se apresenta em seguida.

6.2.1 Determinação do peso volúmico "in situ" do balastro contaminado

O conhecimento do peso volúmico "in situ" do balastro contaminado é fundamental para que se possa construir em laboratório amostras representativas do material existente na subestrutura da via. No entanto, a determinação do peso volúmico "in situ" deste material é difícil, devido essencialmente à granulometria, à dimensão máxima das partículas e ao estado de compacidade em que a mistura se encontra.

A análise dos métodos que normalmente se usam para determinação do peso volúmico dos materiais que são habitualmente utilizados no âmbito da mecânica dos solos – método do extractor, método da garrafa de areia, método do volume de água deslocado, métodos nucleares – permitiu concluir que estes não são aplicáveis no caso do balastro contaminado.

Numa primeira fase tentou-se utilizar o método de substituição do material, normalmente utilizado em materiais de enrocamento (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1977). Após a realização de alguns ensaios concluiu-se que: a escavação do material para abertura do furo originava a queda de muito material da superfície para o interior; a geometria dos furos que era possível obter após a escavação do material de balastro contaminado era muito irregular; a espessura que a folha plástica devia ter para evitar que o material a perfurasse era tal que impedia que ela fosse suficientemente maleável para se adaptar à geometria interior do furo; os furos que é possível realizar no âmbito da caracterização das camadas da via férrea são relativamente pequenos, logo os erros cometidos nas medições dos volumes podiam ser significativos; os ensaios realizados conduziam a resultados muito distintos entre si e com pouca probabilidade de representar a realidade.

Após a análise de alguns estudos realizados por diversos autores, relativamente a outros materiais, nomeadamente materiais da camada de balastro (Nunes e Gomes Correia, 1991), decidiu-se utilizar um método que envolvesse a substituição de um determinado volume de material por água, mas utilizando um equipamento especial. Assim, no âmbito deste estudo

construiu-se um equipamento semelhante a um já utilizado por outros investigadores (Yoo et al., 1978), para determinação do peso volúmico de materiais da camada de balastro. Segundo esses autores, a utilização deste método permitiu melhorar significativamente a determinação do peso volúmico do balastro "in situ" relativamente ao método de substituição com membrana plástica, o qual para volumes da ordem de 10 litros pode conduzir a erros superiores a 15%, dependendo do estado de compactação do balastro e do cuidado posto na operação (Birmann e Cabos, 1967).

O problema adicional que se coloca com o balastro contaminado, relativamente ao material da camada de balastro, relaciona-se com a dificuldade que existe em escavar este material, particularmente quando a sua compacidade é muito elevada. Esta tarefa é relativamente delicada, havendo necessidade de, frequentemente, partir algumas das maiores partículas.

O equipamento construído no âmbito destes estudos para a determinação do peso volúmico do balastro contaminado é relativamente simples (Figura 6.2):

i) uma base em PVC de 0,26×0,26 m^2 que se apoia na camada a ensaiar;

ii) quatro apoios dessa base que serão cravados no material da camada a ensaiar de forma a garantir a imobilidade da mesma;

iii) uma membrana de latex, com espessura de 0,35 mm;

iv) um tubo de PVC de diâmetro interior de 188 mm e de 150 mm de altura que se preenche com água e cujo principal objectivo é permitir dispor de pressão que imponha a adaptação da membrana às paredes do furo;

v) uma placa em PVC colocada superiormente e ligada à base, para dar rigidez ao conjunto;

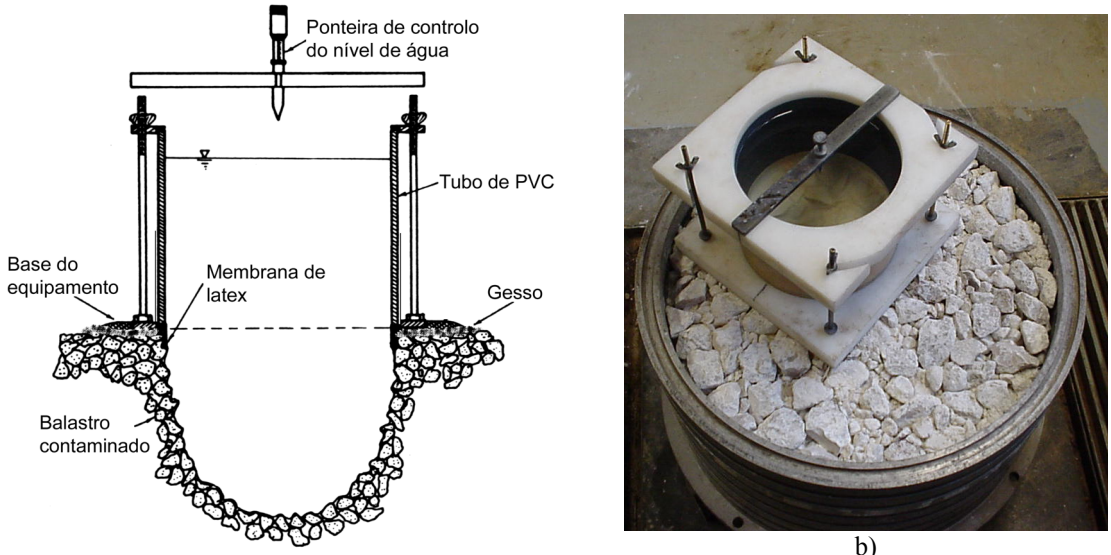
vi) um indicador para controlo da altura de água no interior do tubo de PVC;

vii) uma vareta para proceder ao ajuste da membrana no interior do furo;

viii) um reservatório de água com um volume mínimo de 0,01 m^3.

Para a realização do ensaio coloca-se gesso na zona envolvente da superfície a ensaiar, onde será apoiada a base do equipamento, com o objectivo de ligar esta base às partículas superiores da camada; adapta-se a membrana de borracha ao tubo de PVC, coloca-se o conjunto sobre a superfície a ensaiar e preenche-se com água a partir do reservatório, até atingir o indicador de controlo de volume; determina-se um volume de referência antes da

abertura do furo, pela diferença de peso do reservatório de água; escava-se cuidadosamente a zona a ensaiar, limitada lateralmente pela base do aparelho, até se obter um volume escavado de cerca de 0,004 m^3; pesa-se o material retirado do furo e determina-se o seu teor em água; adapta-se novamente a membrana ao tubo de PVC e introduz-se a mesma no interior do furo; com uma vareta de ponta de borracha ajusta-se a membrana às paredes do furo e, simultaneamente, procede-se ao preenchimento desta e do tubo de PVC com água, até se atingir o indicador de controlo de volume; determina-se o volume pela diferença de peso do reservatório; o volume escavado é determinado pela diferença entre o volume de referência e o volume calculado após o preenchimento do furo.



a) b)

Figura 6.2 – Equipamento para determinação do peso volúmico do balastro contaminado: a) representação esquemática (Yoo et al., 1978, adaptado); b) equipamento construído.

Tratando-se de um equipamento do qual não havia experiência de utilização, considerou-se necessário comparar os resultados com ele obtidos, em diversos materiais, com outros obtidos por diferentes métodos, nomeadamente: i) os obtidos pela pesagem do material e avaliação do volume durante a compactação de provetes em laboratório; ii) os obtidos pelo método da garrafa de areia, em materiais onde a aplicação desta fosse possível.

Relativamente ao primeiro caso, compactaram-se em laboratório, com energia semelhante, diversos provetes de 500 mm de diâmetro, numa câmara de ensaio de compressão unidimensional, utilizando três materiais distintos, cujas granulometrias são identificadas na Figura 6.3 por A, B e C. Durante a construção dos provetes foi possível determinar o peso volúmico pelo método da pesagem e cubicagem de material e pelo método da membrana.

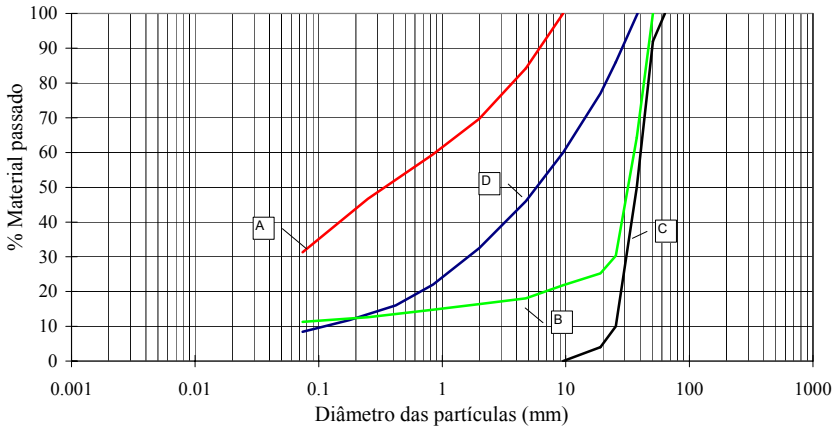


Figura 6.3 – Curvas granulométricas dos materiais utilizados para calibração do equipamento do ensaio de membrana.

Na determinação do peso volúmico obtido durante a construção das camadas dos materiais de granulometria mais grossa (amostras B e C) houve necessidade de proceder à correcção necessária para contemplar o erro cometido devido ao efeito da parede do molde e das fronteiras inferior e superior do provete. Essa correcção traduz-se por subtrair ao volume aparente o volume de vazios existente ao longo da fronteira do provete devido a este estar circunscrito numa fronteira rígida, em vez de fazer parte integrante de um meio contínuo de material semelhante.

A necessidade da correcção do volume ocorre particularmente para materiais com granulometria uniforme e com a dimensão máxima das partículas relativamente elevada, para os quais se torna difícil a "arrumação" das partículas junto das superfícies rígidas do molde, o que conduz a superfícies do topo e do fundo do provete muito irregulares.

Atendendo a que o volume de material colocado no molde é avaliado tomando em consideração a altura do provete referenciada a uma superfície plana no seu topo, a avaliação do volume não preenchido foi feita pela determinação do volume contido entre a superfície acabada do provete e uma superfície imaginária plana que sobre ele se apoia (Yoo et al., 1978). Para tal, recorreu-se ao equipamento do ensaio de membrana e avaliou-se a diferença de volumes de água no interior do aparelho, entre a situação em que a membrana é colocada sobre uma superfície lisa e a situação em que a membrana é colocada sobre a superfície do material compactado.

A "altura equivalente" de vazios na superfície analisada é dada pelo quociente entre esta diferença de volumes e a área de medição.

Embora a distribuição de vazios ao longo de todas as fronteiras possa ser relativamente distinta, considerou-se que para elevados estados de compacidade, como eram aqueles que foram obtidos nos provetes ensaiados, essa diferença não seria significativa. Além disso, os valores obtidos de "altura equivalente" foram sempre inferiores a 5 mm, o que se pode considerar um valor baixo, quando comparado com os determinados por Nunes e Gomes Correia (1991), valores esses que conduziram os autores a outros estudos relacionados com este problema. Assim, o valor da correcção global que é necessário contabilizar em relação a todas as fronteiras do provete, foi calculado supondo que a distribuição de vazios na superfície do topo do provete é semelhante à distribuição de vazios que ocorre nas fronteiras laterais e do fundo do provete.

O valor das correcções para ter em conta este efeito variou, como seria de esperar, em função da granulometria do material. No caso do material mais fino não houve lugar a correcção; no balastro contaminado e no balastro, os valores máximos da correcção foram de 4,3% e 5,2%, respectivamente.

A comparação entre os valores do peso volúmico obtidos pelo método da pesagem e cubicagem do material (cujos resultados foram sujeitos à correcção referida anteriormente) e os obtidos pelo método da membrana, permitiu concluir que: i) no caso de materiais de granulometria mais fina as diferenças são pouco significativas (desvio de ±0,25%); ii) em materiais monogranulares do tipo dos que são utilizados na camada de balastro, obtiveram-se valores superiores com o método da membrana, tendo a diferença variado entre +3% e +5%; iii) no balastro contaminado a tendência foi semelhante, mas a diferença variou entre +2% e +3,5%. O facto de se obter valores superiores com o método da membrana está relacionado com a dificuldade de a membrana se adaptar perfeitamente a todas as irregularidades do furo, as quais, como se pode verificar pela Figura 6.4 podem ser muito importantes.



Figura 6.4 – Aspecto do interior do furo antes da realização do ensaio de membrana.

Para comparar os resultados obtidos pelo método da membrana com os fornecidos pelo método da garrafa de areia, em materiais com granulometria contínua e dimensão máxima das partículas de 37,5 mm, realizaram-se diversos ensaios em camadas de agregados compactados numa fossa de ensaio (ver 6.6.2) e na camada de sub-balastro da plataforma ferroviária construída na Linha do Norte. A curva granulométrica do material de sub-balastro ensaiado está identificada na Figura 6.3 com a designação D.

Os valores do peso volúmico obtidos pelo método da membrana em 14 ensaios realizados no material de sub-balastro foram, em média, cerca de 1,3% superiores aos valores obtidos pelo método da garrafa de areia, com um desvio padrão de 0,3%.

Em geral, atendendo às diferenças observadas, pode considerar-se que os resultados obtidos pelo método da membrana são satisfatórios e que o método é adequado para determinar o peso volúmico "in situ" do balastro contaminado.

O tempo de execução de um ensaio deste tipo varia conforme o estado de compacidade do material; quando o balastro contaminado tem uma elevada compacidade, a duração do ensaio é de cerca de 45 minutos.

6.2.2 Análise mineralógica de amostras de balastro contaminado

Em algumas das amostras de balastro contaminado recolhidas na subestrutura antiga da Linha do Norte procedeu-se à análise mineralógica dos materiais. Para tal, efectuaram-se registos difractométricos de raios X (difractogramas) das diferentes fracções das amostras, tendo sido utilizada a radiação Kα do cobalto como fonte de raios X.

Este método baseia-se na propriedade dos raios X, radiações electromagnéticas de comprimento de onda da ordem de grandeza das distâncias interatómicas, poderem ser difractados pelos cristais, segundo orientações bem definidas, permitindo, assim, identificar os compostos cristalinos presentes num material.

A análise mineralógica por difractometria de raios X (*DRX*) foi realizada no Núcleo de Química do LNEC. Os locais de origem dos dois conjuntos de amostras foram designados por Secções A e B. Naqueles locais realizaram-se também ensaios mecânicos sobre algumas das camadas da subestrutura; sobre os fragmentos rochosos das amostras realizaram-se ensaios de resistência. Os resultados obtidos apresentam-se seguidamente.

- **Secção A**

Na secção designada por A foram detectadas, essencialmente, três camadas com materiais distintos, que se apresentam na Figura 6.5 e que se descrevem do seguinte modo:

i) amostra 143 – material da camada de balastro constituído por partículas de granito, algumas partículas de calcário (relação de 10/1) e material fino;

ii) amostra 144 – material da camada de balastro antigo contaminado, subjacente ao material da amostra 143, com partículas de granito e de calcário (relação de 1/1) e com material fino;

iii) amostra 145 – material da fundação, subjacente ao material da amostra 144, constituído por areia argilosa com seixo abundante, com índice de plasticidade de 8%, limite de liquidez de 25% e índice de consistência de 1,9; apresenta-se "in situ" com uma compactação relativa de 97% e com um teor em água 0,6% superior ao valor óptimo do ensaio Proctor.



Figura 6.5 – Aspecto das amostras 143, 144 e 145.

Sobre a fundação realizou-se um ensaio de carga com placa, nas condições referidas no Capítulo 5, que conduziu a valores de EV_1 e EV_2 de 32 e 77 MPa, respectivamente.

Realizaram-se ainda ensaios de penetração dinâmica, de acordo com o referido no Capítulo 5, os quais conduziram a uma resistência dinâmica aparente média de cerca de 3 MPa, até uma profundidade de 2,0 m, desde o topo da fundação.

Sobre algumas partículas rochosas de dimensão aproximada 50 mm que constituíam as amostras 143 e 144 realizaram-se ensaios de resistência ao esmagamento (Maranha das Neves e Veiga Pinto, 1977). Foram ensaiados dez provetes de material granítico e dez de material calcário, que forneceram valores médios de resistência de cerca 15 e 7 kN, respectivamente.

Realizaram-se ainda ensaios de desgaste das partículas em meio húmido (LNEC, 1994), que conduziram a valores de desgaste de 0,6% e 0,9%, após 1200 ciclos, nas amostras 143 e 144, respectivamente.

As curvas granulométricas das três amostras e os resultados da análise mineralógica apresentam-se na Figura 6.6 e no Quadro 6.1, respectivamente.

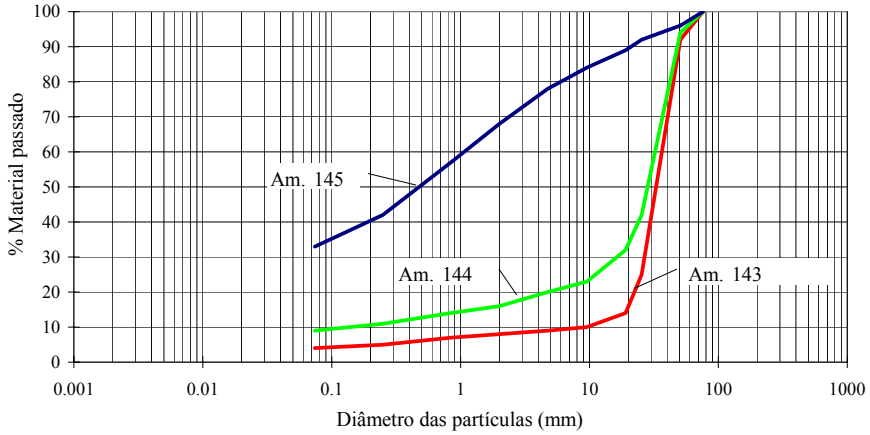


Figura 6.6 – Curvas granulométricas das amostras 143, 144 e 145.

A análise da composição mineralógica das amostras 143, 144 e 145, permite concluir que:

i) as várias fracções analisadas da amostra 143 são qualitativamente semelhantes, registando-se apenas pequenas variações nas proporções relativas dos diferentes compostos cristalinos identificados e que são os usuais em amostras de granito; a presença de calcite (carbonato de cálcio) nas duas fracções correspondentes ao material mais fino, deverá estar relacionada com a presença de algumas partículas grossas de material calcário, como se referiu, que não foram consideradas na análise, mas cujos finos terão contaminado estas duas fracções;

ii) os resultados obtidos para as diferentes fracções analisadas da amostra 144 mostram que elas são idênticas em termos mineralógicos às da amostra 143; note-se que também nesta amostra não foram consideradas na análise as partículas de material calcário;

iii) o solo da fundação (amostra 145) corresponde a um material arenoso, essencialmente de natureza quartzosa, com alguma argila; em comparação com as fracções analisadas das amostras 143 e 144, verifica-se que na amostra 145, para além do quartzo, que é o mineral predominante, todos os outros minerais identificados nas outras amostras estão presentes, mas em quantidades muito diminutas.

Da apreciação dos resultados obtidos pode concluir-se que os materiais finos que acompanham os fragmentos rochosos graníticos provêm, essencialmente, da alteração destes fragmentos e não de uma contaminação com origem no solo da fundação.

Em termos gerais pode concluir-se que neste local a fundação da via apresentava características relativamente boas e, provavelmente por isso, a formação da camada de balastro contaminado teve origem, essencialmente, na alteração do próprio balastro, quer do mais recente, quer do antigo, constituído por material calcário. Note-se que a resistência das partículas rochosas de calcário é da ordem de metade da avaliada para as graníticas.

- **Secção B**

Na secção designada por B foram detectadas também três camadas com materiais distintos, que se apresentam na Figura 6.7 e que se descrevem do seguinte modo:

i) amostra 156 – material da camada de balastro constituído por partículas de granito, muito contaminado com material fino;

ii) amostra 157 – material da camada de balastro antigo contaminado, subjacente ao material da amostra 156, com partículas de granito e de calcário (relação de 1/2) e com material fino;

iii) amostra 159 – material da fundação, subjacente ao material da amostra 157, constituído por argila margosa e algumas partículas de calcário; relativamente ao material argiloso, o índice de plasticidade é de 21%, o limite de liquidez de 40% e o índice de consistência de 1,2; apresenta-se "in situ" com uma compactação relativa de 97% e com um teor em água 2,1% inferior ao valor óptimo do ensaio Proctor.



Figura 6.7 – Aspecto das amostras 156, 157 e 159.

Sobre a fundação realizou-se um ensaio de carga com placa, nas condições referidas no Capítulo 5, que conduziu a valores de EV_1 e EV_2 de 46 e 56 MPa, respectivamente.

Realizaram-se ainda ensaios de penetração dinâmica, de acordo com o referido no Capítulo 5, os quais conduziram a uma resistência dinâmica aparente crescente em profundidade, desde 1 MPa até um máximo de cerca de 8 MPa a uma profundidade de 1,9 m, relativa ao topo da fundação.

Sobre algumas partículas rochosas de dimensão aproximada 50 mm que constituíam as amostras 156 e 157 realizaram-se ensaios de resistência ao esmagamento. Foram ensaiados dez provetes de material granítico e dez de material calcário, que forneceram valores médios de resistência de cerca 19 e 8 kN, respectivamente.

Os ensaios de desgaste das partículas em meio húmido conduziram a valores de desgaste de 0,7% e 0,8%, após 1200 ciclos, nas amostras 156 e 157, respectivamente.

As curvas granulométricas das três amostras e os resultados da análise mineralógica apresentam-se na Figura 6.8 e no Quadro 6.2, respectivamente.

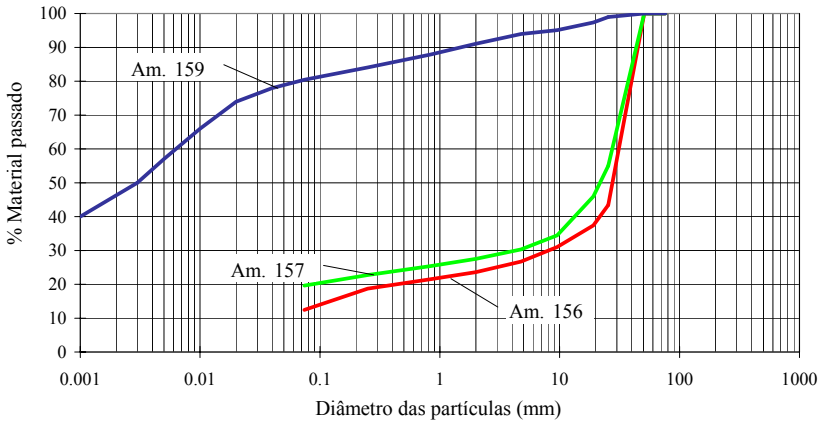


Figura 6.8 – Curvas granulométricas das amostras 156, 157 e 159.

A análise da composição mineralógica das amostras 156, 157 e 159, permite concluir que:

i) as várias fracções analisadas da amostra 156 são qualitativamente semelhantes, registando-se apenas pequenas variações nas proporções relativas dos diferentes compostos cristalinos identificados e que são os usuais em amostras de granito;

ii) o granito da amostra 157 apresenta uma composição mineralógica semelhante ao da amostra 156; as outras duas fracções da amostra, correspondentes, respectivamente, ao pó escovado dos fragmentos e à fracção fina do balastro, têm composições mineralógicas semelhantes e apresentam como principal diferença, relativamente ao

granito e às fracções correspondentes da amostra 156, a presença de uma proporção significativa do mineral de argila caulinite e de alguma calcite;

iii) o solo da fundação (amostra 159) corresponde a um material arenoso, essencialmente de natureza quartzosa, rico em argila (essencialmente caulinite); em comparação com as fracções analisadas das amostras 156 e 157, verifica-se que na amostra 159, para além do quartzo, caulinite e moscovite, que são os minerais em maior proporção, os outros minerais identificados encontram-se em quantidades muito diminutas.

Da apreciação geral dos resultados obtidos pode concluir-se que os materiais finos que acompanham os fragmentos rochosos graníticos da amostra 156 provêm apenas da alteração destes fragmentos.

No caso da amostra 157, a fracção fina e o pó escovado dos fragmentos graníticos provêm, essencialmente, do próprio granito, mas a sua composição mineralógica indica que há também uma contaminação pelos finos do solo da fundação (presença de caulinite) e do material calcário (presença de calcite). Também neste caso, a resistência dos fragmentos rochosos de calcário é da ordem de metade da avaliada para os fragmentos graníticos.

Neste local a via apresentava, em regra, comportamento deficiente, particularmente em época de chuva, que se traduzia pela necessidade de proceder frequentemente ao nivelamento (com periodicidade quinzenal). Admite-se que este comportamento esteja relacionado com as características do solo da fundação, o qual, devido ao seu carácter argiloso, vê reduzidas significativamente as suas características mecânicas em presença da água.

Os resultados obtidos em ambas as secções analisadas são qualitativamente diferentes, em particular no que se refere à origem dos materiais presentes na camada de balastro contaminado.

Neste trabalho será estudado o comportamento físico e mecânico do balastro contaminado de origem calcária, em que a fracção mais fina resulta, essencialmente, da alteração da fracção mais grossa, não havendo contaminação com origem nos solos da fundação. Considera-se que são estes casos os que maior interesse têm no âmbito da renovação das plataformas ferroviárias antigas, porque, em geral, ocorrem nas situações em que a plataforma tem um comportamento aceitável, podendo ser aproveitada para integrar a subestrutura da via renovada.

Quadro 6.1 – Análise mineralógica das amostras da secção A

Compostos cristalinos	Camada (material)							
	Balastro (granito) Amostra 143			Balastro contaminado (granito+calcário) Amostra 144			Fundação Amostra 145	
	fracção grossa	pó escovado da fracção grossa	fracção fina (<106 μm)	fracção grossa (granito)	pó escovado da fracção grossa	fracção fina (<106 μm)	Amostra global	fracção fina (<106 μm)
Quartzo	++/+++	+++	+++	++/+++	+++	+++	+++/++++	+++
Feldspatos alcalinos	+++	++	++	+++	++	++	+	+/++
Caulinite	vtg	+	+	vtg	+	+	+	+
Clorite	++	+/++	+/++	++	+/++	+/++	+	vtg/+
Moscovite	+	+	+	+	+	+	+	+
Biotite	+	vtg	vtg	+	vtg	vtg	-	-
Hematite	+	vtg	+	vtg	vtg	?	vtg	vtg
Pirite ?	vtg/+	vtg	vtg	vtg	vtg	?	?	?
Calcite	?	+/++	+	?	+/++	+/++	-	?

Quadro 6.2 – Análise mineralógica das amostras da secção B

Compostos cristalinos	Camada (material)							
	Balastro (granito) Amostra 156			Balastro contaminado (granito+calcário) Amostra 157			Fundação Amostra 159	
	fracção grossa	pó escovado da fracção grossa	fracção fina (<106 μm)	fracção grossa	pó escovado da fracção grossa	fracção fina (<106 μm)	Amostra global	fracção fina (<106 μm)
Quartzo	++	+++	++	++	++	++	+++	+++
Feldspatos alcalinos	+++	+++	++	+++	+/++	++	vtg	vtg
Caulinite	vtg	?	+	?	++	++	+++	+++
Clorite	+/++	+/++	+/++	++	+	+/++	vtg	vtg
Moscovite	+	+	+	+	++	++	+/++	+/++
Biotite	+	+	vtg	+	+	+	-	-
Hematite	+	vtg ?	+	-	-	vtg	vtg	vtg
Magnetite ?	+	+	+	+	vtg	vtg	-	-
Goetite ?	-	-	-	-	-	-	vtg	vtg
Calcite	-	vtg	-	-	+	+	vtg	vtg
Anfíbolas	vtg	+	+	?	vtg	+	-	-
Piroxenas	vtg	+	vtg	+	vtg	+	-	-
Olivina ?	vtg	vtg	vtg	-	-	-	-	-

notação:
++++ proporção muito elevada (mineral predominante);
+++ proporção relativamente elevada;
++ proporção média;
+ proporção fraca;
vtg vestígios ou proporção muito fraca;
? dúvidas na presença;
- não detectado.

6.3 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA PRELIMINAR DOS AGREGADOS

A escolha dos materiais a utilizar e a determinação da espessura das camadas são aspectos da maior importância, em termos do adequado dimensionamento da subestrutura das vias férreas. No caso da renovação das linhas existentes, em particular da Linha do Norte, existem limitações geométricas à colocação de novas camadas, relacionadas com a impossibilidade de aumentar a cota da rasante. Assim, procurou-se construir a camada de sub-balastro com um único tipo de material que, quando bem compactado numa espessura mínima de 0,15 m, satisfaça todos os requisitos tidos como importantes no desempenho dessa camada.

Como já foi referido, pretendia-se que as características mecânicas dos materiais a utilizar nas camadas de reforço da plataforma existente e na camada de sub-balastro, assim como a espessura destas camadas, fossem tais que garantissem que os valores do módulo de deformabilidade equivalente (EV_2) sobre plataforma renovada e no topo da camada sub-balastro fossem superiores a 80 e 120 MPa, respectivamente.

No âmbito deste trabalho desenvolveram-se diversos estudos "in situ" e em laboratório, que visaram caracterizar os agregados de natureza granítica e calcária, ambos obtidos por britagem em pedreira, que se pretendia utilizar no reforço da plataforma e na camada de sub-balastro de um trecho da Linha do Norte.

Na Figura 6.9 apresentam-se os materiais de origem calcária e granítica, com as amostras separadas por diferentes dimensões, a curva granulométrica média destes materiais (LNEC E 233 e LNEC E 235) e os respectivos coeficientes de uniformidade (C_u) e de curvatura (C_c).

A escolha de materiais com estas granulometrias teve em consideração diversas propostas apresentadas na bibliografia da especialidade (CFF, 1997; UIC 1994; Brandl 2001b) e os materiais identificados na fundação da Linha do Norte.

As variações granulométricas máximas admissíveis em relação às percentagens passadas em cada peneiro são as que se apresentam no Quadro 6.3.

A determinação da granulometria de um agregado que conduz a um estado de compacidade máxima é normalmente feita pela relação (Thom, 1988):

$$p = 100.\left(\frac{d}{D}\right)^{n} \qquad \text{Eq. 6.1}$$

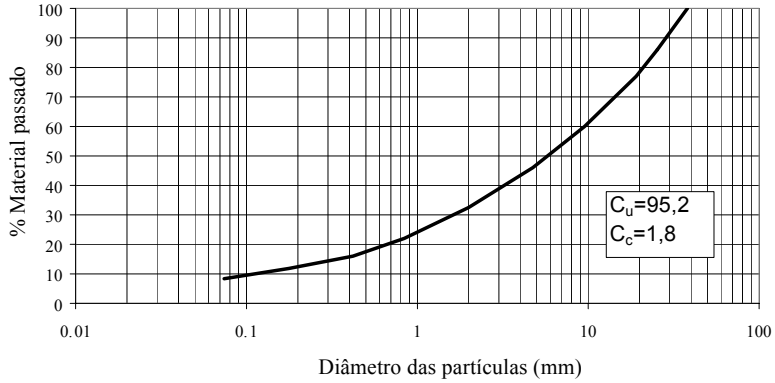
sendo:

p – % de material passado no peneiro com malha de dimensão d;
D – dimensão máxima das partículas;
n – parâmetro que em geral se admite próximo de 0,35 para obtenção da compacidade máxima.

A granulometria dos agregados cumpre, aproximadamente, a relação apresentada na Eq. 6.1, com n=0,38.



a) b)



c)

Figura 6.9 – Agregados utilizados: a) calcário; b) granito; c) curva granulométrica comum.

Quadro 6.3 – Variações granulométricas máximas admissíveis

Abertura do peneiro (mm)	Variação máxima admissível (%)
25	± 5
19	± 5
4,75	± 5
2	± 4
0,18	± 3
0,075	± 2

Em geral, em materiais com as características granulométricas deste tipo (com a dimensão máxima das partículas relativamente elevada e com uma diminuta quantidade de partículas finas) aumenta a tendência para a segregação das partículas. Para evitar esse fenómeno os materiais foram transportados e manuseados nem muito húmidos nem muito secos.

O estabelecimento de curvas granulométricas semelhantes para os materiais britados de diferentes litologias permite, aparentemente, reduzir o número de variáveis a considerar quando se procede ao estudo comparativo das suas características mecânicas. No caso concreto do estudo da influência do grau de saturação no comportamento reversível dos materiais, o facto de a quantidade de partículas da mesma dimensão ser semelhante, em particular das partículas finas, reduz as diferenças que podem ter origem nos fenómenos de sucção que se geram no meio particulado e que se podem traduzir por importantes tensões efectivas (Thom, 1988). De facto, o valor da força de sucção que actua no contacto entre partículas diminui linearmente com a diminuição do raio das partículas; no entanto, o número de contactos entre as partículas que existem numa secção unitária de um meio particulado, constituído por partículas semelhantes em forma e tamanho, aumenta com um expoente de dois com a diminuição do raio das partículas; consequentemente, num volume unitário, o número de contactos aumenta com um expoente de três.

A quantidade máxima de finos admitidos, cerca de 9% em peso, está relacionada com a necessidade de garantir um adequado comportamento dos agregados quando sujeitos a variações do teor em água relativamente importantes. O aumento da percentagem de finos não significa, necessariamente, a diminuição do módulo de deformabilidade do material, pois, em particular para baixos valores do teor em água, os efeitos da sucção podem ser muito importantes; no entanto, quando esse teor aumenta para valores próximos da saturação, a existência de finos numa quantidade superior à adequada pode diminuir significativamente a permeabilidade do material e propiciar o aumento das pressões neutras, no momento da solicitação rápida originada pela passagem dos comboios.

Também no que se refere à resistência à rotura e à isotropia de rigidez do material depois de colocado em camadas, uma curva granulométrica próxima da que foi admitida parece ser razoável (Tutumluer et al., 1998; Tutumluer e Seyhan, 2000).

O peso volúmico ponderado das partículas é de 26,28 e 26,54 kN/m^3 (NP 954 e NP 581) nos materiais granítico e calcário, respectivamente, e a natureza dos finos (material de dimensão inferior a 0,075 mm) é não plástica.

Os ensaios de desgaste Los Angeles na granulometria G (LNEC E 237, 1970) conduziram a valores de desgaste de 23% e 32%, respectivamente para os materiais graníticos e calcários.

Realizaram-se ensaios de resistência ao esmagamento sobre partículas de dimensão máxima de ambos os agregados. Para cada tipo de agregado foram ensaiados dez provetes que foram previamente secos em estufa e dez provetes que foram previamente submersos em água durante 48 horas. Nos provetes de calcário os valores médios da resistência ao esmagamento foram de 5,7 e 5,4 kN, associados a coeficientes de variação de 0,20 e 0,21, para os provetes secos e molhados, respectivamente. As partículas rochosas do agregado granítico apresentaram valores médios de resistência ao esmagamento de 9,0 e 7,7 kN, associados a coeficientes de variação de 0,32 e 0,24, quando foram ensaiadas secas e molhadas, respectivamente.

Os ensaios de Equivalente de Areia (LNEC E 199, 1967) realizados sobre amostras dos materiais graníticos e calcários em estudo conduziram a valores de 54% e 40%, respectivamente.

Numa primeira fase, enquanto decorria a caracterização física, procedeu-se a uma caracterização mecânica preliminar, em ensaios triaxiais de carga monotónica e em ensaios de compressão unidimensional, com o principal objectivo de conhecer, em termos de ordem de grandeza, as características de deformabilidade dos materiais.

Os ensaios de compactação de referência foram realizados num molde de 0,30 m de diâmetro, utilizando a granulometria integral dos agregados (0/37,5 mm), e com recurso a um pilão vibrador com as seguintes características:

- Fabricante: A. B. Vibro Verken, Suécia
- Frequência nominal de vibração: 2850 rotações por minuto
- Peso estático: 354 N
- Força dinâmica em operação: 2,5 kN
- Diâmetro da placa da base: 150 mm

Este procedimento pareceu o mais correcto, quando comparado com os ensaios de compactação normalmente utilizados, atendendo à dimensão máxima das partículas, à granulometria dos materiais (23% de material com dimensão superior a 19 mm), ao facto de a compactação dos materiais em obra se realizar com cilindros vibradores pesados e ainda de se pretender estudar o desempenho dos materiais quando compactados sob as

condições que melhores características mecânicas lhes conferem (módulo de deformabilidade reversível mais elevado e menores deformações permanentes), quando estão sujeitos a um elevado número de aplicações de carga. Na Figura 6.10 apresentam-se os resultados obtidos num dos vários estudos que têm demonstrado que o módulo reversível e a deformação permanente dependem do tipo de compactação (Vuong, 1997).

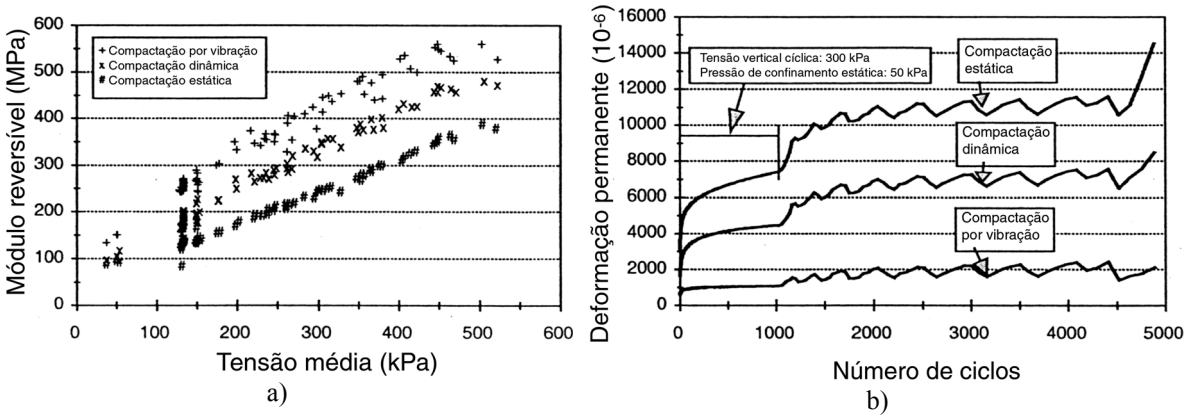


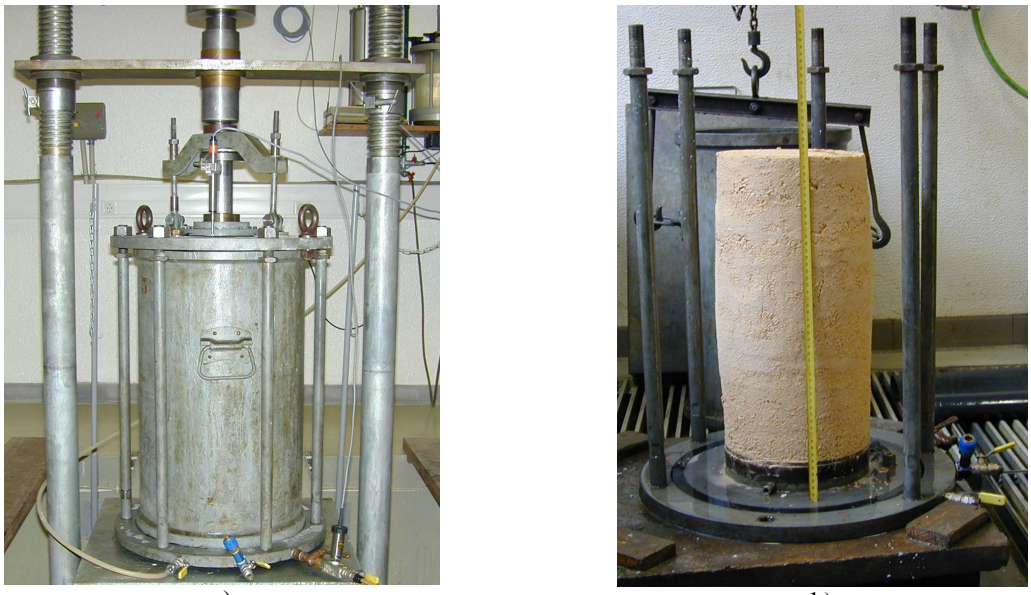
Figura 6.10 – Influência do tipo de compactação no comportamento dos agregados: a) no módulo reversível; b) na deformação permanente (Vuong, 1997, adaptado).

Os ensaios de compactação por vibração em molde grande, que foram realizados sobre ambos os materiais, conduziram aos valores de referência do peso volúmico seco máximo de 22,4 e 23,1 kN/m^3 e do teor em água óptimo de 5,3% e 5,2 %, respectivamente, para o materiais graníticos e calcários.

Para a realização dos ensaios triaxiais foram construídos provetes cilíndricos de 230 mm de diâmetro e 470 mm de altura, com diversos valores do teor em água de compactação e com a granulometria integral. A compactação foi realizada com o pilão vibrador, em camadas de cerca de 80 mm de espessura, com um período de vibração de 9 minutos cada, tendo como objectivo a obtenção da maior compacidade possível (Veiga Pinto, 1983).

Os provetes foram ensaiados com o teor em água de compactação, em condições drenadas, com uma pressão de confinamento constante de 30 kPa. A deformação axial foi medida no exterior da câmara, não tendo sido medida a deformação radial.

Na Figura 6.11 apresenta-se a câmara triaxial utilizada e um aspecto de um provete de material calcário depois do ensaio.



a) b)

Figura 6.11 – Ensaio triaxial em provetes de 230 mm de diâmetro: a) aspecto da execução do ensaio; b) provete da amostra calcária após ensaio.

Numa primeira carga impôs-se uma tensão deviatórica de cerca de 400 kPa; procedeu-se de seguida à descarga e à recarga até um valor igual. Após a realização dos ensaios procedeu-se à análise granulométrica dos materiais dos provetes ensaiados, tendo-se concluído que quer a acção de compactação, quer a solicitação aplicada aos materiais durante o ensaio, não provocaram alteração significativa da granulometria.

No Quadro 6.4 apresentam-se as condições de compactação dos provetes ensaiados e os valores do módulo de deformabilidade secante obtidos no segundo ciclo de carga (E_r), para a tensão deviatórica aplicada de 400 kPa ($q/p \approx 2{,}5$).

Da comparação dos valores obtidos conclui-se que, aplicando valores semelhantes de energia de compactação, a variação da compactação relativa com o teor em água é mais importante no agregado granítico.

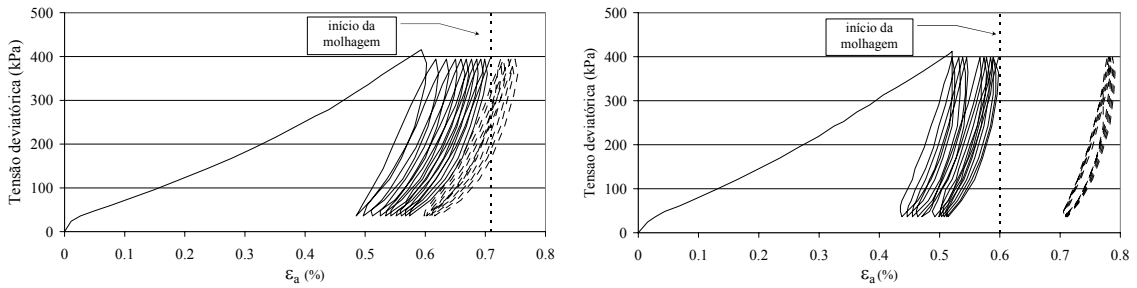
Os valores do módulo de deformabilidade, E_r, obtidos nos provetes de granito variaram entre 269 e 345 MPa e os obtidos nos provetes de calcário entre 341 e 626 MPa. Estes resultados evidenciam alguma tendência para o aumento do módulo de deformabilidade dos materiais com a diminuição do teor em água, o que é mais notório nos provetes de calcário mais secos. Não são evidentes relações entre a compactação relativa e o E_r de ambos os materiais.

Quadro 6.4 – Características dos provetes e valores do módulo de deformabilidade obtidos nos ensaios triaxiais

Material	Provete	Características dos provetes		E_r (MPa)
		C_r (%)	w-w_{opt} (%)	
Granito	AG1	98,6	0,2	269
	AG2	97,3	-0,5	299
	AG3	95,4	-1,2	345
	AG4	94,5	-0,8	318
	AG5	93,8	-1,7	334
Calcário	AC1	98,3	-1,0	341
	AC2	99,2	-1,1	400
	AC3	96,2	-2,5	446
	AC4	98,4	-2,0	377
	AC5	95,7	-3,0	626

C_r – compactação relativa ao ensaio tomado como referência;
w-w_{opt} – diferença entre o teor em água de compactação e o valor determinado no ensaio de referência;
E_r – módulo de deformabilidade secante determinado no segundo ciclo de carga, para uma tensão deviatórica de 400 kPa.

Nos provetes AG1 e AC3 realizaram-se dez ciclos de carga e descarga (Figura 6.12). Durante esses ciclos os valores do módulo de deformabilidade mantiveram-se semelhantes. De seguida procedeu-se à molhagem durante cerca de 12 horas, mantendo a tensão deviatórica de cerca de 400 kPa. A extensão axial sofrida durante a molhagem pelos provetes foi de 0,01% no material granítico e 0,17% no material calcário, o que indicia uma maior susceptibilidade à água do material deste provete. Este comportamento poderá estar relacionado com a menor compactação relativa inicial do provete de calcário e pelo facto de ter sido compactado mais seco do que o provete de granito.



a) b)

Figura 6.12 – Curvas tensão-deformação dos provetes sujeitos a diversos ciclos de carga e descarga antes e após molhagem: a) granito; b) calcário.

Procedeu-se a mais cinco ciclos de carga e descarga lentas e concluiu-se que os valores do módulo de deformabilidade se mantinham semelhantes aos obtidos anteriormente.

No final dos ensaios, a extensão permanente em ambos os provetes era de 0,62 % no provete de granito e de 0,71% no provete de calcário. O teor em água avaliado após o desmonte dos provetes de granito e de calcário era de 5,3% e 4,9%, respectivamente.

Pretendeu-se também avaliar o comportamento de ambos os materiais quando sujeitos a compressão unidimensional, nomeadamente conhecer os valores do módulo edométrico (E_{OED}). Para tal, compactaram-se em laboratório provetes com 230 mm de diâmetro e 210 mm de altura em camadas de aproximadamente 40 mm de espessura, com um período de vibração de cerca de 5 minutos cada, com o objectivo de atingir um estado de máxima compacidade possível. Na Figura 6.13 apresenta-se um aspecto da câmara edométrica.

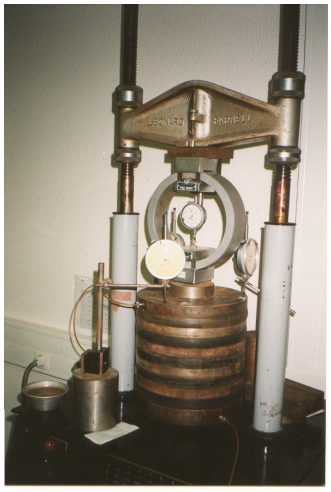


Figura 6.13 – Equipamento de ensaio de compressão unidimensional para amostras de 230 mm de diâmetro.

No Quadro 6.5 apresentam-se as condições de compactação dos provetes ensaiados e os valores do módulo edométrico secante, calculados no segundo ciclo de carga, para uma tensão axial de 500 kPa.

Quadro 6.5 – Características dos provetes e valores do módulo edométrico obtidos nos ensaios de compressão unidimensional

Material	Características dos provetes		E_{OED} (MPa)
	$w-w_{opt}$ (%)	C_r (%)	
Granito	-0,8	100,0	1035
Calcário	-1,7	101,7	1106

C_r – compactação relativa ao ensaio tomado como referência;
$w-w_{opt}$ – diferença entre o teor em água de compactação e o valor determinado no ensaio de referência;
E_{OED} – módulo edométrico secante determinado no segundo ciclo de carga, para uma tensão axial de 500 kPa.

Na Figura 6.14 apresentam-se as curvas tensão-deformação obtidas em ambos os ensaios, onde se verifica um comportamento não linear mais relevante no agregado granítico. Os valores calculados do módulo edométrico, da ordem de 1000 MPa, foram semelhantes para ambos os materiais.

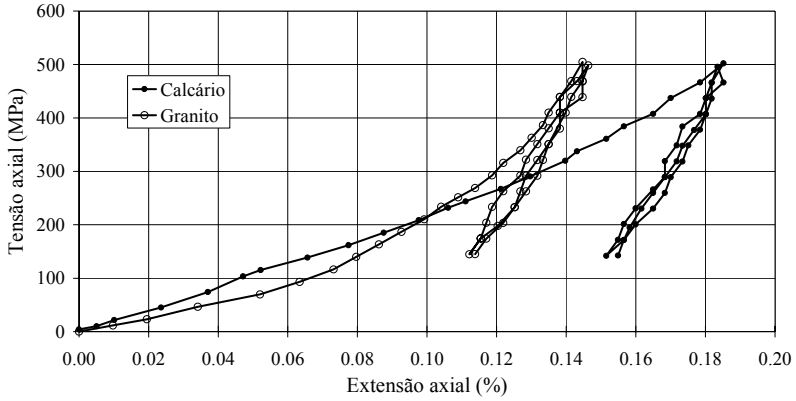


Figura 6.14 – Curvas tensão-deformação dos ensaios edométricos dos provetes de granito e calcário.

É de notar que as condições de compactação destes provetes permitiram atingir valores de compactação relativa iguais ou superiores a 100% em ambos os materiais, com valores de teor em água relativamente inferiores ao valor óptimo de referência.

Em conclusão, pode dizer-se que os agregados granítico e calcário ensaiados apresentaram valores do módulo de deformabilidade e do módulo edométrico semelhantes. Nos provetes sujeitos a molhagem, o material calcário apresentou uma maior deformação permanente. Atendendo aos resultados obtidos e considerando o que é referido na *Ficha UIC 719R* relativamente à resistência ao desgaste de Los Angeles do material da camada de sub-balastro (LA $\leq$ 20 ou 25), concluiu-se que era desejável utilizar o material granítico na camada de sub-balastro e o material calcário na camada de leito da via (reforço da plataforma), quando se viesse a revelar necessário. A opção de não utilizar em ambas as camadas o material granítico baseou-se em critérios económicos que tinham sido previamente estabelecidos.

Uma vez escolhida a litologia do material que se colocaria na camada de sub-balastro procedeu-se a um estudo para avaliar o efeito da variação da granulometria nos valores do coeficiente de permeabilidade e do módulo de deformabilidade do material. Considerava-se como adequado um valor do coeficiente de permeabilidade inferior a 10^{-6} m/s (CFF, 1997). Além disso, impunha-se que o sub-balastro pudesse desempenhar as funções de filtro e de drenagem em relação aos solos da fundação, nas situações em que

viesse a ser colocado directamente sobre a mesma. Assim, a granulometria do material da camada de sub-balastro tinha que cumprir os critérios habitualmente considerados nestas circunstâncias (ORE, 1981a):

- de filtro

$$D_{15} < 5d_{85} \qquad \text{Eq. 6.2}$$

$$D_{50} < 25d_{50} \qquad \text{Eq. 6.3}$$

- de drenagem

$$D_{15} > 4d_{15} \qquad \text{Eq. 6.4}$$

sendo:

D_x – dimensão da malha do peneiro correspondente a uma passagem de x%, em peso, do sub-balastro;
d_x – dimensão da malha do peneiro correspondente a uma passagem de x%, em peso, do solo.

Estabeleceram-se para estudo duas curvas granulométricas alternativas à que serviu de referência aos ensaios anteriormente descritos (0/37,5 mm). Estas curvas contemplavam partículas com a dimensão máxima de 6 (0/6) e 25 mm (0/25), respectivamente. Na Figura 6.15 apresentam-se as curvas granulométricas de alguns dos solos que foi possível identificar na fundação existente, aquando do início destes estudos; apresentam-se também, a traço mais grosso, as curvas granulométricas em análise.

As curvas granulométricas apresentadas para os agregados graníticos em estudo cumprem, na maioria dos casos, os requisitos de filtro e de drenagem relativamente aos solos identificados na zona em análise.

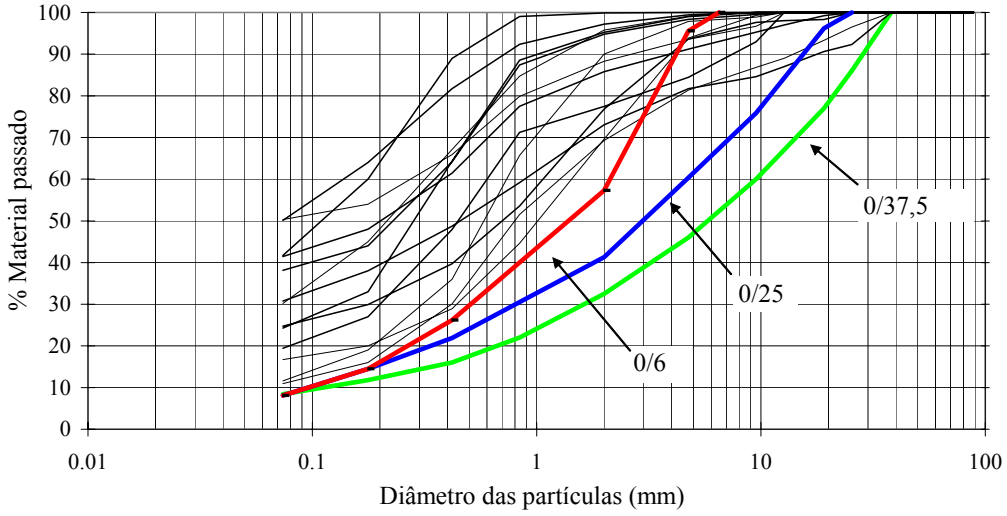


Figura 6.15 – Curvas granulométricas de solos e dos agregados estudados.

Foram ensaiados na câmara triaxial, em condições semelhantes às referidas anteriormente, dois provetes de material granítico, um com a granulometria 0/6 mm e outro com a granulometria 0/25 mm. Após a realização dos ensaios procedeu-se à análise granulométrica dos provetes e verificou-se não ter havido alteração significativa da granulometria. No Quadro 6.6 apresentam-se as condições de compactação dos provetes ensaiados e os módulos de deformabilidade obtidos.

Quadro 6.6 – Características de compactação e de deformabilidade do granito

Granulometria	Proctor pesado		Provetes ensaiados		E_r (MPa)
	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m^3)	w_{opt} (%)	γ_d (kN/m^3)	w (%)	
0/6	20,2	8,0	20,2	6,5	180
0/25	21,6	5,7	21,2	4,5	265

$\gamma_{dmáx}$ – peso volúmico seco máximo do ensaio Proctor pesado;
w_{opt} – teor em água óptimo do ensaio Proctor pesado;
γ_d – peso volúmico seco;
w – teor em água de compactação;
E_r – módulo de deformabilidade secante determinado no segundo ciclo de carga, para um tensão deviatórica de 400 kPa.

Os valores do módulo de deformabilidade secante obtidos no segundo ciclo de carga (E_r), para a tensão deviatórica aplicada de 400 kPa, foram inferiores aos que tinham sido obtidos nos provetes com a granulometria mais grossa.

As características de permeabilidade foram determinadas na câmara triaxial, com provetes de dimensões idênticas às referidas anteriormente e uma carga hidráulica correspondente a 10 kPa. Com o objectivo de tentar simular as condições de serviço, aplicou-se uma tensão de confinamento de 30 kPa e uma tensão deviatórica de 150 kPa. Os coeficientes de permeabilidade obtidos são os que estão apresentados no Quadro 6.7. Todos os valores do coeficiente de permeabilidade foram inferiores ao valor máximo estabelecido (10^{-6} m/s). Note-se que, atendendo às curvas granulométricas dos materiais ensaiados, que têm valores do parâmetro de granulometria *n* (ver Eq. 6.1) aproximadamente entre 0,37 e 0,5 e ao tipo de compactação efectuada, era expectável que o valor do coeficiente de permeabilidade fosse da ordem de 10^{-6} m/s (Thom, 1988), ou inferior, como veio a acontecer.

Considerando os diversos requisitos que a camada de sub-balastro deve cumprir e os resultados obtidos nos ensaios realizados, estabeleceu-se que esta camada teria uma espessura de 0,15 m e seria construída com material granítico com uma granulometria semelhante à que foi estudada, em que a dimensão máxima das partículas fosse 37,5 mm.

Esta camada poderia desempenhar de forma adequada as funções de filtro e de drenagem relativamente aos materiais da fundação, de acordo com os critérios expressos. Nos casos em que se revelasse necessário a camada de reforço da plataforma, subjacente ao sub-balastro, seria construída com o material calcário.

Quadro 6.7 – Características de compactação e de permeabilidade do granito

Granulometria	γ_d (kN/m^3)	w (%)	k (m/s)×10^{-6}
0/6	20,3	6,3	0,087
0/25	21,6	4,5	0,014
0/37,5	21,6	4,5	0,667

k – coeficiente de permeabilidade;
γ_d – peso volúmico seco;
w – teor em água de compactação.

6.4 CARACTERÍSTICAS DE RESISTÊNCIA DO BALASTRO E DO BALASTRO CONTAMINADO

6.4.1 Considerações gerais

Diversos investigadores têm desenvolvido estudos com o objectivo de determinar os parâmetros de resistência de materiais granulares com partículas de elevadas dimensões, utilizando para tal ensaios de carga triaxial sobre provetes de grande diâmetro ($\phi \geq 230$ mm) (Marachi et al., 1972; Marsal, 1967; Charles e Watts, 1980; Veiga Pinto, 1983).

No que se refere especificamente aos materiais de balastro, existem também alguns estudos desta natureza, embora a maior parte deles se tenha realizado sobre provetes com dimensões relativamente pequenas (diâmetro inferior a 0,25 m), o que condicionou a granulometria dos balastros ensaiados e limitou a dimensão máxima das partículas (Olowokere, 1975; Knutson, 1976; Raymond e Davies, 1978; Alva-Hurtado, 1980; Roner, 1985; Diyaljee, 2002). No entanto, existem também relatos de estudos que se realizaram sobre provetes com diâmetro de cerca de 0,30 m, o que possibilitou a caracterização de materiais com partículas de maiores dimensões (Indraratna et al., 1998).

Neste trabalho, o estudo da resistência mecânica dos materiais com partículas de grandes dimensões realizou-se numa câmara triaxial que existe no LNEC, a qual é, normalmente,

designada por T30 e cuja descrição pormenorizada foi feita por Veiga Pinto (1983). Nesta câmara ensaiam-se provetes com 0,30 m de diâmetro e cerca de 0,60 m de altura, o que possibilitou a utilização de granulometrias que incluem partículas até cerca de 0,05 a 0,06 m de dimensão (Marachi et al., 1972).

No que se refere ao material da camada de balastro, procedeu-se à caracterização do balastro granítico utilizado na Linha do Norte, com o objectivo de conhecer a variação dos parâmetros de resistência com a variação da compacidade e com a pressão de confinamento.

O balastro contaminado apresenta uma granulometria relativamente distinta daquelas que é usual admitir no balastro de vias férreas, particularmente no que se refere à quantidade de finos e de partículas finas. Este facto conduziu ao desenvolvimento de um estudo específico para determinação das características de resistência do balastro contaminado, com recurso a ensaios de carga triaxial monotónica, na câmara de grandes dimensões T30. Atendendo a que em muitas das vias antigas em renovação o balastro contaminado é de origem calcária e que a sua contaminação com finos e partículas finas se deve à alteração das partículas de maiores dimensões – de acordo com o que foi referido anteriormente, ver 6.2 – foi este tipo de balastro contaminado que foi estudado. Os estudos realizados tiveram como principais objectivos: i) determinar os parâmetros resistentes do material em diversas circunstâncias; ii) estabelecer as trajectórias de tensão adequadas para o carregamento triaxial cíclico.

Realizaram-se ensaios com provetes de balastro contaminado com três granulometrias distintas, primeiro num estado relativamente seco e depois após terem sido molhados. A molhagem intensa dos materiais teve como objectivo simular as condições mais adversas observadas em algumas zonas das subestruturas antigas das vias em renovação.

Em particular, na Linha do Norte foram identificadas zonas em que, momentaneamente ou de forma quase permanente, o nível freático foi detectado próximo da superfície. Normalmente, estas situações não devem ocorrer na plataforma renovada, atendendo às alterações de geometria previstas, aos sistemas de drenagem implementados e, em alguns casos, às obras especiais projectadas. No entanto, existem zonas em que as condições topográficas e hidrogeológicas são tais que os sistemas de drenagem são relativamente complicados e a probabilidade de, em algumas circunstâncias, não funcionarem adequadamente é relativamente maior do que acontece em geral.

Para a granulometria mais fina do balastro contaminado fez-se variar o tempo de compactação durante a construção dos provetes, o que se traduziu por uma variação do índice de vazios do material.

No caso dos agregados granítico e calcário as características de resistência foram determinadas de forma simplificada, pois é normal admitir que estas características neste tipo de materiais são tais que não colocam problemas às estruturas em que eles se inserem.

6.4.2 Preparação dos provetes de balastro contaminado e condições de ensaio

Foram construídos provetes de balastro contaminado com distintas granulometrias (Figura 6.16), as quais pretendem representar os materiais mais grosseiros (G), os de granulometria média (M) e os mais finos (F), encontrados na camada de balastro contaminado na subestrutura da Linha do Norte (ver Capítulo 5). O índice de contaminação associado a cada uma destas granulometrias (ver Capítulo 2) é de 13%, 30% e 46%, o que corresponde a balastro moderadamente contaminado, balastro contaminado e balastro muito contaminado, respectivamente.

Os valores médios da resistência ao esmagamento dos fragmentos rochosos do balastro contaminado, com cerca de 50 mm de diâmetro, obtidos nos ensaios de quatro amostras (duas secas e duas imersas durante 48 horas) de dez provetes cada, foram de 10,5 e de 9,7 kN, com coeficientes de variação de 0,15 e 0,19, quando os provetes foram ensaiados secos e molhados, respectivamente. O valor médio da porosidade medida nesses fragmentos foi de 2,7%. O ensaio de desgaste de Los Angeles (granulometria F) realizado em três amostras conduziu a valores de 28%, 30% e 31%.

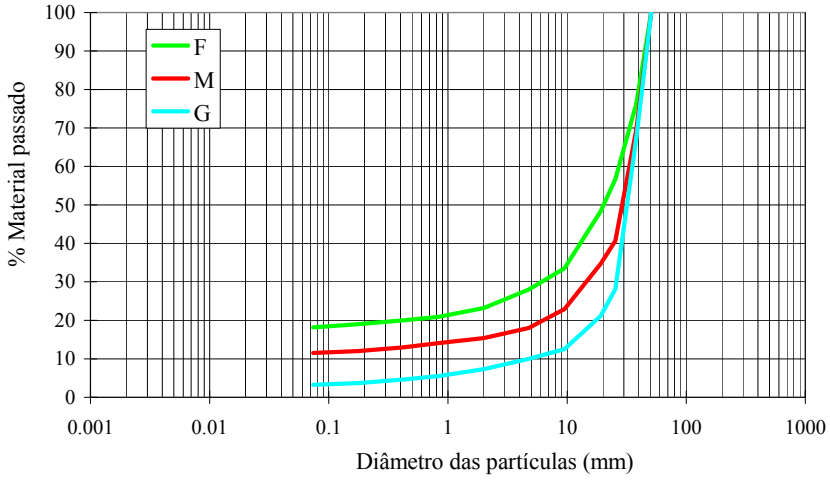


Figura 6.16 – Curvas granulométricas do balastro contaminado ensaiado.

Considerando que um dos principais problemas que podiam afectar a construção de provetes com materiais destas características era a segregação das partículas, construíram-se diversos provetes com o propósito de avaliar a sua homogeneidade. A técnica de construção dos provetes foi desenvolvida com o objectivo de minimizar a segregação das partículas finas e o efeito de parede do molde (Sunaga e Enomoto, 1994). Para tal, em cada camada, as partículas grossas foram colocadas individualmente e as partículas mais finas preencheram os vazios existentes entre as primeiras.

Previamente à execução dos provetes determinou-se o valor do teor em água de compactação necessário para promover uma adequada mistura das partículas com dimensão inferior a 19 mm. Esse valor variou conforme a granulometria em causa e assumiu valores de 4,5%, 3,0% e 2,0% nas granulometrias F, M e G, respectivamente. O material foi espalhado e misturado com água antes de ser dividido em porções semelhantes para a construção das diversas camadas.

Os provetes com 0,30 m de diâmetro e 0,70 m de altura foram construídos em dez camadas de cerca de 0,07 m de espessura cada, compactadas por vibração com o equipamento anteriormente referido, no interior de um molde cilíndrico bipartido, revestido por uma membrana de borracha de 1,5 mm de espessura. Na generalidade dos casos tentou-se obter o peso volúmico máximo possível, com a energia disponível. Para tal estabeleceu-se um tempo de compactação, de cada camada, de nove minutos. Atendendo a estudos realizados por outros autores, nomeadamente Gaskin et al. (1978), as características do vibrador utilizado são adequadas à compactação de materiais deste tipo.

Após a compactação foi retirado o molde e cortada a membrana, com cuidado, de forma a que o provete pudesse, numa primeira fase, ficar inteiro. Depois procedeu-se à sua destruição de forma controlada para se avaliar a homogeneidade granulométrica, em secção transversal e em altura. Este procedimento permitiu concluir que os provetes construídos eram relativamente homogéneos, como se ilustra na Figura 6.17.

Nos provetes utilizados nos ensaios foram colocados dois discos porosos e mantas de geotêxtil nas faces planas superior e inferiormente.

Foram realizados ensaios consolidados drenados com pressões de confinamento que variaram entre 10 e 250 kPa, conduzidos de forma a obter leituras até a extensão axial dos provetes atingir cerca de 10%. A opção de realizar ensaios drenados (abertura ao exterior no topo do provete) prende-se com as condições de fronteira da camada que é constituída

pelos materiais em análise e com o tipo de granulometria. Os valores da pressão de confinamento seleccionados estão relacionados com as pressões que normalmente se instalam nas camadas das subestruturas das vias férreas, quer durante a compactação (Stewart et al., 1985; Duncan e Seed, 1986), quer em serviço. Além disso, atendeu-se aos valores de pressão de confinamento preconizados na prEN 13286-7:2000, relativa aos ensaios triaxiais de carga cíclica.



a) b) c) d)

Figura 6.17 – Aspecto do balastro contaminado ensaiado: a) provete de granulometria intermédia após a compactação; b) pormenor do material de um provete de granulometria fina; c) pormenor do material de um provete de granulometria intermédia; d) pormenor do material de um provete de granulometria grossa.

Durante os ensaios, que decorreram com deformação controlada, a uma velocidade de 0,14 mm/minuto, mediram-se a força axial aplicada, a pressão de confinamento, o deslocamento axial no topo do provete e a variação volumétrica no interior da câmara. A célula de pressão instalada na base da câmara para medir a pressão neutra não registou valores significativos, como se previa, em face da abertura para o exterior existente no topo do provete, das características granulométricas dos materiais em análise e da velocidade de deformação a que decorreram os ensaios. Assim, admitiu-se que as tensões totais eram as mesmas que as tensões efectivas.

Considerou-se que os erros na medição da variação volumétrica do provete, associados à penetração da membrana podem ser desprezados, atendendo a que se trata de uma pressão de confinamento estática e que os valores desta são relativamente pequenos.

Para cada valor da pressão de confinamento considerada, foram ensaiados provetes com o teor em água de preparação e provetes que após a montagem foram sujeitos a molhagem. Para promover a molhagem dos provetes antes do ensaio fez-se percorrer água no seu interior de forma abundante, com um fluxo interno ascendente.

Como se referiu anteriormente, construíram-se também dois provetes com a granulometria mais fina em que se diminuiu o tempo de compactação e para os quais se obteve um índice de vazios relativamente mais elevado.

Para as condições de compactação máxima, a granulometria mais fina (F) conduziu a provetes com índice de vazios que variaram entre 0,12 e 0,15 (valor médio 0,14). Os provetes com a granulometria média (M) apresentaram valores do índice de vazios que variaram entre 0,22 e 0,27 (valor médio 0,24). No que se refere aos provetes com granulometria mais grossa (G), o índice de vazios variou entre 0,28 e 0,34 (valor médio 0,31). Quando se reduziu o tempo de compactação para um minuto, em dois provetes de granulometria mais fina (F), obtiveram-se índices de vazios de 0,23 e 0,24. Concluiu-se que, recorrendo à mesma energia de compactação, se obtêm valores de índice de vazios semelhantes para provetes com a mesma granulometria e que esta condiciona de forma importante aqueles valores.

Na Figura 6.18 apresentam-se os valores do índice de vazios obtidos nestes provetes e os valores que foram obtidos nos ensaios realizados pelo método da membrana, sob o carril, na camada de balastro contaminado da Linha do Norte. Como é possível verificar, os valores do índice de vazios obtidos em laboratório, em particular nos provetes de granulometria média, a que corresponde um índice de contaminação de 30, foram relativamente maiores do que os obtidos nos ensaios realizados na via. Os baixos valores obtidos nos ensaios realizados na via devem estar relacionados com o elevado adensamento provocado na camada de balastro contaminado, pelas muitas passagem dos comboios ao longo de vários anos.

Depois de construídos, os provetes foram deixados em estufa, a uma temperatura de 40º C durante 72 horas, para poderem ser ensaiados com valores semelhantes do teor em água, o qual no final dos ensaios era de cerca de 1,5% nos provetes ensaiados secos.

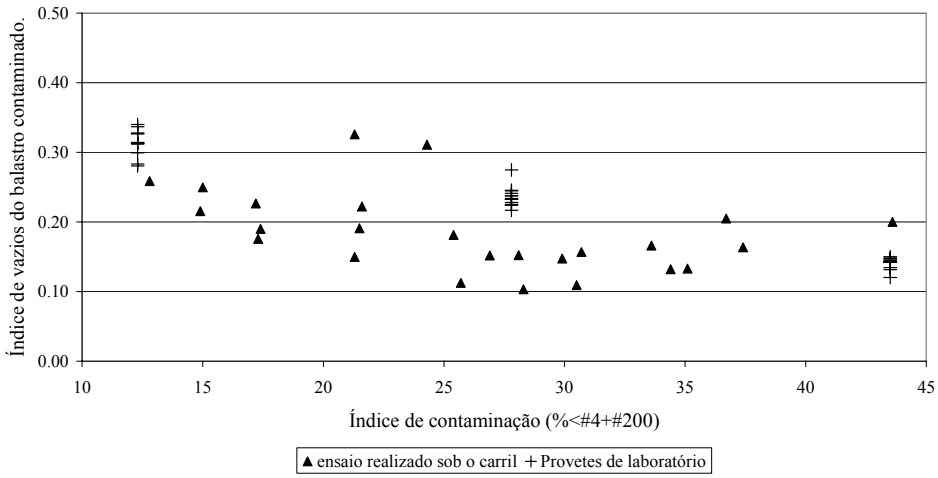


Figura 6.18 – Índices de vazios obtidos na via e obtidos nos provetes de ensaio.

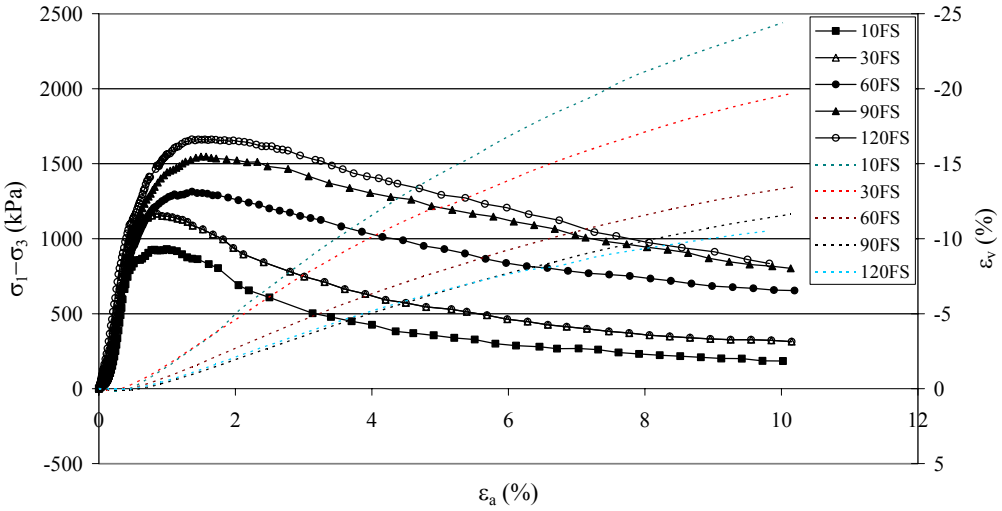
Os provetes foram designados pela pressão de confinamento a que foram sujeitos (10, 30, 60, 90 e 120 kPa), pelo tipo de granulometria (F, M e G) e pelo estado em que foram ensaiados (seco (S) ou molhado (M)). Assim, por exemplo, o provete 90FS é constituído por granulometria fina e foi ensaiado seco com uma tensão de confinamento de 90 kPa. Como excepções registe-se que: i) o provete designado por 250MS foi o único ensaiado para uma pressão de confinamento de 250 kPa; ii) os provetes 10FMe1 e 30FMe1 são os que foram construídos com o menor tempo de compactação e para os quais se obtiveram valores do índice de vazios de 0,23 e 0,24, como se referiu anteriormente.

6.4.3 Resultados dos ensaios realizados sobre os provetes de balastro contaminado

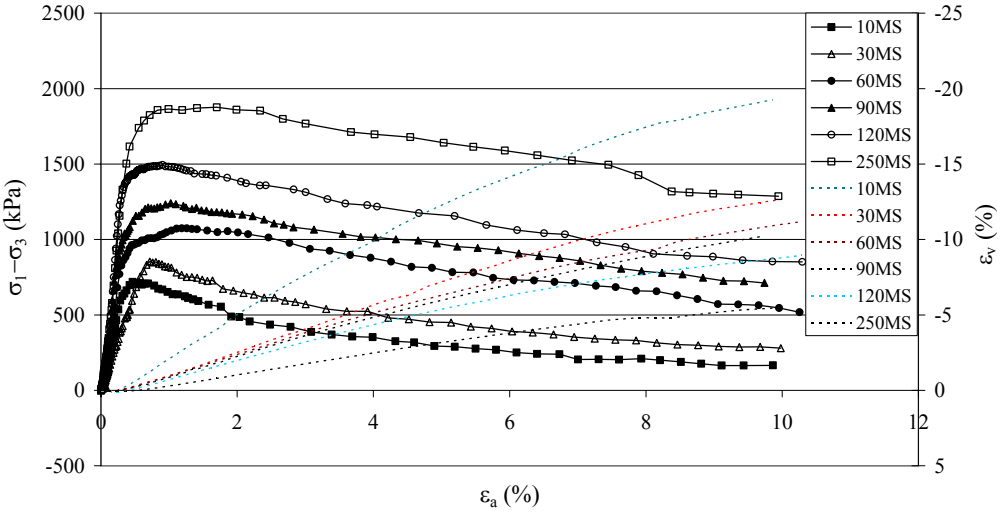
Na Figura 6.19 e na Figura 6.20 apresentam-se os resultados dos ensaios de carga triaxial realizados sobre os provetes secos e molhados, respectivamente, com distintos índices de contaminação, onde se relaciona a tensão deviatórica e a extensão volumétrica (curvas a tracejado) com a extensão axial.

Como era de esperar, a tensão deviatórica na rotura aumenta com a pressão de confinamento. Um facto interessante de notar é que os provetes exibem dilatância positiva em todas as situações, praticamente ao longo de todo o ensaio.

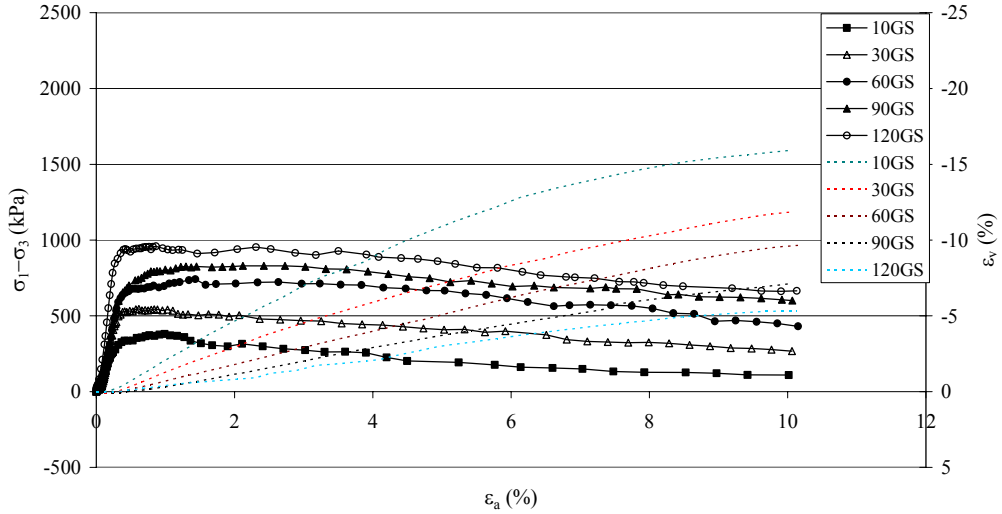
Com o aumento do índice de contaminação existe tendência para acentuar a rotura de pico, que é tanto mais importante quanto menor é a pressão de confinamento.



a)

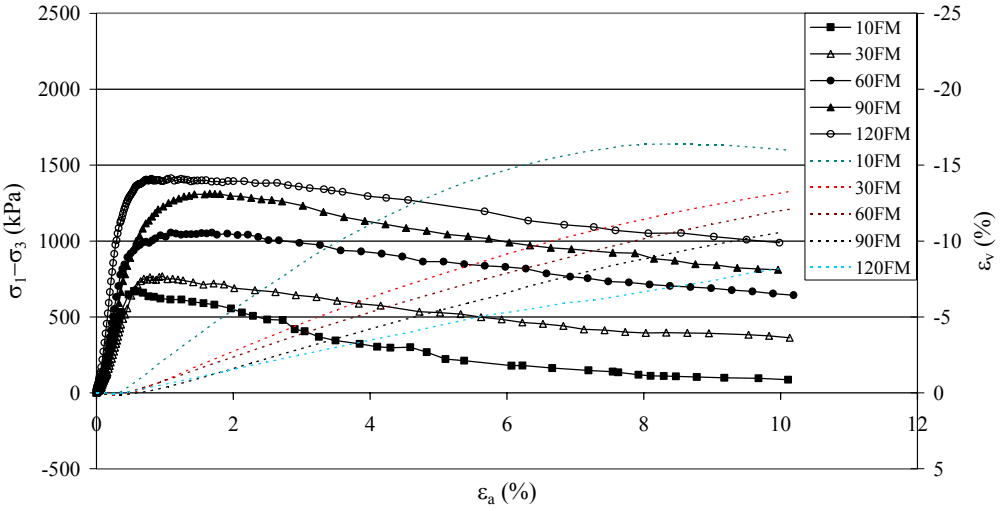


b)

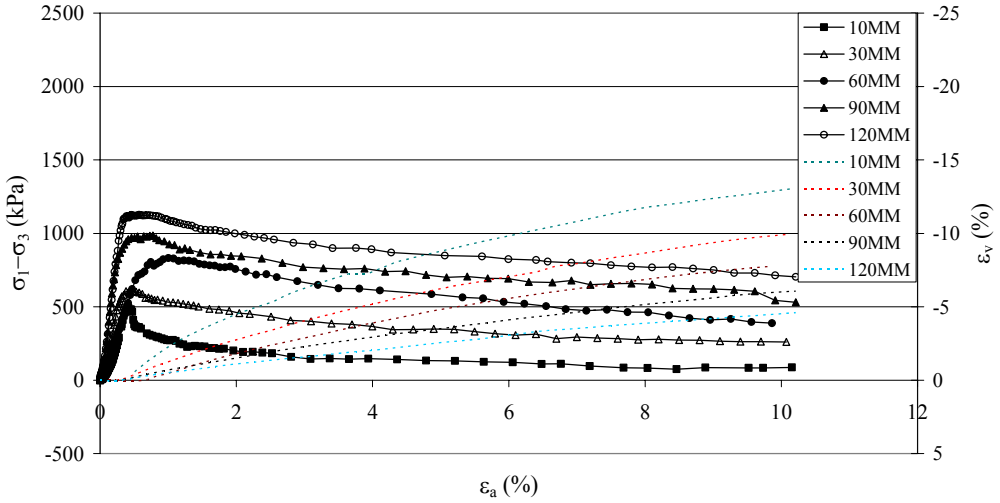


c)

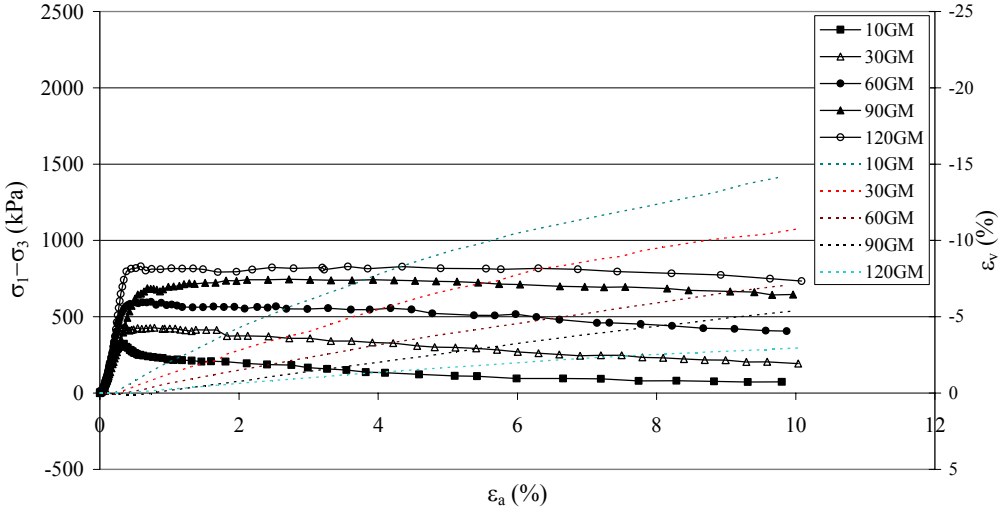
Figura 6.19 – Variação da tensão deviatórica e da extensão volumétrica (curvas a tracejado) com a extensão axial dos provetes secos com: a) granulometria fina; b) granulometria média; c) granulometria grossa.



a)



b)

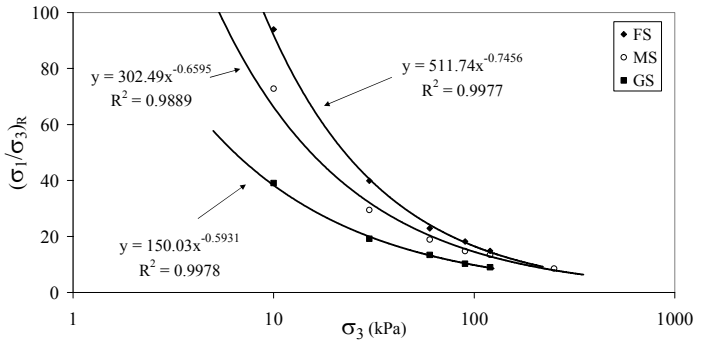


c)

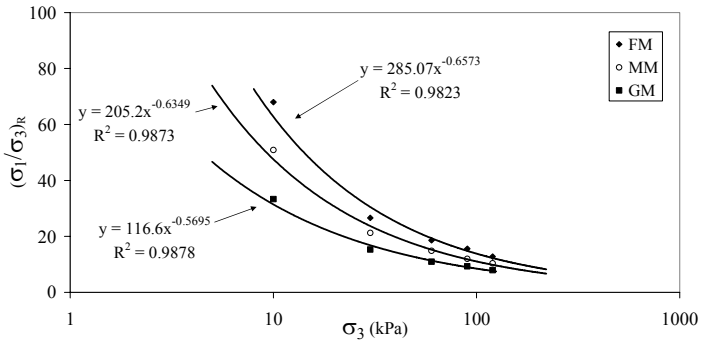
Figura 6.20 – Variação da tensão deviatórica e da extensão volumétrica (curvas a tracejado) com a extensão axial dos provetes molhados com: a) granulometria fina; b) granulometria média; c) granulometria grossa.

O comportamento após a rotura é relativamente distinto conforme a granulometria em análise. Quanto menor é o índice de contaminação, mais lento é o decréscimo da tensão deviatórica com a extensão axial. Nos ensaios realizados sobre os provetes molhados aquele decréscimo é também mais lento do que o verificado nos provetes secos.

Na Figura 6.21 apresentam-se os resultados em termos da relação entre a tensão de confinamento e a tensão normalizada de rotura (σ_1/σ_3).



a)



b)

Figura 6.21 – Variação da tensão normalizada de rotura com a pressão de confinamento: a) provetes secos; b) provetes molhados.

Comparando os resultados obtidos nos provetes com distintos índices de contaminação, conclui-se que quanto maior é o índice de contaminação e, portanto, menor o índice de vazios, mais elevada é a tensão normalizada de rotura. A tensão normalizada de rotura diminui com o aumento da pressão de confinamento. Este fenómeno é particularmente importante para valores da pressão de confinamento baixos e pode ser descrito por uma relação do tipo:

$$\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_R = a.(\sigma_3)^b \qquad \text{Eq. 6.5}$$

Nestes casos os valores de *a* e *b* encontrados são os que se apresentam na Figura 6.21, os quais conduzem a elevados coeficientes de determinação, $R^2 > 0{,}98$.

Os valores obtidos para a tensão normalizada de rotura são, em geral, mais elevados do que os encontrados por outros autores quando ensaiaram materiais de granulometrias bem graduadas com partículas de grandes dimensões (Charles e Watts, 1980; Veiga Pinto, 1983). No entanto, são valores da mesma ordem de grandeza dos que foram obtidos por outros autores que ensaiaram, com pressões de confinamento semelhantes, materiais monogranulares de balastro (Indraratna et al. 1998).

Na Figura 6.22 apresenta-se a relação entre a resistência dos provetes molhados e a resistência dos provetes secos, dada pela razão dos valores da tensão normalizada de rotura. A tensão normalizada de rotura dos provetes molhados é sempre inferior à dos provetes secos. Em geral, a resistência dos provetes molhados foi de 70% a 90% da resistência dos provetes secos. Os provetes de balastro contaminado com o menor índice de contaminação são menos susceptíveis à molhagem. Parece haver uma tendência para que com o aumento da pressão de confinamento a resistência dos provetes molhados se aproxime da resistência dos provetes secos.

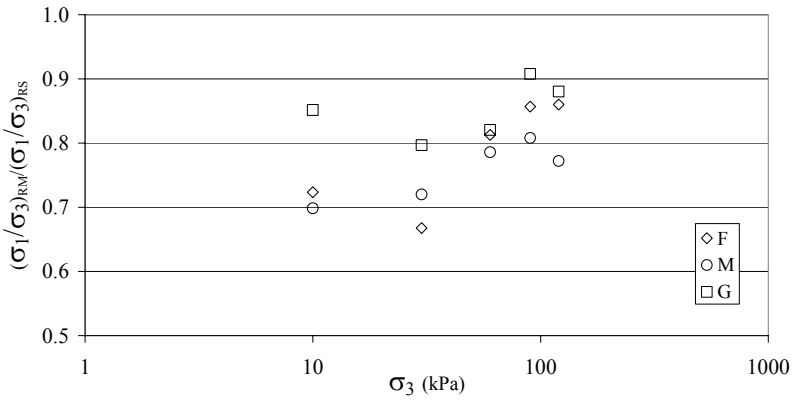
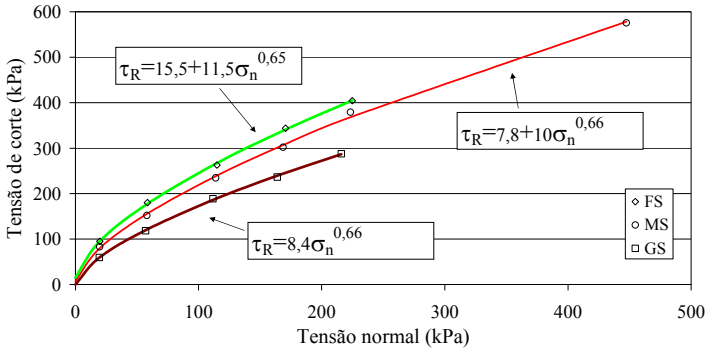


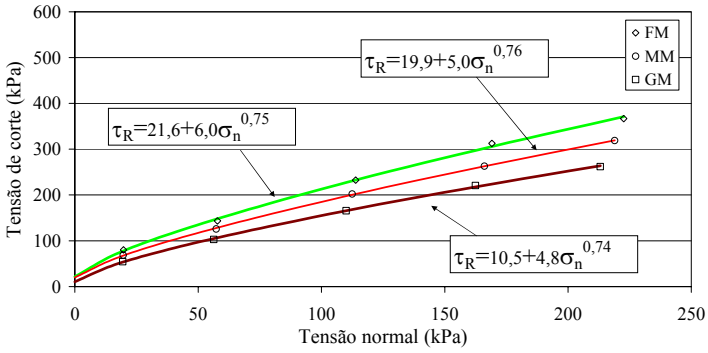
Figura 6.22 – Variação da relação entre as resistências molhada e seca dos provetes de balastro contaminado, com a pressão de confinamento.

A representação da variação da resistência ao corte com a variação da tensão normal (Figura 6.23) permite concluir que as envolventes de rotura de *Mohr* dos materiais são curvas, em particular para valores da tensão normal mais baixos. Nos provetes com menor índice de contaminação, ensaiados secos, a envolvente de rotura passa na origem do sistema de referência do diagrama das tensões, comportando-se o material como puramente atrítico. Nos outros casos, incluindo os provetes ensaiados molhados, detecta-se alguma

resistência para tensões de confinamento nulas. Este comportamento foi testemunhado durante a construção dos provetes e na sua destruição após os ensaios. Com excepção dos provetes com menor índice de contaminação, os quais se desmoronavam, pelo menos parcialmente, quando não tinham confinamento, os outros provetes mantinham a forma e resistiam à desintegração e à aplicação de uma pressão vertical considerável, mesmo sem confinamento. A desintegração destes últimos processava-se por blocos de partículas grossas, aglutinadas por uma espécie de massa ligante constituída pelas partículas finas.



a)



b)

Figura 6.23 – Envolventes de rotura: a) balastro contaminado seco; b) balastro contaminado molhado.

Para os provetes com menor índice de contaminação – para os quais pode ser adequado considerar uma resistência nula na ausência de confinamento – uma análise em termos de valores do ângulo de atrito interno aparente, calculado para cada um dos valores da pressão de confinamento (impondo a envolvente de rotura na origem do sistema de referência do diagrama das tensões), permite concluir que aqueles variam de forma muito importante com esta pressão. Os valores muito elevados do ângulo de atrito, obtidos para valores baixos da pressão de confinamento, estão certamente associados ao comportamento dilatante dos materiais, devido ao forte embricamento das partículas grossas, típico de meios monogranulares com partículas de arestas vivas. Nos materiais ensaiados, o ângulo de atrito calculado da forma como foi referido, diminui cerca de três graus com a

molhagem. Na Figura 6.24 apresentam-se os ângulos de atrito anteriormente referidos, conjuntamente com alguns resultados obtidos por outros autores. De um modo geral os resultados obtidos enquadram-se bem com os de outros autores e sugerem a possibilidade de aplicação da relação referida na Eq. 4.1.

A consideração de uma envolvente linear, obtida a partir das tensões de rotura relacionadas com as mais elevadas pressões de confinamento, conduz aos valores de ângulo de atrito e de "coesão" apresentados no Quadro 6.8. Note-se que a "coesão" é, nestes casos, uma determinação matemática, sem relevância física.

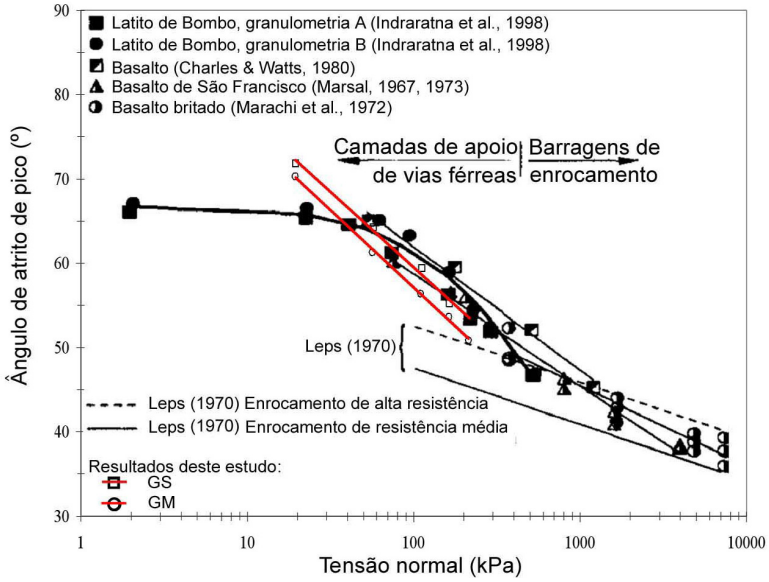


Figura 6.24 – Variação do ângulo de atrito nos provetes de balastro contaminado com o menor índice de contaminação e resultados obtidos por outros autores (Indraratna et al., 1998, adaptado).

Quadro 6.8 – Parâmetros de resistência do balastro contaminado

Designação do material	ϕ (º)	c (kPa)
FS	49	183
FM	49	130
MS	51	111
MM	45	111
GS	40	120
GM	42	84

Como já foi referido, os resultados dos ensaios mostram um comportamento essencialmente dilatante positivo em todos os provetes. A extensão volumétrica medida para uma extensão axial elevada, por exemplo de 10%, é muito influenciada pela tensão de

confinamento e pela granulometria do material, como se pode ver na Figura 6.25a. Quanto mais elevado é o índice de contaminação maior é a variação volumétrica durante o ensaio. Com o aumento da pressão de confinamento a extensão volumétrica tende a diminuir. Os provetes secos exibem maior extensão volumétrica do que os molhados, como se conclui da Figura 6.25b, onde se apresenta a relação entre os valores da extensão volumétrica dos provetes molhados e dos provetes secos.

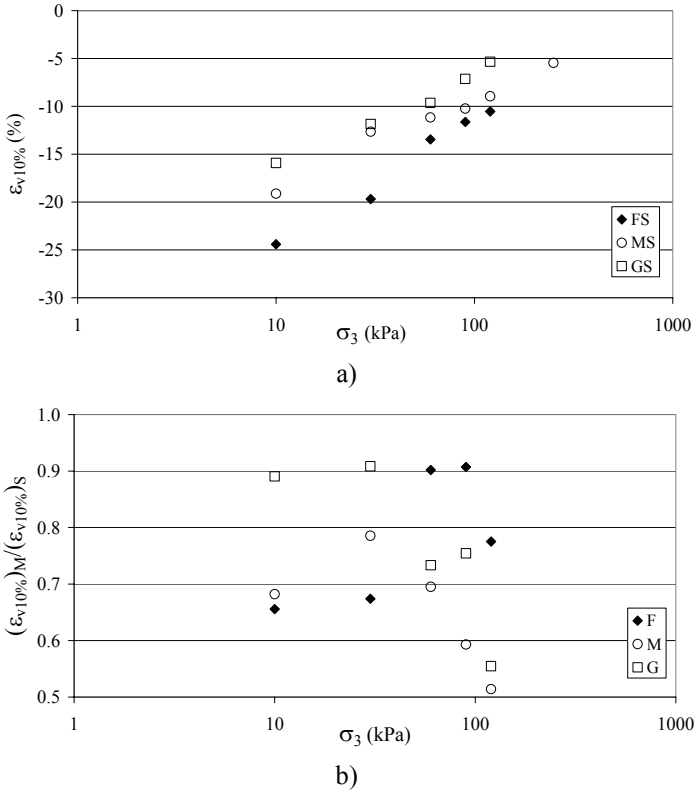


Figura 6.25 – Extensão volumétrica calculada para uma extensão axial de 10%: a) balastro contaminado seco; b) relação entre os valores obtidos para os provetes molhados e para os provetes secos.

Na Figura 6.26 apresenta-se a variação do ângulo de dilatância na rotura, ψ, (ψ=atn$(-\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_a)_R$) com a pressão de confinamento, dos provetes secos e dos provetes molhados. São notórios os elevados valores deste ângulo e a variação do tipo exponencial que assume, variação essa que é relativamente mais importante no balastro menos contaminado.

Na Figura 6.27 ilustra-se a relação entre o parâmetro de dilatância na rotura (D_p=1-$(d\varepsilon_v/d\varepsilon_a)_R$) (Rowe, 1962) e a tensão normalizada de rotura. Também nesta representação é notório que a razão de dilatância, (- $d\varepsilon_v/d\varepsilon_a)_R$, tende a aumentar com a tensão normalizada de rotura. Esta relação pode ser expressa por uma lei hiperbólica do tipo:

$$D_p = \frac{1}{a + \frac{b}{\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)_R}} \qquad \text{Eq. 6.6}$$

Os valores obtidos para *a* e *b*, considerando todos os casos estudados, foram de 0,21 e 3,36, respectivamente.

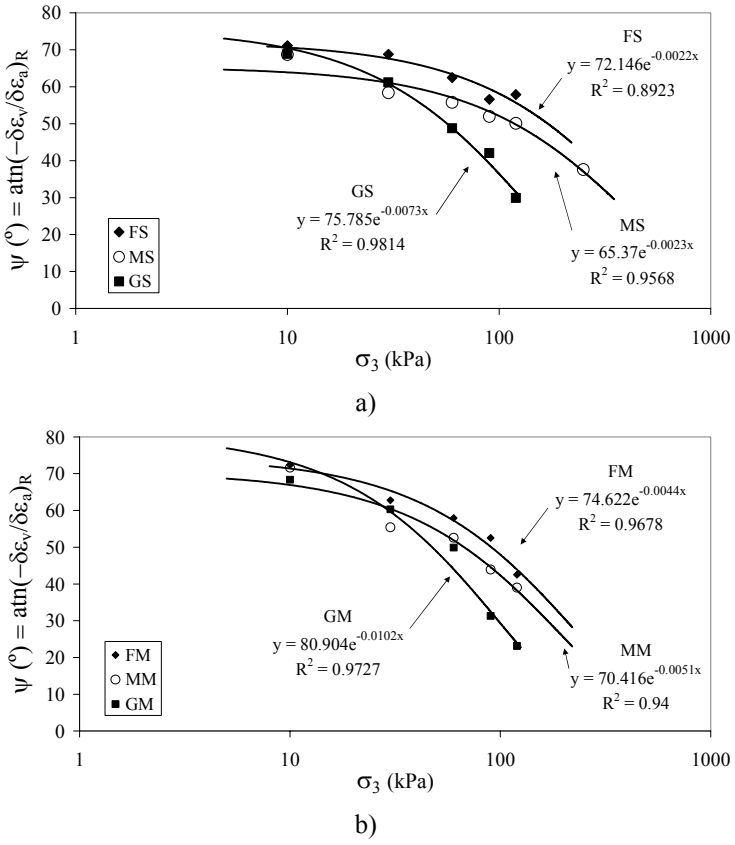


Figura 6.26 – Variação do ângulo de dilatância (ψ) com a pressão de confinamento: a) balastro contaminado seco; b) balastro contaminado molhado.

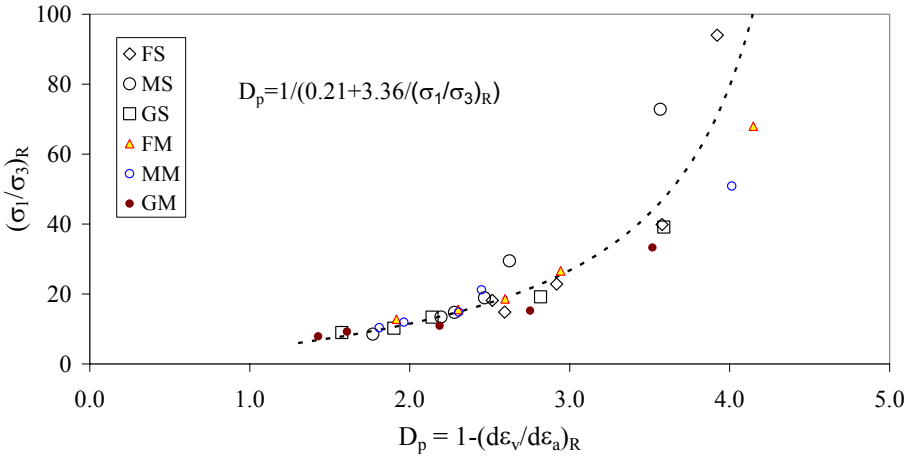


Figura 6.27 – Coeficiente de dilatância na rotura.

Alguns dos valores obtidos do parâmetro de dilatância são relativamente mais elevados do que os obtidos por outros autores que ensaiaram materiais granulares com partículas de grandes dimensões. No entanto, esses resultados foram obtidos para materiais com maiores índices de vazios e (ou) em ensaios com maiores valores da pressão de confinamento (Raymond e Davies, 1978; Indraratna et al., 1998).

Para comparar a deformabilidade dos diversos provetes calculou-se o valor do módulo de deformabilidade secante no intervalo de extensão axial entre 0,10% e 0,25%. Os valores obtidos têm tendência a aumentar com a pressão de confinamento e variam entre cerca de 100 e 500 MPa (Figura 6.28); quando aumenta a pressão de confinamento os valores obtidos nos provetes de balastro mais contaminado são mais baixos que os restantes. A diminuição do índice de contaminação traduz-se por uma maior dependência do módulo de deformabilidade em relação ao valor da pressão de confinamento.

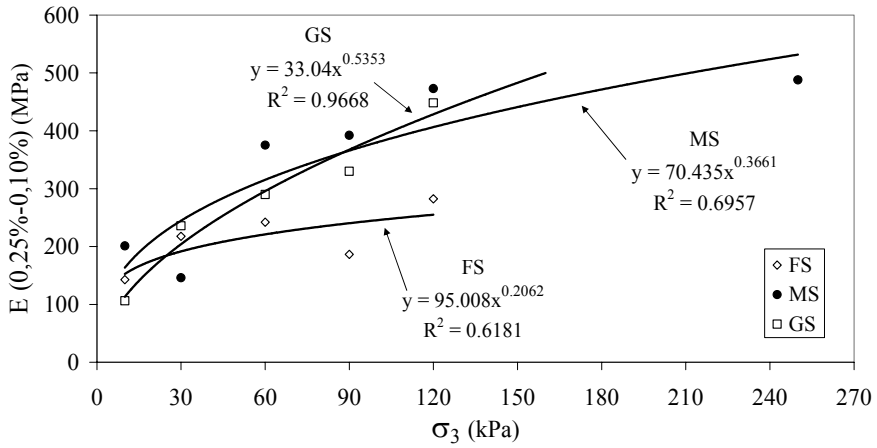


Figura 6.28 – Influência da pressão de confinamento no módulo de deformabilidade secante calculado no intervalo de extensão axial de 0,10% a 0,25%.

Em geral, os distintos comportamentos observados nos provetes de balastro com diferentes índices de contaminação deverão estar associados a: i) distintos estados de compacidade dos provetes com diferentes índices de contaminação; ii) efeito da sucção; iii) efeito da cimentação; iv) distintos valores das forças de atrito que se mobilizam entre as partículas; v) eventual degradação de algumas das partículas devido ao efeito de molhagem.

Quanto maior é a compacidade, menor é a mobilidade das partículas, mais difícil é desfazer o seu embricamento, logo maior é a resistência que o meio particulado oferece ao movimento relativo das partículas; para estados de elevada compacidade esse movimento ocorre associado a uma importante dilatância.

O efeito da sucção, cuja importância aumenta com o índice de contaminação, pode alterar-se significativamente após a rotura, devido à progressiva instalação da pressão atmosférica nos vazios inter-partículas. Este efeito é mais importante nos provetes de granulometria fina.

Atendendo às características dos finos de origem calcária, os fenómenos de cimentação devem ter influência no comportamento mecânico dos materiais; estes fenómenos terão mais importância nos provetes de granulometria fina.

As forças de atrito que se mobilizam entre as partículas dependem, além das tensões aplicadas e das características intrínsecas das partículas, também da forma como o meio particulado está "arrumado"; nos provetes de granulometria grossa haverá maior possibilidade de se desenvolverem forças de atrito entre os fragmentos rochosos; nos outros provetes interpõem-se, provavelmente, partículas finas entre esses fragmentos.

A molhagem do material lubrifica as superfícies de contacto entre as partículas, alterando o coeficiente de atrito, amolece alguns pontos de contacto entre elas e, especialmente para tensões mais elevadas, pode promover o esmagamento e a rotura. Além disso, provoca a redução dos efeitos de sucção do meio particulado de matriz fina.

Uma análise global dos resultados permite concluir que o aumento do índice de contaminação do balastro – o que normalmente está associado a um menor índice de vazios devido à compactação que se desenvolve ao longo do tempo com a passagem dos comboios – traduz-se normalmente por melhores características mecânicas do material, quando ele é solicitado de forma quase-estática. No entanto, essa diferença tende a ser menos importante com o aumento da pressão de confinamento. A molhagem provoca uma diminuição das características mecânicas do balastro contaminado. No entanto, no caso do balastro moderadamente contaminado, para valores correntes da pressão de confinamento, a diminuição da resistência não deverá ultrapassar os 20%.

6.4.4 Influência do estado de compacidade nas características mecânicas do balastro muito contaminado

Na Figura 6.29 apresentam-se as curvas de ensaio relativas aos provetes 10FMe1 e 30FMe1 e também as curvas já anteriormente apresentadas, relativas aos ensaios 10FM e 30FM. Os provetes foram todos construídos com balastro com o maior índice de

contaminação considerado anteriormente. Os valores do índice de vazios inicial foram de 0,15, 0,14, 0,23 e 0,24, nos provetes 10FM, 30FM, 10FMe1 e 30FMe1, respectivamente.

A análise dos resultados permite verificar a grande importância que o índice de vazios tem nos resultados obtidos. A diminuição do índice de vazios de cerca de 0,24 para cerca de 0,15 provoca um aumento da tensão normalizada de rotura de cerca 130% e 120% para valores da tensão de confinamento de 10 e 30 kPa, respectivamente. Aquela variação do índice de vazios provoca um aumento no ângulo de dilatância na rotura, ψ, de 66º para 72º e de 42º para 63º, para valores da tensão de confinamento de 10 e 30 kPa, respectivamente. A extensão volumétrica medida para uma extensão axial de 10% varia de cerca de 11% para 16% e de 5% para 13%, nas condições referidas anteriormente.

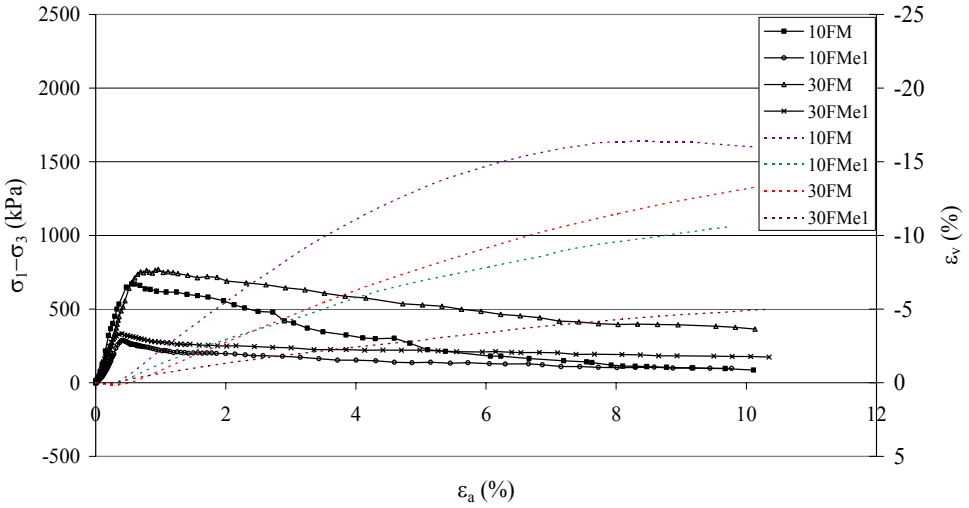


Figura 6.29 – Variação da tensão deviatórica e da extensão volumétrica (curvas a tracejado) com a extensão axial durante os ensaios triaxiais com os provetes 10FM, 30FM, 10FMe1 e 30FMe1.

Estes resultados põem em evidência o grande esforço que se deve fazer para, durante as obras de renovação, preservar a estrutura do balastro contaminado existente na via. Essa preservação permite manter as tensões horizontais induzidas pelo efeito de compactação associado à passagem dos comboios durante muitos anos e evita o aumento do índice de vazios do material.

6.4.5 Resultados dos ensaios de rotura dos provetes de balastro

Neste trabalho pretendeu-se conhecer os parâmetros de rotura do balastro limpo utilizado na Linha do Norte, quando colocado em diversos estados de compacidade e quando sujeito a distintas pressões de confinamento. Para tal, ensaiaram-se na câmara triaxial descrita

anteriormente provetes de balastro com 0,30 m de diâmetro, com granulometria integral, em regime consolidado drenado.

Atendendo a que existem alguns estudos que disponibilizam informação sobre o comportamento de materiais com granulometria semelhante utilizados para o mesmo fim, neste trabalho utilizou-se um procedimento que visou simplificar o estudo laboratorial e que consistiu em ensaiar os provetes até à rotura num regime de carga multifásico. Nesta modalidade a tensão deviatórica para a qual se considera que o provete entrou em rotura é determinada antes desse estado acontecer e o provete é sujeito a sucessivos acréscimos de tensão de confinamento. Este procedimento conduz a resultados relativamente satisfatórios e evita a construção de um provete por cada valor da pressão de confinamento.

O material ensaiado é um balastro granítico que cumpre os requisitos estabelecidos no Quadro 2.1. Os ensaios realizaram-se sobre quatro provetes construídos com diferentes valores do peso volúmico, o qual variou entre 14,82 e 17,66 kN/m^3, correspondendo a uma variação do índice de vazios entre 0,77 e 0,48. No provete com menor peso volúmico o material foi colocado sem compactação; nos outros provetes fez-se variar o tempo de compactação; o provete com maior compacidade foi compactado durante nove minutos. Em geral, os procedimentos utilizados na construção e na compactação dos provetes foram os anteriormente referidos para os provetes de balastro contaminado.

Na Figura 6.30 apresentam-se as envolventes de rotura obtidas nos diversos ensaios. A análise dos resultados permite concluir que, em geral, a resistência aumenta com a compacidade dos provetes.

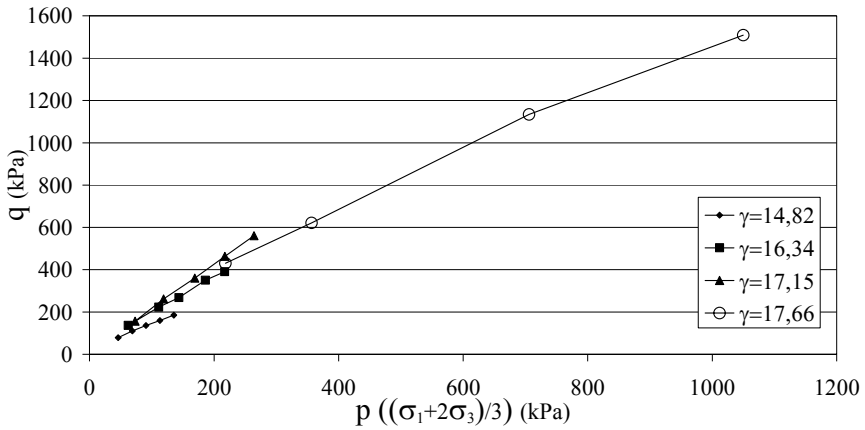


Figura 6.30 – Envolventes de rotura dos provetes de balastro limpo.

O cálculo de ângulo de atrito para cada uma das pressões de confinamento, considerando a envolvente a passar na origem do sistema de referência do diagrama das tensões, permitiu obter os valores apresentados na Figura 6.31.

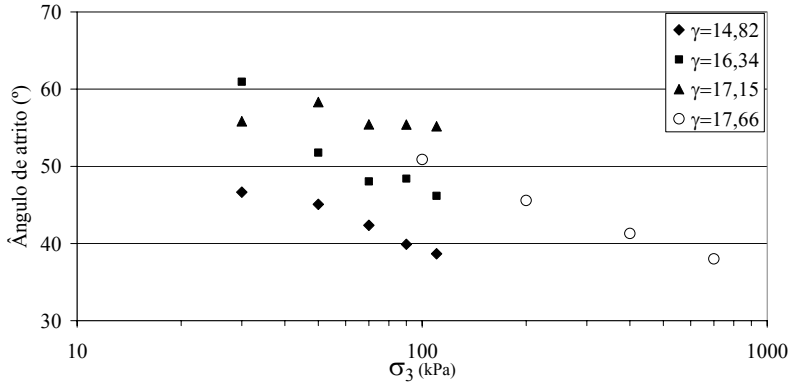


Figura 6.31 – Valores do ângulo de atrito dos provetes de balastro limpo.

Para situações correntes, em que o balastro está relativamente bem compactado, o ângulo de atrito deve ser superior a 45º. Note-se que os valores do ângulo de atrito determinados nestes ensaios simplificados são conservativos, pois o valor considerado como representativo da tensão de rotura é normalmente inferior ao real.

Uma compactação menos eficiente e, consequentemente, um maior índice de vazios podem conduzir a valores relativamente inferiores do ângulo de atrito.

Na prática, os equipamentos pesados de compactação com vibração actualmente utilizados nas grandes operações de intervenção sobre a via tendem a proporcionar estados de compacidade muito elevada. No entanto, durante as operações de conservação e reabilitação de menor importância, muitas vezes não se recorre a este tipo de equipamentos e a camada de balastro não fica devidamente compactada, podendo apresentar elevados índices de vazios. Nas vias de linhas de alta velocidade e naquelas que são utilizadas por veículos com elevadas cargas por eixo esta situação deve ser evitada.

6.5 CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE DOS MATERIAIS GRANULARES – ENSAIOS DE CARGA TRIAXIAL CÍCLICA

6.5.1 Introdução

O estudo do comportamento mecânico, nomeadamente do comportamento reversível e da deformação permanente, do balastro contaminado e dos agregados de origem calcária e

granítica apresentados anteriormente foi também efectuado através de ensaios triaxiais com carga axial e pressão de confinamento cíclicas. Em relação ao balastro contaminado pretendeu-se avaliar a influência do índice de contaminação, da molhagem do material, do estado de tensão e do número de aplicações de carga no seu comportamento. No caso dos agregados este tipo de ensaios teve como objectivo avaliar a influência da litologia dos materiais, da granulometria, do teor em água, da compacidade, do estado de tensão e do número de aplicações de carga nos parâmetros de deformabilidade.

As características de deformabilidade dos materiais em causa devem ser determinadas em provetes de grandes dimensões que permitam utilizar a granulometria integral. De facto, a forma como se propaga uma carga aplicada num meio particulado depende do arranjo estrutural das partículas e da dimensão destas (Kolisoja, 1997). A substituição da curva granulométrica original do material por outra paralela, ou por uma obtida por substituição das fracções mais grossas, de forma a garantir a relação adequada entre o diâmetro máximo das partículas e o diâmetro do provete, pode conduzir a valores significativamente diferentes para os parâmetros de deformabilidade dos materiais (Niekerk et al., 2000).

No entanto, existem poucos equipamentos que permitem ensaiar provetes com partículas de dimensões relativamente elevadas (D_{max}<60 mm); além disso, a maioria desses equipamentos apenas possibilita a aplicação de pressões de confinamento por meio de vácuo, o que condiciona os estudos a pressões inferiores a 100 kPa.

No que se refere à medição das grandezas que interessam para a análise do comportamento dos materiais, nos ensaios triaxiais clássicos essa medição é feita no exterior das câmaras, o que permite apenas obter valores fiáveis de deformações axiais superiores a 10^{-2}. Relativamente às deformações radiais, as quais são medidas a partir da medição da variação do volume, esta precisão é menor.

A vantagem de utilizar equipamentos de medição de deformação local tem sido amplamente discutida na literatura da especialidade (Brown et al., 1980; Jardine et al., 1984; Gomes Correia, 1985; Baldi et al., 1988; Goto et al., 1991; Tatsuoka et al., 1994; Scholey et al., 1995; Viana da Fonseca, 1996; Dawson e Gillett, 1998; Pezo et al., 1998, Tatsuoka et al., 1999b) e é particularmente importante quando se ensaiam provetes constituídos por partículas de grandes dimensões.

A colocação do sistema de medição de deformações directamente sobre o provete, na parte central, tem a vantagem de a medição não ser afectada pela heterogeneidade das

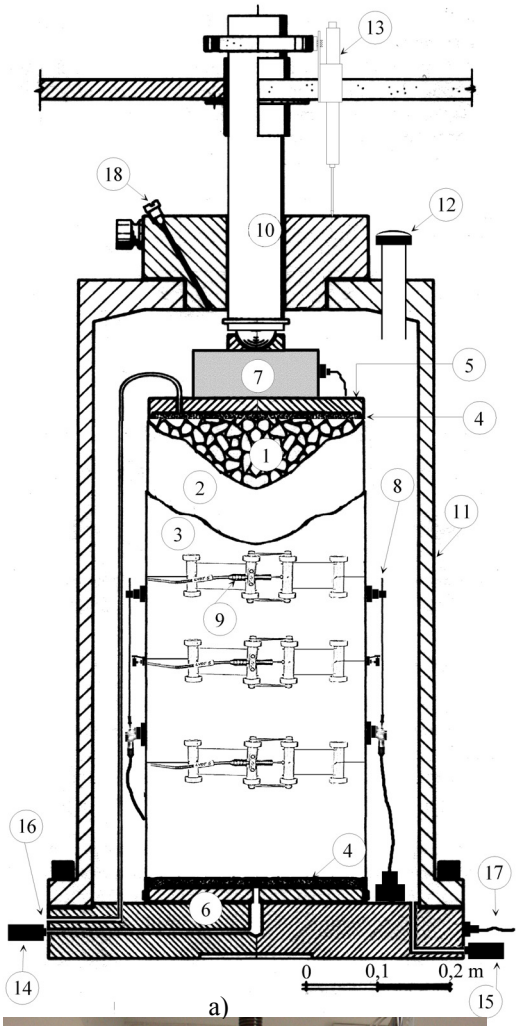
deformações que ocorrem nos extremos do provete e, particularmente, pelo efeito das folgas que podem existir entre o êmbolo de carga e a placa sobre a qual este actua.

Assim, para desenvolver os estudos no âmbito deste trabalho, foi necessário dimensionar e construir diversos equipamentos e conceber ferramentas computacionais específicas. Uma análise de custos e de tempo disponível conduziu à adaptação da câmara de grandes dimensões referida anteriormente.

O equipamento que foi desenvolvido permite a aplicação de cargas cíclicas a provetes cilíndricos de grandes dimensões, em ambas as direcções principais, recorrendo a distintas trajectórias de tensão, incluindo as que se estabelecem com valores da pressão de confinamento superiores a 100 kPa. Os sistemas de medição desenvolvidos permitem a leitura de todas as grandezas no interior da câmara e foram concebidos com os objectivos de: i) medir extensões axiais e radiais com uma resolução de pelo menos 10^{-5} (Galjaard et al., 1996); ii) interferirem o mínimo com o comportamento do material a ensaiar; iii) medirem deformações na parte central do provete; iv) funcionarem de forma adequada para as diferentes trajectórias de tensão aplicadas; v) serem submersíveis e capazes de operar no domínio das pressões de confinamento utilizadas; vi) terem o mínimo de histerese, atendendo ao carácter cíclico das cargas a aplicar.

6.5.2 Descrição do equipamento de ensaio desenvolvido no âmbito da tese

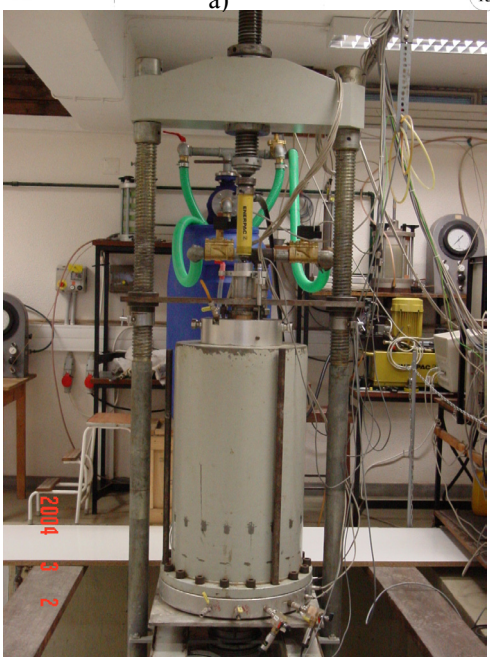
Em termos gerais, o equipamento que permite a realização dos ensaios triaxiais de carga cíclica, desenvolvido no âmbito desta tese com a colaboração do Centro de Instrumentação Científica do LNEC, é constituído por: i) uma câmara triaxial (Figura 6.32); ii) um sistema de aplicação de carga axial (Figura 6.33); iii) um sistema de aplicação de pressão de confinamento; iv) um sistema de comando e controlo da carga axial e da pressão de confinamento; v) transdutores para a medição das diversas grandezas; vi) um sistema condicionador de sinais; vii) um sistema de aquisição e um computador. Este último componente do sistema destina-se a executar uma aplicação informática que: i) implementa protocolos de comunicação para troca de informação com o sistema de comando e controlo e com o sistema de aquisição; ii) efectua o processamento e o armazenamento de dados em disco local; iii) constitui a interface entre o sistema de ensaio e o operador.



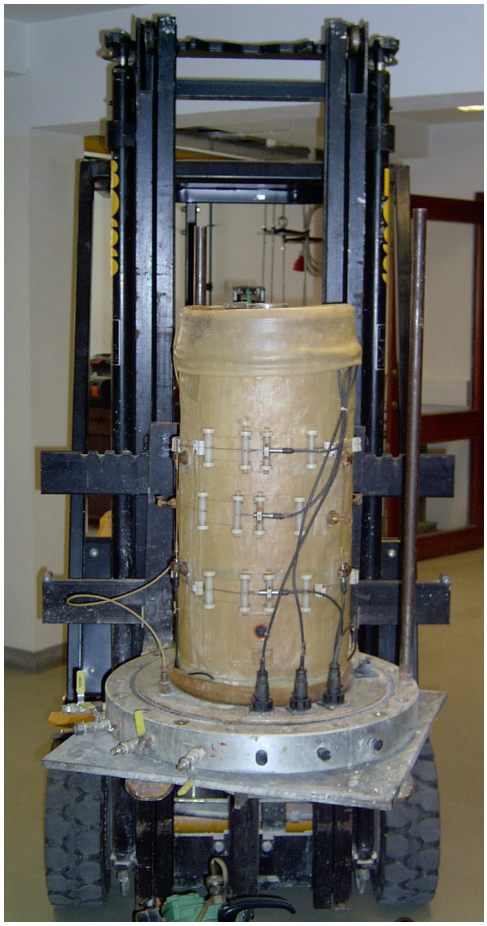
a)

Legenda:

1. Provete
2. Membrana interior
3. Membrana exterior
4. Placa porosa
5. Placa de topo
6. Placa da base
7. Célula de força
8. Transdutor para medição dos deslocamentos axiais
9. Transdutor para medição de deslocamentos radiais
10. Êmbolo de aplicação de força axial
11. Câmara triaxial
12. Pressão de confinamento
13. Transdutor exterior para medição de deslocamentos axiais
14. Célula de pressão neutra
15. Célula de pressão de confinamento
16. Drenagem
17. Fichas de ligação dos transdutores
18. Válvula de purga

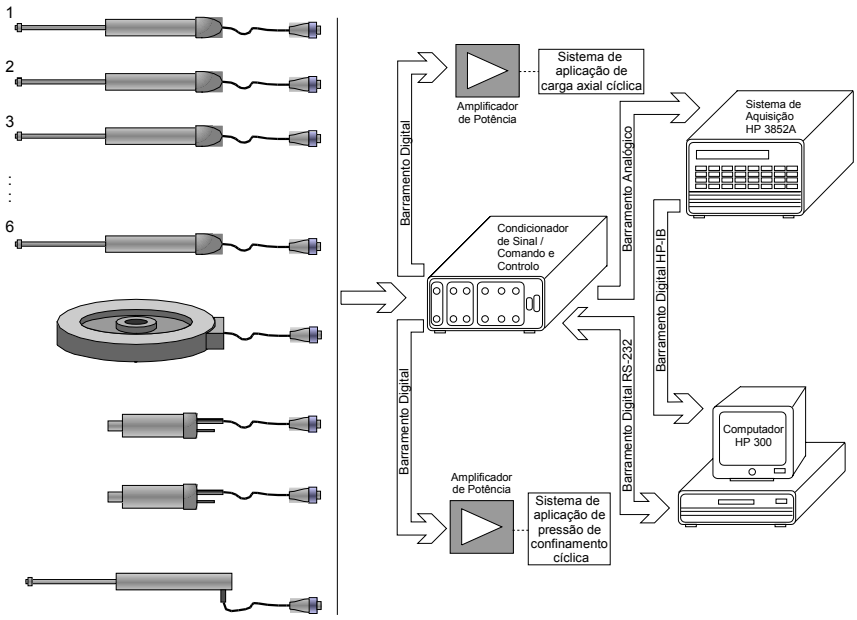


b)

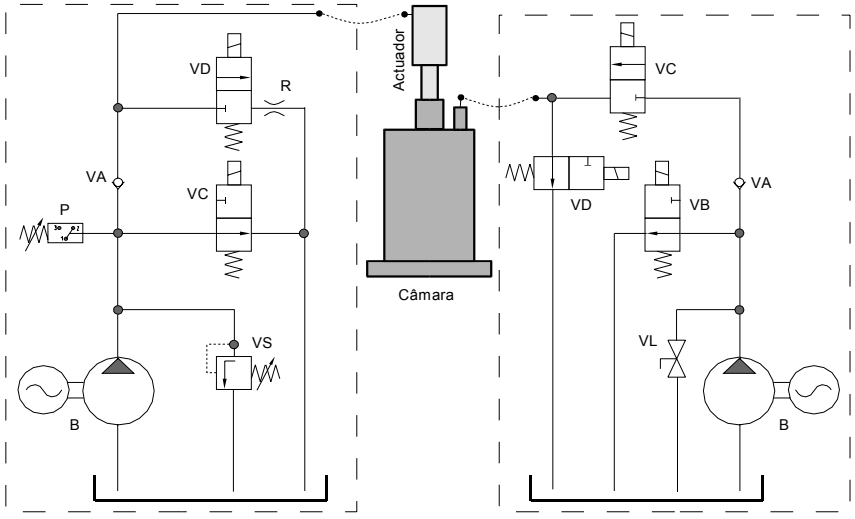


c)

Figura 6.32 – Aspectos dos equipamentos dos ensaios de carga triaxial cíclica: a) corte esquemático da câmara; b) câmara durante um ensaio; c) provete instrumentado.



a)



b)



c)

Figura 6.33 – Aspectos dos equipamentos dos ensaios de carga triaxial cíclica: a) esquema de interligações, ao nível eléctrico, entre os principais sistemas que compõem o equipamento de ensaio; b) diagrama esquemático dos sistemas de aplicação de carga axial e da pressão de confinamento; c) sistemas de comando e controlo, de aquisição e computador.

O sistema de aplicação de carga axial compreende uma bomba hidráulica, caracterizada por fornecer um caudal constante de cerca de 1,52 l/min, duas válvulas hidráulicas do tipo 2/2 (2 vias, duas posições) actuadas por solenóide, comandadas através da aplicação de uma tensão de alimentação de 24 VCC, um pressostato, com regulação manual da pressão limite de segurança, e um actuador com uma capacidade de força de 100 kN; uma das válvulas hidráulicas, denominada de válvula de carga, é do tipo normalmente fechada (NF) e a outra, denominada de válvula de descarga, é do tipo normalmente aberta (NA).

Relativamente ao sistema de aplicação de pressão de confinamento, este é constituído por uma bomba de água, com uma capacidade máxima de 400 kPa, uma válvula de esfera, de comando manual, para limitação da pressão máxima no circuito, e três válvulas de diafragma com pilotagem interna comandada por solenóide, através da aplicação de uma tensão de alimentação de 24 VCA, sendo duas delas do tipo NA e denominadas de válvula de *bypass* e válvula de descarga, e a restante, denominada de válvula de carga, do tipo NF.

Para medição das diversas grandezas são utilizados os seguintes tipos de transdutores:

i) uma célula de força, fixada na placa de topo (interior da câmara triaxial), para medição da força de compressão axial aplicada no provete (Figura 6.34); esta célula de força caracteriza-se por possuir um campo de medição de 100 kN, uma sensibilidade nominal de 3mV/V no fim de escala, um erro nominal de não linearidade de ±0,1% do fim de escala e baixa sensibilidade ao efeito de variação da temperatura;

ii) duas células de pressão, para medição da pressão de confinamento e da tensão neutra, com um campo de medição de 1000 kPa, sensibilidade de 10 mV/V no fim de escala e erro de não linearidade inferior a ±0,05% do fim de escala; as células de pressão são montadas em tomadas de pressão situadas na base da câmara triaxial;

iii) três transdutores de deslocamento, do tipo *LVDT* (*Linear Variable Differential Transformer*), para medição da deformação axial do provete; estes transdutores suportam pressões até 3,5 MPa, possuem um campo de medição de ±2,5 mm, um erro de não linearidade inferior a ±0,1% do fim de escala e uma sensibilidade nominal de 0,19 V/V no fim de escala; além disso, pelo facto de serem do tipo CA-CA (CA – corrente alternada), apresentam pequenas dimensões e baixo peso, quando comparados com outro tipo de transdutores com especificações idênticas, o que facilita a sua montagem no interior da câmara triaxial; os transdutores são colocados

alinhados com o eixo do provete, afastados entre si perimetralmente de 120º, e cada um é apoiado em dois dispositivos de fixação afastados de 20 cm e colocados a 1/3 e 2/3 da altura do provete (Figura 6.35a); os dispositivos de fixação são aparafusados em buchas que são previamente colocadas no interior do provete; para proceder a essa colocação é necessário realizar furos no provete através do molde de compactação antes de este ser retirado;

iv) três transdutores de deslocamento, do tipo *LVDT*, semelhantes aos referidos em iii), para medição da variação do perímetro, a partir da qual é calculada a deformação radial; os transdutores são montados entre as extremidades de um fio que envolve o provete e que é mantido sob tensão por duas molas helicoidais (Figura 6.35b); os fios dos transdutores, colocados a 15 cm e a 45 cm de altura do provete, deslizam sobre apoios de PVC colados à membrana e revestidos a *teflon*; o fio do transdutor colocado a 30 cm de altura do provete desliza sobre roldanas, que são apoiadas em dispositivos de fixação (Figura 6.35c e Figura 6.35d); estes dispositivos são colocados da mesma forma do que os referidos anteriormente; a utilização de três dispositivos de leitura de deformação radial, em planos distintos e apoiados de duas formas distintas, teve como objectivo tornar redundante o sistema, para obviar a situações anómalas e avaliar a melhor forma de obter a extensão radial;

v) um transdutor de deslocamento, do tipo extensométrico, para medição da deformação axial do provete; possui um campo de medição de cerca de 50 mm, erro de não linearidade inferior a ±0,1% do fim de escala e uma sensibilidade nominal de 3,6 mV/V no fim de escala; este transdutor é montado no exterior da câmara triaxial e mede o deslocamento do êmbolo do actuador relativamente ao topo da câmara triaxial.

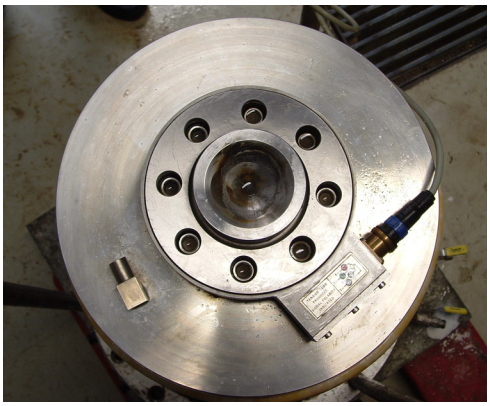
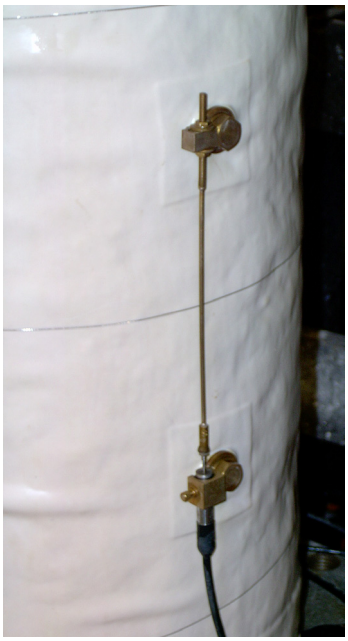
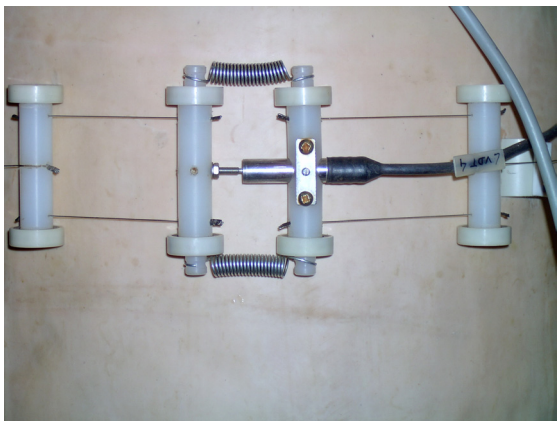


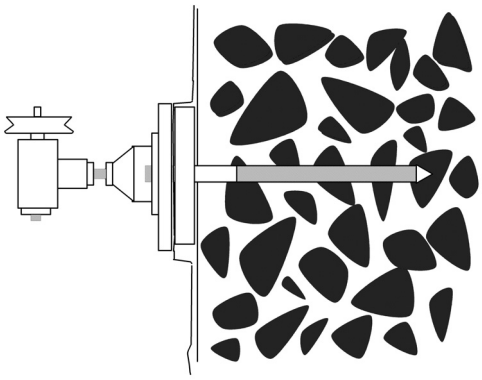
Figura 6.34 – Aspecto da célula de força colocada no topo do provete.



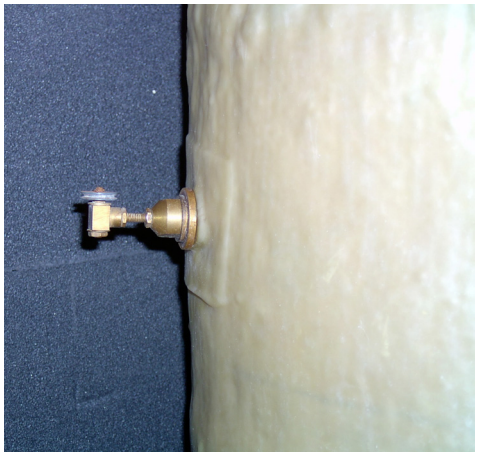
a)



b)



c)



d)

Figura 6.35 – Aspectos dos transdutores: a) transdutor de medição de deslocamentos axiais colocado no provete; b) transdutor de medição de deslocamentos radiais colocado no provete; c) esquema de apoio do transdutor de medição de deslocamentos radiais; d) apoio do transdutor central de medição de deslocamentos radiais colocado no provete.

O sistema condicionador de sinais gera o sinal de excitação, adequado a cada tipo de transdutor, e implementa as funções de desmodulação, filtragem e amplificação do sinal de retorno, o qual será, posteriormente, digitalizado pelo sistema de aquisição. O sistema condicionador de sinais, de arquitectura modular, contém uma fonte de alimentação, quatro módulos para transdutores do tipo extensométrico, seis módulos para transdutores do tipo *LVDT* e uma interface de comunicação, partilhada, do tipo RS-232C, para comunicação com o computador. Cada um dos módulos possui um andar amplificador, com ganho programável, configurável localmente, através de interruptores, ou remotamente, através do computador; para a implementação desta funcionalidade, cada um dos módulos possui

uma identificação única, onde constam, para além de outras informações, o endereço, o tipo de transdutor a que se destina e o número de série. O valor de ganho configurado é armazenado em memória local não volátil, o que significa que pode ser consultado em qualquer momento.

O sistema de comando e controlo, tal como o nome sugere, centraliza as funções de comando e controlo das válvulas pertencentes aos sistemas de aplicação da carga axial e da pressão de confinamento, de forma a aplicar, simultaneamente e em fase, cargas axiais e pressões de confinamento de forma cíclica. Este sistema é constituído por uma unidade central que se encontra alojada na mesma caixa de aparelhagem do condicionador de sinal, que implementa as funções de controlo, e por duas unidades amplificadoras de potência, também conhecidas por *drivers* (alojadas no armário de potência da bomba hidráulica), destinadas a cada um dos conjuntos de válvulas. A unidade amplificadora de potência comporta-se de forma transparente, fazendo chegar a cada uma das válvulas o respectivo sinal de comando, enviado pela unidade central, depois de convertido para os níveis adequados de tensão e de corrente. A configuração dos parâmetros relativos à carga axial e à pressão de confinamento faz-se de forma independente, através do computador, e consiste, basicamente, em definir o número de ciclos pretendido, os tempos relativos aos patamares de carga e de descarga, os valores máximos e mínimos de pressão de confinamento e de carga axial, relativos aos patamares de carga e descarga, respectivamente; a comunicação com o computador processa-se por meio da interface RS-232C, descrita anteriormente, e todos os parâmetros são armazenados em memória local, não volátil. O princípio de funcionamento da unidade de controlo baseia-se na comparação dos valores de tensão gerados pela célula de força e pela célula de pressão de confinamento, depois de filtrados e amplificados pelos respectivos módulos de condicionamento de sinal (descritos anteriormente), com os respectivos valores obtidos da configuração (valores de referência). A fase de arranque do ensaio, à ordem do operador e por intermédio do computador, é sempre precedida por um conjunto de testes que visam assegurar a execução do ensaio de forma segura para o provete e para o sistema de ensaio, impedindo a sua realização em caso de falha; no decorrer do ensaio também são realizados alguns testes de segurança, como por exemplo o correcto funcionamento dos transdutores.

Relativamente ao sistema de aquisição, este é da marca *Hewlett-Packard*, modelo HP3852A, tipo modular, equipado com um módulo selector de 20 canais, do tipo *FET*, referência HP44709A, e um voltímetro do tipo integrador, referência HP44701A, com

resolução máxima de 6½ dígitos. O sistema de aquisição é configurado, por intermédio do computador, para adquirir os sinais relativos aos canais pretendidos, no modo de corrente contínua, com tensões compreendidas entre ±3V, resolução de 5½ dígitos e frequência de aquisição ajustada para cerca de 20 leituras por ciclo. A transferência de dados para o computador é realizada por intermédio da interface *HP-IB* (*Hewlett-Packard Interface Bus*).

A aplicação informática é executada por um computador *Hewlett-Packard* série 300 e foi desenvolvida em linguagem *HPBasic*, que possibilita uma interface simples e agradável para o operador, através de um ambiente de janelas. A aplicação oferece um vasto conjunto de facilidades de que se destacam: i) a possibilidade de seleccionar os parâmetros de ensaio automaticamente (valores de defeito) ou por escolha do operador; ii) a comunicação com o condicionador de sinais e sistema de comando e controlo, para configuração-leitura dos parâmetros de ensaio; iii) a comunicação com o sistema de aquisição para a configuração e importação dos dados resultantes da aquisição; iv) o processamento de dados; v) a visualização gráfica e numérica do decorrer do ensaio, em tempo real; vi) o armazenamento de dados em ficheiro. O ficheiro de dados, em formato ASCII, encontra-se formatado de modo a poder ser facilmente lido por outras aplicações, nomeadamente as do tipo folha de cálculo.

O número de ciclos e o respectivo número de ordem, em que se faz a gravação dos dados, é escolhido pelo operador. No caso dos ensaios que envolvem muitos ciclos de carga (tipicamente o condicionamento cíclico dos provetes para o estudo do comportamento reversível ou ensaios de deformação permanente) o armazenamento integral dos dados resultantes da aquisição daria origem a ficheiros de dimensão muito elevada, o que dificultaria a transferência e o processamento dos dados, sem se obter mais valias significativas; assim, além de se poderem gravar os dados relativos aos ciclos de ordem indicada pelo operador, face às características do ensaio, em que as maiores deformações ocorrem no início e diminuem ao longo do tempo, optou-se pela implementação de um algoritmo que consiste em armazenar somente conjuntos de ciclos (amostras), de dimensão seleccionada pelo operador, distanciados entre si por intervalos de tempo que obedecem a uma função logarítmica; a identificação do primeiro ciclo de cada amostra é dada por:

$$n = INT\left(10^{\frac{\log(n^{o}\,total\,de\,ciclos)}{n^{o}\,de\,amostras}\cdot k} \right) \qquad \text{em que} \qquad 1 \le k \le n^{o}\,amostras \qquad \text{Eq. 6.7}$$

No início do ensaio, atendendo à sobreposição das amostras, obtém-se uma amostra de dimensão superior ao pretendido; por exemplo, num ensaio com um total de 20000 ciclos, número de amostras igual a 100 e a dimensão de cada uma das amostras igual a 10, a primeira amostra começa no ciclo 1 e termina no ciclo 114, a segunda começa no ciclo 116 e termina no ciclo 125 e assim sucessivamente.

Os ensaios foram conduzidos com uma frequência de aplicação de cargas de 0,25 Hz; os patamares de carga e de repouso duraram cerca de 1 e 3 segundos, respectivamente.

6.5.3 Considerações sobre aspectos relevantes para a realização dos ensaios

Os estudos realizados para avaliar a variação da deformação radial ao longo da altura do provete, durante os quais se colocaram os transdutores de medição da deformação radial sucessivamente em diversas posições relativamente ao desenvolvimento longitudinal do mesmo, permitiram concluir que aquela grandeza devia ser medida na zona central. A deformação radial obtida pelos transdutores afastados do centro era relativamente inferior à que era medida na zona central.

A comparação dos valores da deformação radial obtidos pelos três transdutores permitiu concluir que, para pressões de confinamento muito elevadas, a deformação da membrana e a sua penetração no provete influenciam a medição da deformação radial feita pelos transdutores apoiados sobre a membrana; nestas circunstâncias, a diferença entre os valores obtidos por estes transdutores e os obtidos pelo transdutor cujo sistema de apoio está fixo no interior do provete pode ser superior a 20%. Em algumas situações verificou-se mesmo a leitura de valores completamente anómalos, relativamente aos registados pelo transdutor colocado na zona central. Para pressões de confinamento relativamente baixas e valores de tensão deviatórica elevados, os valores da extensão radial medidos por ambos os sistemas são semelhantes.

Atendendo ao princípio de funcionamento dos transdutores de medição da deformação axial, foi necessário evitar grandes deformações de modo a precaver a sua destruição. Assim, nos provetes que foram levados à rotura no fim dos ensaios de determinação dos parâmetros de deformabilidade, houve necessidade de retirar previamente os transdutores internos.

Nos ensaios realizados no âmbito destes estudos foi sistematicamente utilizado também um transdutor de deslocamentos axiais colocado no exterior da câmara, com o objectivo de

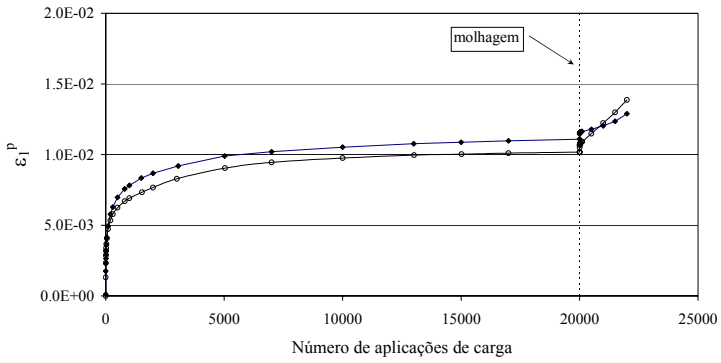
comparar os valores da deformação axial por ele obtidos, com os obtidos pelos transdutores colocados no provete. Da análise dos resultados concluiu-se que, por vezes, a extensão axial calculada com base nos registos do transdutor exterior excedia em muito aquela calculada através dos valores obtidos nos transdutores interiores. Na avaliação da deformação permanente a primeira chegou a atingir valores cerca de 40% superiores à segunda. Na determinação da deformação reversível chegou a ser três vezes superior.

Na primeira fase de desenvolvimento do equipamento, a medição da força axial era feita no exterior por uma célula acoplada ao macaco de aplicação de carga. A suspeita de que as perdas de força por atrito entre o êmbolo e o guiamento deste, no topo da câmara, podiam ser importantes, levaram à colocação de uma célula de força no topo do provete e à realização de testes que permitiram comparar ambas as soluções. Os resultados mostraram que essas perdas podiam ser da ordem de 5%. Assim, a medição da força aplicada ao provete passou a ser feita por uma célula colocada no interior da câmara, no topo do provete, como se referiu anteriormente.

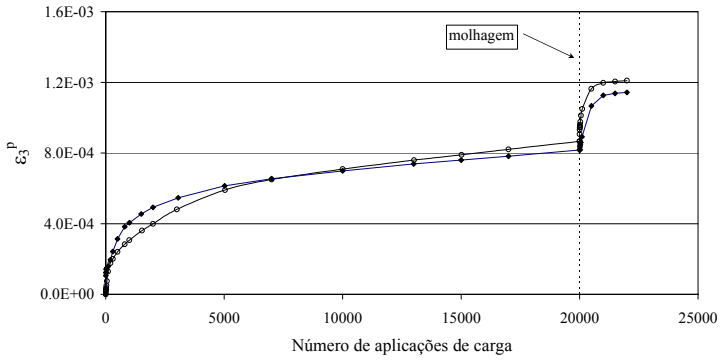
Nos primeiros ensaios realizados, em particular com pressões de confinamento relativamente elevadas, as membranas que envolviam os provetes eram sistematicamente perfuradas pelas partículas com arestas mais vivas, ou rompiam após plastificação devido à penetração em orifícios que existiam na face dos provetes. Fizeram-se diversos estudos com o objectivo de fabricar membranas de borracha suficientemente resistentes e que não condicionassem os resultados dos ensaios. Estabeleceu-se um procedimento que permitiu fabricar membranas de 0,6 mm de espessura, que normalmente resistiram durante todo o ensaio. A membrana utilizada no molde metálico para envolver o provete durante a compactação ficava, em regra, relativamente danificada e era sujeita a uma reparação genérica, sem preocupações de assegurar a estanquidade. Posteriormente era colocada sobre essa uma membrana nova, semelhante, que assegurava a estanquidade.

Para testar a repetibilidade dos processos de construção e de ensaio dos provetes, antes do início do programa de ensaios estabelecido, construíram-se dois provetes de material granítico em condições semelhantes, os quais foram ensaiados com teor em água 2% inferior ao valor óptimo. Aplicaram-se 20000 ciclos de carga, durante os quais se mediram, localmente, as deformações axial e radial. Posteriormente molharam-se os provetes (fazendo passar água no seu interior) e aplicaram-se 2000 ciclos de carga. Na Figura 6.36 apresentam-se as extensões axial e radial permanentes acumuladas durante o ensaio. A

comparação dos valores apresentados permite verificar que os resultados obtidos foram semelhantes, de onde se conclui que a repetibilidade do processo é relativamente boa.



a)



b)

Figura 6.36 – Extensões permanentes medidas em dois provetes de teste: a) extensão axial; b) extensão radial.

6.5.4 Estudos preliminares para estabelecimento das características de estado dos agregados de granulometria extensa

Neste trabalho deu-se particular ênfase à influência do estado hídrico no comportamento dos materiais. Correntemente, a sensibilidade dos materiais à água é estudada através da realização de ensaios que pretendem avaliar a quantidade e a qualidade dos finos (análise granulométrica; limites de Atterberg; equivalente de areia; azul de metileno). Os resultados destes ensaios são importantes, mas não são traduzíveis directamente na avaliação do comportamento estrutural das camadas da subestrutura. Na verdade, a melhor forma de caracterizar a sensibilidade dos materiais à água é através da realização de ensaios de determinação das propriedades mecânicas, sobre amostras com diferentes teores em água, representativos das condições que ocorrem "in situ". Este procedimento permite obter parâmetros que podem ser considerados nos modelos de cálculo.

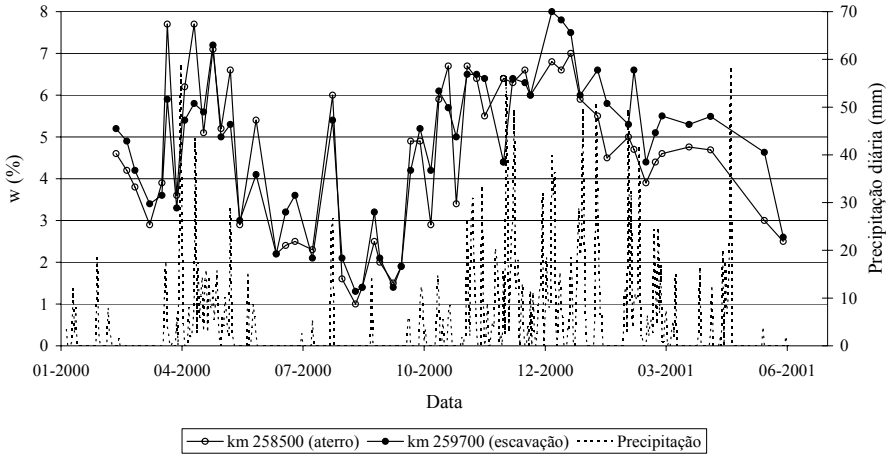
No caso das camadas de apoio de pavimentos rodoviários, se o nível freático se encontra suficientemente profundo e o pavimento é de boa qualidade, normalmente a variação do teor em água ao longo do ano é pouco significativa. Ao contrário do que acontece nos pavimentos, não parece razoável admitir que nas vias férreas o teor em água dos materiais das camadas de apoio tendam a estabilizar no tempo, assumindo um valor de equilíbrio (Branco e Gomes Correia, 1990). Neste caso, pelo facto de as camadas de apoio ficarem expostas às águas que afluem à sua superfície, o teor em água dos materiais além de ser influenciado pelas suas características – as quais, no caso dos pavimentos podem permitir estabelecer limites mínimos e máximos de equilíbrio (Gomes Correia, 1996; Hall e Rao, 1999) – depende de forma importante dos factores externos. Diversos estudos realizados com o objectivo de conhecer a variação anual do grau de saturação dos materiais que constituem o sub-balastro e a fundação da via concluíram que, em função da estação do ano, aquela grandeza podia variar muito nos materiais da camada de sub-balastro (por exemplo entre 30% e 70%), apresentando uma variação mais modesta na fundação (por exemplo entre 80% e 100%), constituída por siltes ou argilas (ORE, 1979b; ORE, 1982b).

Durante a execução deste trabalho procedeu-se à monitorização de camadas de sub-balastro construídas com agregados graníticos e calcários, durante as obras de renovação da Linha do Norte. Na Figura 6.37 e na Figura 6.38 apresentam-se os valores do teor em água medidos em camadas de sub-balastro de agregado granítico e calcário, respectivamente, e a média dos valores da pluviosidade diária nas estações meteorológicas próximas dos locais em análise. Os valores apresentados na Figura 6.37a foram obtidos através da secagem em estufa de material recolhido no passeio de via, a 0,10 m de profundidade, em locais sucessivamente afastados de 1,0 m na direcção longitudinal, num perfil em escavação e num perfil em aterro. Os valores apresentados na Figura 6.37b e na Figura 6.38 foram medidos com a sonda nuclear, a uma profundidade de 0,10 m, sempre no mesmo local, em perfis de escavação e em perfis de aterro, conforme indicado nas figuras.

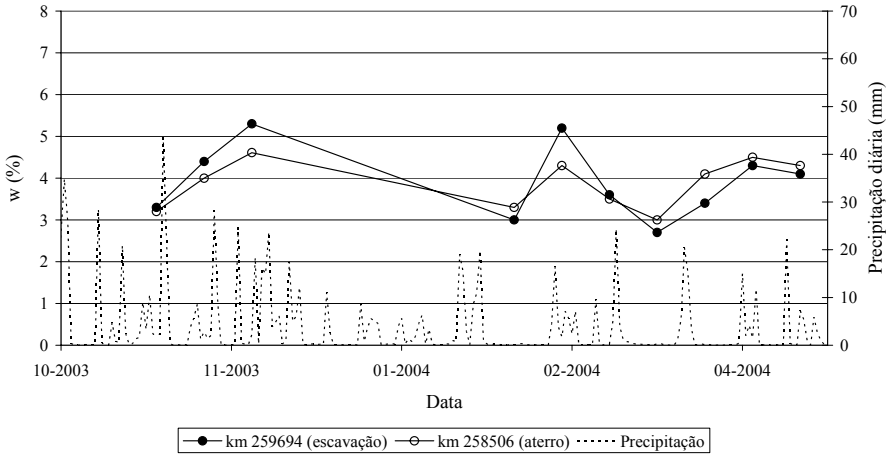
Na camada de agregado granítico com 0,15 m de espessura, o teor em água variou entre cerca de 1% (Agosto de 2000) e 8% (Janeiro de 2001). As variações no perfil em escavação são semelhantes às observadas no perfil em aterro. No Inverno de 2003 e na Primavera de 2004, a variação do teor em água foi relativamente mais pequena, provavelmente devido à ocorrência de menor precipitação do que nos anos anteriores.

A análise dos resultados obtidos no agregado calcário permite concluir que os valores do teor em água foram de cerca de 5% a 7% no final do Outono de 2003 e de cerca de 1% a 2% no Verão de 2004. O local onde foi determinada uma menor compactação relativa (km 141245), cerca de 92% do máximo do ensaio de referência, foi onde o aumento do teor em água durante a época de chuva foi maior. De facto, neste caso, o teor em água passou de cerca 4% para 7,5%, enquanto nos outros casos, em que a compactação relativa era de cerca de 96%, o teor em água aumentou de 4% para 6%. Nesta camada, em cada campanha, foram medidos os valores do teor em água a várias profundidades até um máximo de 0,35 m, tendo-se concluído que a variação não foi significativa; no entanto, verificou-se a tendência para aquela grandeza diminuir em profundidade.

Em face dos resultados obtidos, conclui-se que a variação do teor em água dos agregados das camadas de apoio pode ser tal que o grau de saturação varie entre próximo de zero e próximo de 100%.



a)



b)

Figura 6.37 – Variação do teor em água ao longo do ano da camada de sub-balastro construída com agregado granítico: a) anos de 2000 e 2001; b) anos de 2003 e 2004.

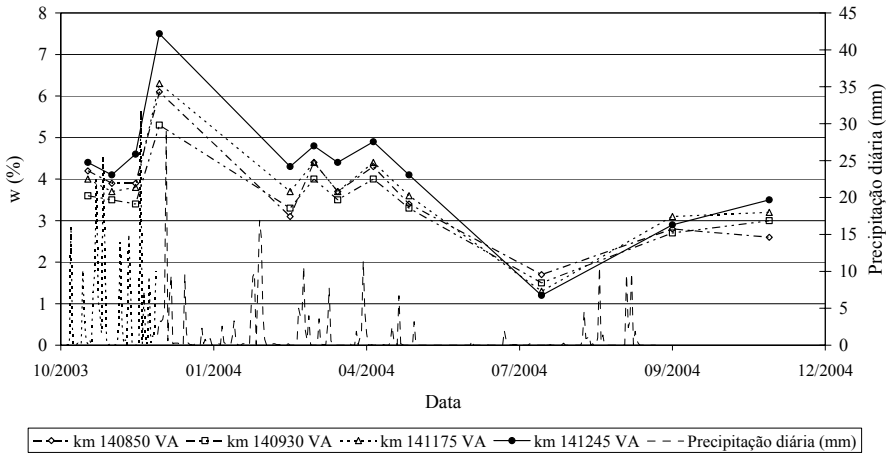


Figura 6.38 – Variação do teor em água ao longo do ano da camada de sub-balastro construída com agregado calcário.

6.5.5 Características dos provetes para o estudo do comportamento reversível

Apesar de se ter identificado a dependência relativamente ao estado de compacidade dos parâmetros relacionados com o comportamento reversível dos materiais, neste estudo considerou-se prioritário dar especial relevo à influência do teor em água naqueles parâmetros.

No que se refere ao balastro contaminado verificou-se que o seu estado de compacidade "in situ" é normalmente muito elevado e, portanto, considerou-se que teria menos interesse estudar o comportamento do material para estados de baixa compacidade.

Relativamente aos agregados considerou-se também mais interessante dar relevo à variação do teor em água do material porque: i) ao contrário do que acontece nas camadas de apoio da subestrutura rodoviária, as camadas de sub-balastro e de leito da via férrea ficam sujeitas a grandes variações do teor em água ao longo do ano, como se concluiu em 6.5.4; ii) se admite que com os equipamentos de compactação que existem actualmente nas obras é relativamente fácil atingir estados de elevada compacidade; iii) atendendo aos métodos utilizados, os estudos que foram desenvolvidos necessitaram de avultados recursos e decorreram num intervalo de tempo relativamente grande, obrigando a concentrar esforços em aspectos específicos.

Os procedimentos utilizados na construção dos provetes de balastro contaminado, de agregado granítico e de agregado calcário, com 0,30 m de diâmetro e de 0,60 m de altura, foram os referidos em 6.4.

Os provetes de balastro contaminado com distintos índices de contaminação, construídos com as granulometrias apresentadas na Figura 6.16, foram compactados com o objectivo de se obter a máxima compacidade.

No final dos ensaios procedeu-se à determinação do coeficiente de permeabilidade, aplicando aos provetes uma pressão de confinamento de 30 kPa e uma carga hidráulica correspondente a 10 kPa.

No Quadro 6.9 apresenta-se a designação dos provetes, o índice de vazios e o coeficiente de permeabilidade medido no fim dos ensaios triaxiais.

Os valores do índice de vazios são semelhantes aos que tinham sido obtidos nos provetes utilizados nos estudos apresentados em 6.4. Os valores obtidos para o coeficiente de permeabilidade variaram de forma significativa com a granulometria dos provetes.

Antes da realização dos ensaios, os provetes foram secos em estufa a uma temperatura de cerca de 40ºC, durante o tempo necessário para que o teor em água fosse de cerca de 1%.

Quadro 6.9 –Características dos provetes de balastro contaminado

Material	Provete	Índice de contaminação (%)	e	k (m/s)
Balastro contaminado	BCGF	46	0,14	$7,6\times10^{-9}$
	BCGM	30	0,25	$9,3\times10^{-7}$
	BCGG	13	0,32	$3,5\times10^{-6}$

Na sua maioria, os provetes de agregado granítico e de agregado calcário foram construídos com a granulometria que tinha sido apresentada em 6.3, granulometria essa que agora se designa por C38 no caso do calcário e por G38 no caso do granito. Além disso, construíram-se também dois provetes, um de agregado granítico e outro de agregado calcário, com uma granulometria em que a dimensão máxima das partículas era de 19 mm, os quais se designaram por G19 e C19, respectivamente (Figura 6.39).

Os ensaios de compactação por vibração em molde grande, realizados sobre ambos os materiais com granulometria G19 e C19, conduziram aos valores de referência do peso volúmico seco máximo de 21,9 e 22,7 kN/m^3, respectivamente, para os materiais graníticos e calcários; o teor em água óptimo foi de 5,8%, em ambos os casos.

Na generalidade dos provetes pretendeu-se obter a compactação relativa de 100%, com base nos ensaios de referência mencionados em 6.3 e nos valores agora indicados para as

granulometrias C19 e G19. No entanto, construíram-se também dois provetes, um de agregado calcário e outro de agregado granítico com um grau de compactação de 95%.

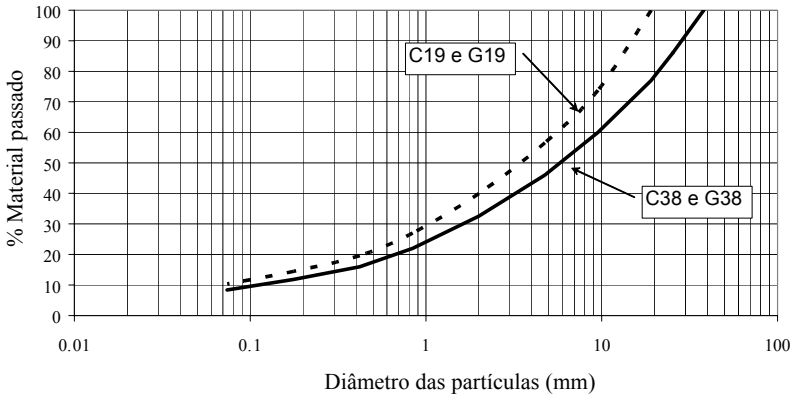


Figura 6.39 – Curvas granulométricas dos agregados de granulometria extensa ensaiados.

Após a compactação, os provetes de agregado que seriam ensaiados com o teor em água próximo do óptimo ficaram três dias em repouso antes de serem ensaiados, tendo sido tomadas providências para que não perdessem água. Os provetes que se pretendia ensaiar com valores do teor em água inferiores aos que foram utilizados na sua construção foram secos em estufa após terem estado também três dias em repouso.

No Quadro 6.10 apresenta-se a designação dos provetes, a sua compactação relativa, a diferença em relação ao valor óptimo do teor em água durante a primeira fase de ensaio e o teor em água e o coeficiente de permeabilidade após a molhagem dos materiais (ver 6.5.6). Os provetes foram designados pela litologia do material que os compõem (Calcário – C ou Granito – G), pela dimensão máxima das partículas (38 ou 19) e pelo teor em água com que foram ensaiados.

Os valores do coeficiente de permeabilidade obtidos nos diversos provetes são relativamente parecidos entre si e próximos de 10^{-6} m/s, que era o valor considerado adequado, como se referiu anteriormente. Os provetes com compacidade relativa mais baixa apresentaram coeficientes ligeiramente superiores.

6.5.6 Procedimento de ensaio

O estudo do comportamento relativamente à acção de cargas repetidas do balastro contaminado e dos agregados de granulometria extensa de origem calcária e granítica utilizados na subestrutura da via, foi realizado tendo em consideração as trajectórias de

tensão recomendadas pela pré-norma europeia CEN prEN 13286-7 (2000) e as recomendadas pela NF P 98-235-1.

Quadro 6.10 – Características dos provetes de agregados

Material	Provete	C_r (%)	w_{ensaio}-w_{opt} (%)	w_f (%)	k (m/s)
Agregado Calcário	C38-5,2	100	0,0	4,9	$3,3\times10^{-7}$
	C38-2,8	99	-2,4	5,2	$1,0\times10^{-6}$
	C38-3,2	95	-2,0	4,9	$6,0\times10^{-6}$
	C38-1,2	101	-4,0	4,7	$1,9\times10^{-6}$
	C19-5,8	99	0,0	5,5	$5,2\times10^{-6}$
Agregado Granítico	G38-1,5	101	-3,8	5,5	$1,0\times10^{-7}$
	G38-2,3	95	-3,0	4,6	$9,4\times10^{-6}$
	G38-4,3	101	-1,0	5,1	$4,1\times10^{-6}$
	G38-3,3	99	-2,0	4,7	$6,2\times10^{-6}$
	G19-4,8	100	-1,0	5,6	$6,7\times10^{-6}$

C_r – compactação relativa ao ensaio tomado como referência;
k – coeficiente de permeabilidade;
w_{ensaio}-w_{opt} – diferença entre o teor em água de ensaio e o valor óptimo do ensaio de referência;
w_f – teor em água no final do ensaio, após a molhagem.

O estudo do comportamento reversível dos provetes durante a primeira fase de ensaio desenvolveu-se em duas etapas: i) condicionamento cíclico dos provetes, durante 20000 ciclos de carga, com um nível de tensão elevado (tensão de confinamento cíclica a variar entre 0 e 100 kPa; tensão deviatórica cíclica a variar entre 0 e 600 kPa), de forma a permitir a estabilização das deformações permanentes e a atingir um comportamento quase-elástico do material; com este procedimento é suposto impor-se uma deformação que represente aquela a que o material é sujeito em obra durante a fase de construção; ii) estudo do comportamento reversível após o condicionamento, compreendendo a aplicação das 18 trajectórias de tensão apresentadas no Quadro 6.11, variando *q/p* entre 0 e 2,5; cada carregamento foi aplicado durante 100 ciclos e as extensões reversíveis foram determinadas fazendo a média da extensão reversível dos últimos 10 ciclos; em cada ciclo as pressões aplicadas exteriormente anulam-se.

Após as etapas descritas, procedeu-se à segunda fase de ensaio. Os provetes foram molhados, fazendo passar água abundantemente no seu interior e procedeu-se à determinação do coeficiente de permeabilidade, aplicando aos provetes uma pressão de confinamento de 30 kPa e uma carga hidráulica correspondente a 10 kPa. Depois de se interromper a passagem de água no interior dos provetes, estes ficaram a drenar livremente

durante duas horas; iniciou-se então a aplicação de 2000 ciclos de carga, em condições semelhantes às utilizadas no condicionamento dos provetes na primeira fase. Após estes ciclos de carga, procedeu-se à determinação do comportamento reversível, de forma semelhante ao que aconteceu na primeira fase. No final do ensaio determinou-se o teor em água dos materiais (ver Quadro 6.10).

Quadro 6.11 – Trajectórias de tensão

	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3	B4	D1	D2	D3	D4	E1	E2	E3	F1	F2	F3
	q/p=0,0				q/p=0,5				q/p=1,5				q/p=2,0			q/p=2,5		
σ_3 (kPa)	50	100	175	250	50	100	175	250	50	100	150	200	30	60	100	10	15	20
q (kPa)	0	0	0	0	30	60	105	150	150	300	450	600	180	360	600	150	225	300

As trajectórias aplicadas, que se admite poderem, genericamente, representar os valores normalmente observados nas camadas de apoio das vias férreas (Raymond e Bathurst, 1994), constituem solicitações relativamente compatíveis com a capacidade resistente dos materiais, não causando danos aparentes nos provetes (Figura 6.40).



a) b)

Figura 6.40 – Aspecto dos provetes depois de ensaiados: a) material calcário; material granítico.

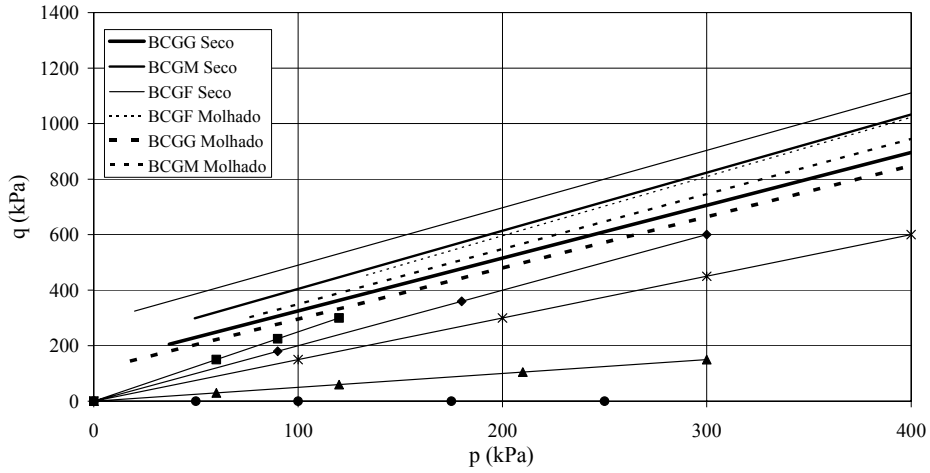
Na Figura 6.41 apresentam-se as trajectórias de tensão aplicadas nos ensaios de carga triaxial cíclica (linhas com marcas) e as envolventes de rotura do balastro contaminado (Figura 6.41a) e dos agregados calcário (Figura 6.41b) e granítico (Figura 6.41c) para diversas condições de ensaio.

As envolventes de rotura do balastro com diversos índices de contaminação foram obtidas a partir dos ensaios descritos em 6.4.3. Note-se que é no caso do balastro com menor índice de contaminação que as trajectórias dos ensaios cíclicos mais se aproximam da envolvente de rotura, em particular quando o material se encontra molhado.

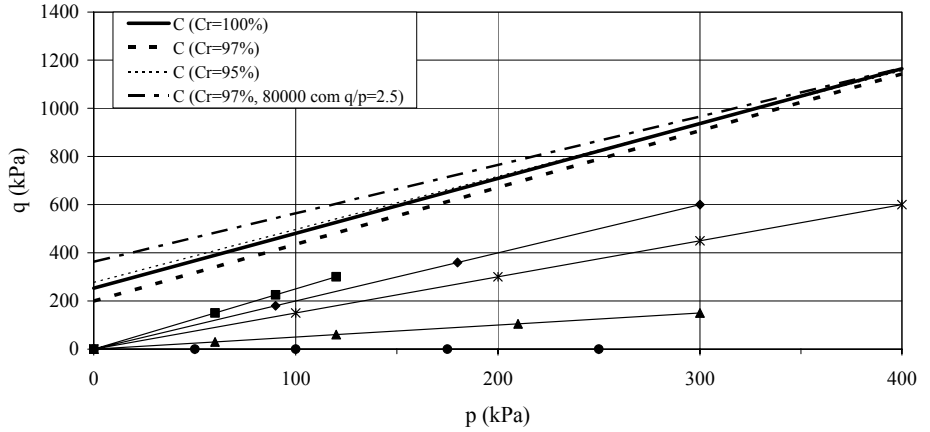
As envolventes de rotura dos agregados foram obtidas em ensaios de carga triaxial sobre provetes de 300 mm de diâmetro com granulometrias do tipo C38 e G38. Para tal, construíram-se provetes com teor em água igual ao valor óptimo do ensaio de referência e com compactação relativa (C_r) de cerca de 100%, 97% e 95%. Os ensaios realizaram-se na modalidade de carregamento multifásico, para pressões de confinamento de 30, 60 e 90 kPa. Realizaram-se também ensaios com características semelhantes sobre provetes construídos com uma compactação relativa de 97%, que tinham sido previamente ensaiados com carga triaxial cíclica. Estes provetes sofreram 80000 ciclos de carga, em quatro conjuntos de 20000, com diversos valores das tensões de confinamento e deviatórica, mantendo a relação *q/p*, de acordo com o que se refere em 6.5.9.

As envolventes de rotura de ambos os agregados para uma compactação relativa próxima de 100% são semelhantes e estão relativamente afastadas das trajectórias seguidas nos ensaios de carga triaxial cíclica. Quando se alteram as condições de ensaio, os níveis de tensão que provocam a rotura dos provetes mantêm-se semelhantes no caso do calcário, mas alteram-se significativamente nos provetes de granito. No agregado granítico a redução dos valores da tensão de rotura é relativamente importante quando a compactação relativa diminui de 99% para 97%; no entanto, a resistência para C_r = 95% é semelhante à obtida para C_r = 97%.

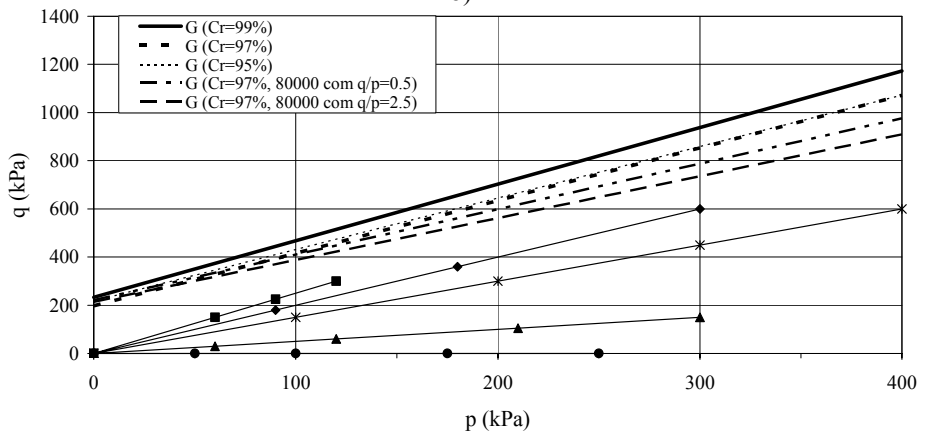
Nos provetes ensaiados após a carga cíclica, o comportamento do agregado calcário é também relativamente distinto daquele que é exibido pelo agregado granítico. Os valores da tensão de rotura obtidos no provete de calcário que sofreu carga cíclica (*q/p*=2,5) foram semelhantes aos obtidos nos outros provetes. Nos provetes de granito a carga cíclica parece ter provocado uma diminuição das características mecânicas do material, tanto mais acentuada quanto maior o nível de tensão (*q/p*=0,5 e *q/p*=2,5) a que esses ensaios foram conduzidos.



a)



b)



c)

Figura 6.41 – Envolventes de rotura e trajectórias de tensão aplicadas nos ensaios de carga triaxial cíclica: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico.

6.5.7 Caracterização do comportamento reversível

O estudo do comportamento reversível do balastro contaminado e dos agregados de granulometria extensa, nas diversas condições anteriormente referidas, começou por ser feito com base na análise da variação do módulo de deformabilidade – calculado de acordo com a teoria da elasticidade – com a tensão média.

Na Figura 6.42 apresentam-se todos os valores do módulo de deformabilidade obtidos, antes e após a molhagem, nos provetes de balastro contaminado; apresentam-se também as curvas que, em função da tensão média, *p*, melhor aproximam os resultados experimentais. Estas curvas traduzem-se por expressões do tipo $E=a.p^b$, em *a* e *b* são constantes.

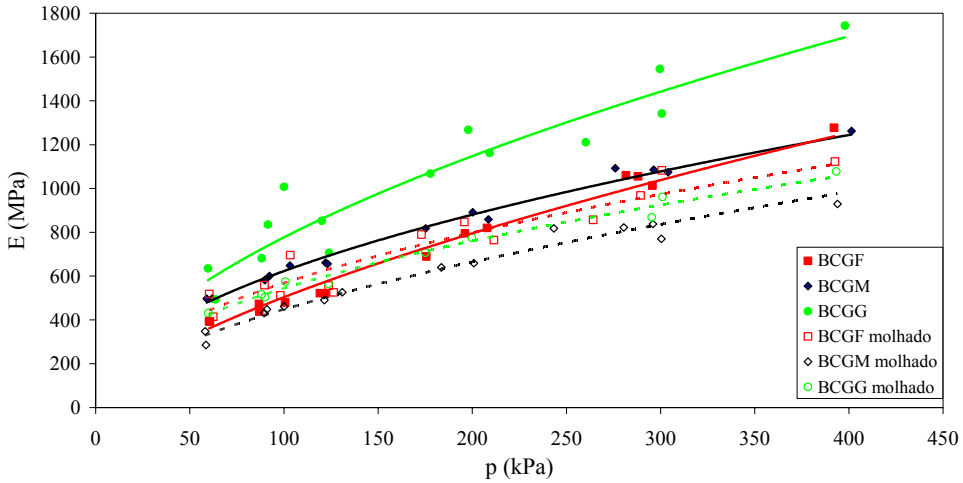


Figura 6.42 – Módulo de deformabilidade do balastro contaminado calculado com base na teoria da elasticidade.

Os valores do módulo de deformabilidade aumentam com o aumento da tensão média; o balastro com menor contaminação, em estado seco, apresenta valores do módulo de deformabilidade relativamente mais elevados, os quais variam entre cerca de 600 e 1800 MPa; nos provetes de granulometria média o módulo variou entre 500 e 1250 MPa e nos de granulometria fina entre 400 e 1270 MPa. Uma representação do tipo da que é apresentada na Figura 6.43, relativa aos resultados dos provetes secos para valores de *q/p*=2,0 permite verificar um aumento do módulo de deformabilidade com a diminuição do índice de contaminação. No Anexo II apresentam-se figuras similares com os resultados relativos às outras trajectórias de tensão.

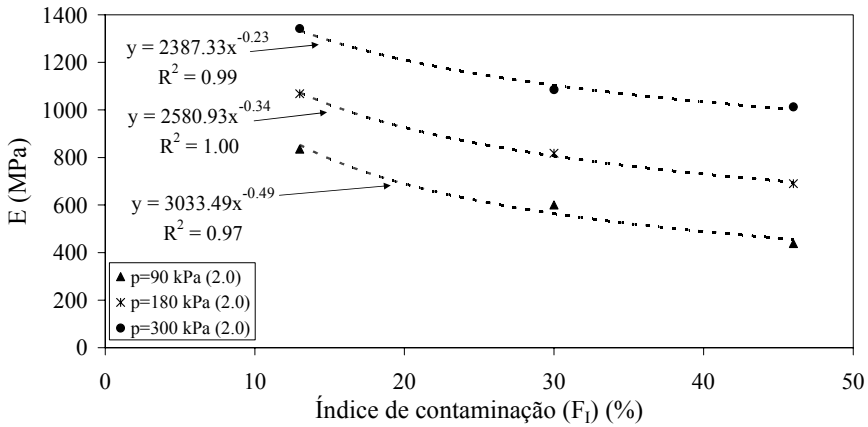


Figura 6.43 – Variação do módulo de deformabilidade com o índice de contaminação (provetes secos com *q/p*=2,0).

Considerando a mesma tensão média, os valores do módulo de deformabilidade obtidos nos provetes após a molhagem são, normalmente, inferiores aos obtidos antes da molhagem. Para os valores da tensão média em análise, a redução do módulo de deformabilidade devido à molhagem é de cerca de 30% a 40% para o balastro moderadamente contaminado e de 25% a 30% para o balastro contaminado; no caso do balastro muito contaminado, para valores baixos da tensão média os resultados são semelhantes e para valores altos daquela tensão a redução é de cerca de 10%.

Da análise dos valores obtidos conclui-se ainda que, quando os provetes estão molhados, o balastro moderadamente contaminado e o balastro muito contaminado apresentam valores do módulo de deformabilidade semelhantes; os que respeitam a este último são ligeiramente superiores, variando entre aproximadamente 400 e 1100 MPa; o balastro contaminado com granulometria intermédia apresenta os valores mais baixos, mas ainda assim variando entre aproximadamente 300 MPa e 900 MPa.

No que se refere aos agregados de granulometria extensa, os resultados obtidos nos ensaios de carga triaxial cíclica permitiram verificar comportamentos relativamente distintos de ambos os materiais. Na Figura 6.44a apresenta-se a variação com a tensão média do módulo de deformabilidade obtido nos provetes de agregado calcário e de agregado granítico, ambos com a granulometria mais grossa, que foram ensaiados com teor em água próximo do valor óptimo. A variação do módulo com a tensão média é semelhante em ambos os materiais, como se depreende das curvas de melhor ajuste. No entanto, os valores obtidos no agregado calcário são relativamente mais elevados; nos provetes deste material obtiveram-se módulos que variaram entre 400 e 900 MPa, enquanto que nos provetes de agregado granítico essa variação foi entre 200 e 600 MPa.

A análise do efeito do estado de compacidade no valor do módulo de deformabilidade pode ser feita através dos resultados apresentados na Figura 6.44b. O provete de calcário com compactação relativa de cerca de 101% (C38-2,8) evidenciou valores do módulo de deformabilidade relativamente superiores aos obtidos no provete compactado a 95% (C38-3,2). No entanto, essa diferença parece tornar-se menos importante para valores elevados da tensão média. Além disso, o teor em água do provete com maior compacidade é inferior ao do outro, o que pode justificar, em parte, a diferença encontrada.

A variação do teor em água dos agregados traduz-se por uma importante variação do módulo de deformabilidade. Os provetes com compacidade elevada, ensaiados com um

teor em água cerca de 2% inferior ao óptimo, depois sujeitos a molhagem, evidenciaram um significativo decréscimo do módulo de deformabilidade com o aumento do teor em água (Figura 6.44c). Essa redução foi mais importante no provete de calcário, provavelmente devido à maior variação do teor em água a que foi sujeito.

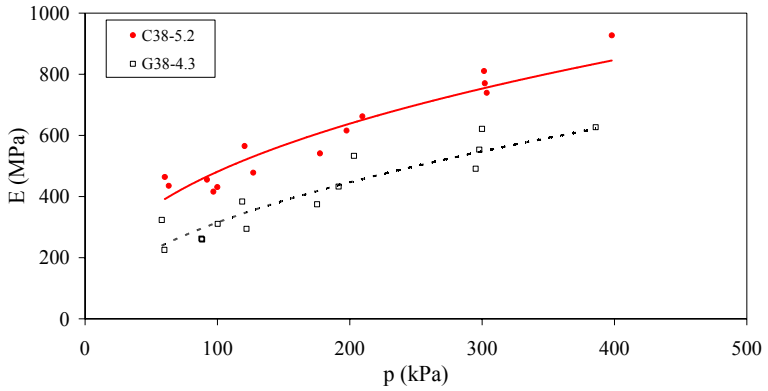
É interessante notar que a molhagem dos materiais parece traduzir-se por uma quase translação da curva que relaciona a tensão média com o módulo de deformabilidade. Nestes provetes a diminuição do módulo de deformabilidade devido ao efeito da molhagem foi de cerca de 40% para valores relativamente baixos da tensão média e de cerca de 20% a 30% para valores elevados daquela tensão.

Nos provetes que foram ensaiados com um teor em água muito baixo (cerca de 1% a 2%) e depois foram molhados (ver Anexo II), é notório que a variação do módulo de deformabilidade com a tensão média é mais pronunciada antes da molhagem, em particular para baixos valores da tensão média. Este fenómeno pode ser interpretado com base no facto de que para muito baixos valores do teor em água os vazios existentes no agregado estão praticamente preenchidos por ar, que é um fluído altamente compressível, logo um aumento na pressão média provoca um aumento significativo na rigidez do material.

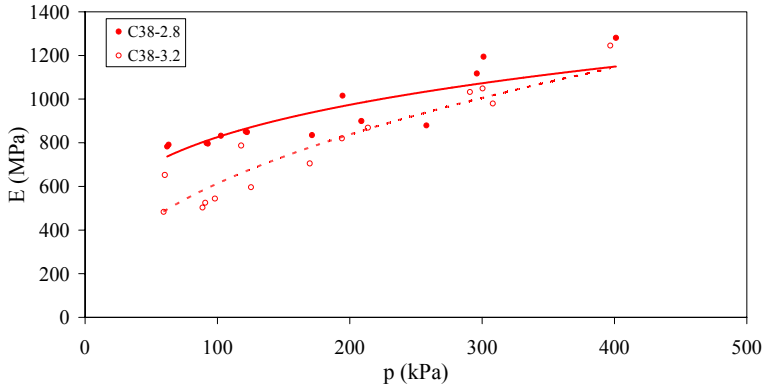
Da análise comparativa do comportamento dos provetes com distintas granulometrias, através dos valores que se apresentam na Figura 6.44d, conclui-se que o provete de calcário de granulometria mais fina apresentou maiores valores do módulo do que o provete de granulometria mais grossa; no caso do granito os resultados obtidos foram próximos, mas o provete de granulometria mais grossa apresentou valores maiores.

A análise comparativa do comportamento reversível dos agregados e do balastro contaminado, nas condições mais desfavoráveis, isto é, com os materiais molhados (no caso dos agregados foram considerados os valores médios obtidos nos provetes ensaiados molhados), mostra que os valores do módulo de deformabilidade relativos aos agregados de origem calcária e ao balastro com diversos índices de contaminação são relativamente mais elevados do que os do agregado granítico (Figura 6.45).

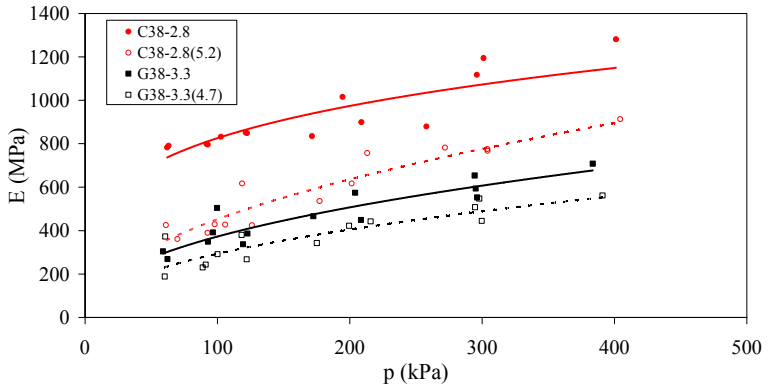
Em geral, não é clara a influência da relação *q/p* no valor do módulo, como se pode concluir da análise das figuras apresentadas em Anexo II, as quais mostram os resultados obtidos em cada ensaio.



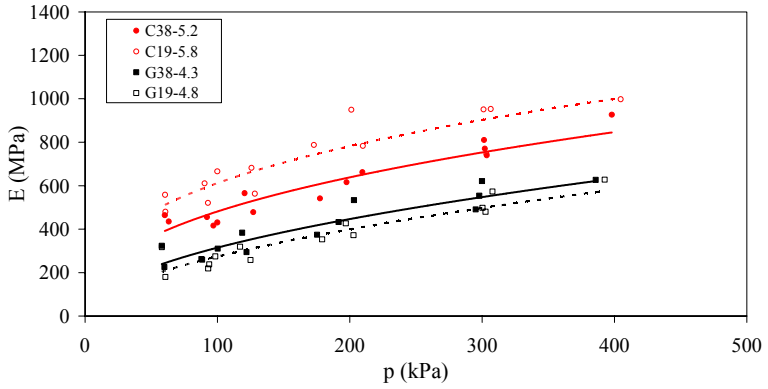
a)



b)



c)



d)

Figura 6.44 – Valores do módulo de deformabilidade dos agregados e curvas de melhor ajuste em função da tensão média: a) provetes com valores do teor em água próximo do óptimo; b) provetes com diferentes graus de compactação; c) provetes ensaiados com aproximadamente w-w_{opt}=-2% e ensaiados molhados; d) provetes com diferentes granulometrias.

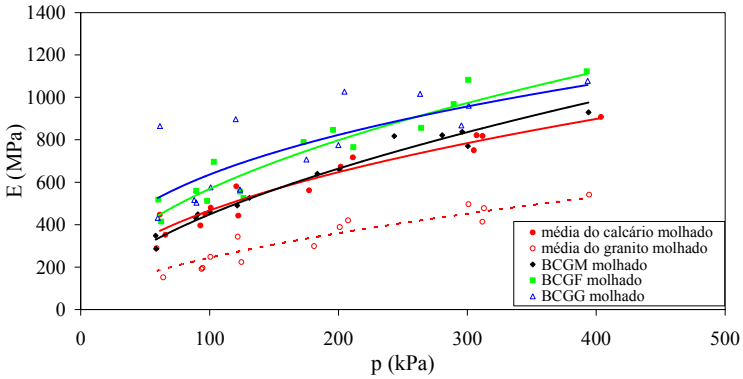


Figura 6.45 – Módulo de deformabilidade nos provetes molhados de agregados e de balastro contaminado.

De acordo com o que foi apresentado no Capítulo 4, procedeu-se à interpretação dos resultados recorrendo a diversos modelos de comportamento, nomeadamente: i) ao modelo *k-θ*, que, como foi referido, tem sido utilizado em diversos estudos para modelar o comportamento observado em ensaios de carga triaxial com tensão de confinamento constante; ii) ao modelo de Uzan, que contempla a influência da tensão deviatórica na determinação do módulo reversível; iii) ao modelo elástico não linear de Boyce; iv) ao modelo de Boyce sem potencial considerando o material isotrópico (Jouve e Elhannani, 1994); v) ao modelo de Boyce que considera a anisotropia (Hornych et al., 1998).

Na Figura 6.46 apresentam-se as deformações volumétricas e distorcionais medidas e as curvas de aproximação pelo modelo *k-θ*, considerando o coeficiente de Poisson de 0,25.

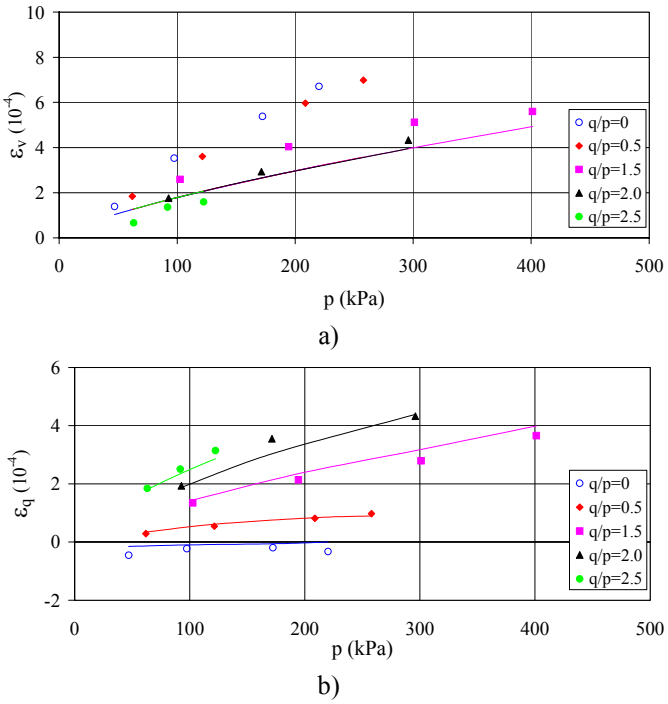


Figura 6.46 – Resultados do provete de agregado calcário (w=2,8%) e curvas de aproximação pelo modelo *k-θ*: a) extensões volumétricas; b) extensões distorcionais.

Como referem vários autores, apesar de as deformações distorcionais poderem ser bem ajustadas pelo modelo *k-θ*, a previsão das deformações volumétricas recorrendo a este modelo não é adequada, como se conclui da análise da figura.

O ajuste dos dois primeiros modelos foi avaliado pelo coeficiente de determinação e o dos três últimos através do coeficiente global (ρ) proposto por Jouve e Elhannani (1994). Os parâmetros dos modelos determinados para cada provete apresentam-se no Quadro 6.12 e no Quadro 6.13.

Quadro 6.12 – Parâmetros dos modelos *k-θ* e de Uzan

Provete	$E (MPa) = k . \theta^n$			$E (MPa) = k . \theta^n . q^m$			
	$k (\times 10^3)$	n	R^2	$k (\times 10^3)$	n	m	R^2
BCGF	9,5	0,693	0,991	10,1	0,754	-0,079	0,992
BCGF molhado	38,4	0,481	0,929	40,6	0,551	-0,086	0,932
BCGM	35,1	0,504	0,996	36,3	0,537	-0,042	0,996
BCGM molhado	24,7	0,513	0,990	27,0	0,606	-0,116	0,994
BCGG	38,5	0,535	0,906	59,9	1,012	-0,595	0,989
BCGG molhado	33,1	0,490	0,984	39,4	0,661	-0,215	0,997
C38-5,2	24,8	0,507	0,955	23,8	0,526	-0,013	0,956
C38-5,2 (4,9)	18,8	0,550	0,974	23,3	0,716	-0,218	0,984
C38-2,8	179,5	0,270	0,908	179,1	0,387	-0,127	0,919
C38-2,8 (5,2)	16,1	0,568	0,987	17,9	0,656	-0,114	0,991
C38-3,2	19,5	0,586	0,986	21,5	0,606	-0,039	0,986
C38-3,2 (4,9)	12,4	0,616	0,928	18,6	1,088	-0,584	0,990
C38-1,2	32,3	0,557	0,969	32,1	0,622	-0,070	0,970
C38-1,2 (4,7)	16,7	0,544	0,910	27,7	1,013	-0,595	0,991
C19-5,8	64,6	0,394	0,872	68,6	0,669	-0,310	0,918
C19-5,8 (5,5)	67,1	0,374	0,971	70,9	0,506	-0,154	0,983
G38-1,5	18,7	0,598	0,966	20,1	0,658	-0,077	0,967
G38-1,5 (5,5)	3,8	0,714	0,958	5,5	1,054	-0,432	0,981
G38-2,3	10,0	0,615	0,952	11,3	0,786	-0,206	0,962
G38-2,3 (4,6)	4,1	0,677	0,971	5,6	0,972	-0,375	0,993
G38-4,3	11,0	0,570	0,975	15,1	0,809	-0,313	0,996
G38-4,3 (5,1)	6,9	0,623	0,885	13,1	1,238	-0,779	0,986
G38-3,3	37,6	0,415	0,883	44,1	0,816	-0,464	0,978
G38-3,3 (4,7)	10,4	0,564	0,961	13,8	0,908	-0,420	0,997
G19-4,8	5,1	0,682	0,967	7,3	1,039	-0,453	0,998
G19-4,8 (5,6)	1,7	0,807	0,976	2,4	1,181	-0,475	0,997

Quadro 6.13 – Parâmetros do modelo de Boyce

Provete	Boyce				Boyce sem potencial					Boyce com anisotropia				
	Ka (MPa)	Ga (MPa)	n	ρ	Ka (MPa)	Ga (MPa)	n	β	ρ	Ka (MPa)	Ga (MPa)	n	γ	ρ
BCGF	196,1	217,0	0,368	0,78	197,9	203,5	0,333	0,083	0,81	197,8	221,4	0,359	1,021	0,80
BCGF molhado	218,7	225,8	0,464	0,80	216,0	238,5	0,510	0,104	0,83	205,1	192,2	0,515	0,891	0,84
BCGM	234,9	258,6	0,503	0,86	233,8	263,7	0,519	0,082	0,86	224,5	230,6	0,536	0,924	0,89
BCGM molhado	177,7	180,8	0,469	0,81	176,1	187,9	0,500	0,099	0,82	165,8	151,8	0,525	0,881	0,86
BCGG	293,9	302,9	0,428	0,76	291,8	314,0	0,457	0,102	0,77	279,1	265,3	0,477	0,902	0,79
BCGG molhado	271,5	254,4	0,664	0,79	273,3	241,5	0,618	0,042	0,81	269,8	250,5	0,670	0,990	0,79
C38-5,2	182,7	188,6	0,529	0,79	181,7	190,8	0,539	0,081	0,79	185,2	194,8	0,520	1,023	0,79
C38-5,2 (4,9)	173,4	181,4	0,510	0,73	171,8	186,4	0,532	0,088	0,74	163,1	154,6	0,559	0,895	0,76
C38-2,8	291,2	290,0	0,561	0,73	282,3	317,4	0,648	0,111	0,80	267,0	227,8	0,644	0,851	0,78
C38-2,8 (5,2)	207,6	168,3	0,492	0,80	207,3	159,6	0,450	0,094	0,82	208,5	170,1	0,487	1,009	0,81
C38-3,2	216,1	236,9	0,494	0,71	212,7	244,1	0,519	0,091	0,71	203,4	202,7	0,537	0,900	0,73
C38-3,2 (4,9)	195,2	178,6	0,530	0,73	195,4	177,8	0,526	0,084	0,73	185,2	157,3	0,572	0,910	0,75
C38-1,2	315,8	296,0	0,442	0,72	313,5	309,8	0,477	0,111	0,73	289,8	237,3	0,525	0,841	0,78
C38-1,2 (4,7)	161,5	162,5	0,566	0,73	162,5	158,9	0,548	0,064	0,74	157,6	153,5	0,583	0,961	0,74
C19-5,8	201,7	222,7	0,520	0,67	192,7	246,9	0,609	0,117	0,74	177,0	156,8	0,615	0,798	0,77
C19-5,8 (5,5)	194,1	199,0	0,506	0,63	187,2	221,7	0,593	0,121	0,68	169,5	129,1	0,659	0,747	0,77
G38-1,5	198,0	216,2	0,386	0,72	192,6	234,1	0,455	0,120	0,77	185,3	178,7	0,458	0,866	0,77
G38-1,5 (5,5)	112,7	103,3	0,499	0,63	113,8	97,5	0,454	0,075	0,65	112,6	103,1	0,500	0,998	0,63
G38-2,3	146,8	154,7	0,546	0,79	147,5	151,4	0,530	0,065	0,80	139,6	141,4	0,559	0,943	0,80
G38-2,3 (4,6)	83,7	82,9	0,449	0,71	84,0	80,5	0,428	0,086	0,72	80,7	75,6	0,486	0,925	0,72
G38-4,3	140,9	125,6	0,559	0,75	141,0	118,4	0,516	0,070	0,76	137,9	119,2	0,581	0,958	0,75
G38-4,3 (5,1)	156,8	106,7	0,616	0,71	154,9	98,5	0,547	0,079	0,73	156,1	105,6	0,621	0,991	0,71
G38-3,3	137,1	143,1	0,489	0,74	134,1	154,8	0,533	0,108	0,78	124,8	110,1	0,579	0,830	0,82
G38-3,3 (4,7)	109,1	100,5	0,466	0,69	108,2	105,5	0,504	0,110	0,70	99,8	78,3	0,565	0,826	0,75
G19-4,8	120,1	106,5	0,493	0,68	120,2	105,8	0,488	0,094	0,68	112,4	89,1	0,568	0,866	0,72
G19-4,8 (5,6)	75,4	69,6	0,385	0,70	75,2	69,8	0,394	0,115	0,70	71,4	60,4	0,436	0,893	0,72

Em geral, a análise dos indicadores de ajuste (R^2 e ρ) sugere que os modelos permitem aproximar de forma adequada o comportamento dos materiais. Os valores de R^2 dos modelos k-θ e de Uzan são, em geral, superiores a 0,90 e os valores médios são de 0,95 e 0,98, com desvio padrão de 0,04 e 0,02, respectivamente. Os valores do coeficiente global, ρ, associados aos modelos de Boyce, Boyce sem potencial e Boyce com anisotropia são, em geral, superiores a 0,70, permitindo considerar aceitáveis os ajustes (Jouve e Elhannani, 1994). Os valores médios daquele coeficiente são 0,74, 0,76 e 0,77, respectivamente, e o desvio padrão é de cerca de 0,05 em todos os casos.

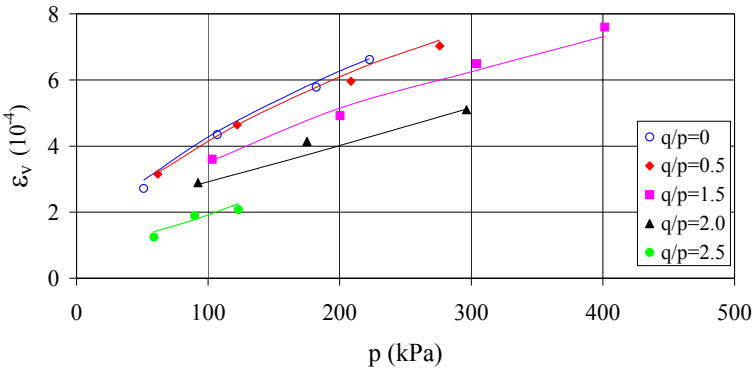
Os ajustes obtidos com o modelo de Uzan são melhores do que os obtidos com o modelo k-θ e os modelos de Boyce ajustam melhor com o aumento da sua complexidade. No entanto, nestes casos, a melhoria é pouco significativa.

Nas Figuras 6.47 a 6.49 apresentam-se as extensões volumétricas e distorcionais obtidas nos ensaios e as curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia para o balastro contaminado com granulometria média e para os provetes de agregados calcário e granítico ensaiados com um teor em água inferior em dois pontos percentuais ao valor óptimo. Na maioria dos casos, as curvas obtidas pelo modelo representam boas aproximações aos valores resultantes dos ensaios, quer no que se refere às extensões volumétricas, quer relativamente às deformações distorcionais. No Anexo II apresentam-se as figuras com os resultados dos restantes ensaios.

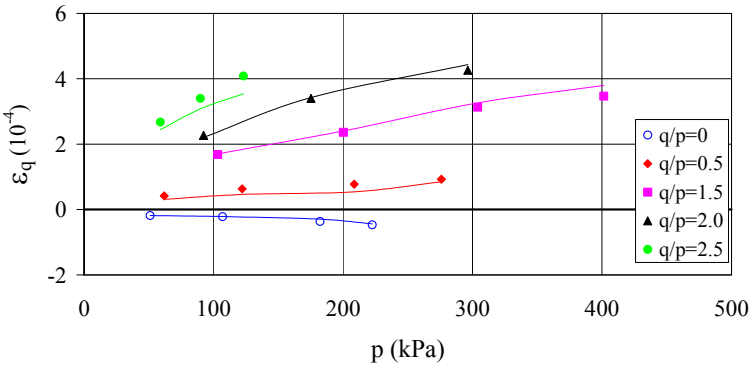
Os parâmetros dos modelos em análise variam de forma relativamente importante em função das condições de estado, nomeadamente do teor em água. Essas variações são relativamente bem aproximadas por rectas com os coeficientes indicados na Figura 6.50.

A análise dos coeficientes de determinação obtidos com os vários modelos permite concluir que estes são mais elevados nas aproximações dos valores calculados pelo modelo de Boyce sem potencial no caso de K_a (R^2=0,81) e pelo modelo de Boyce original no caso de G_a (R^2=0,78). No Anexo II apresentam-se as figuras relativas a estas situações.

A comparação do desempenho dos materiais relativamente às deformações reversíveis pode ser feita pela comparação dos valores do módulo reversível e do coeficiente de Poisson obtidos sob determinadas condições. Assim, é usual designar por módulo reversível característico (E_c) e por coeficiente de Poisson característico (ν_c) os valores destas grandezas obtidos para uma tensão média de 250 kPa e uma tensão deviatórica de 500 kPa.

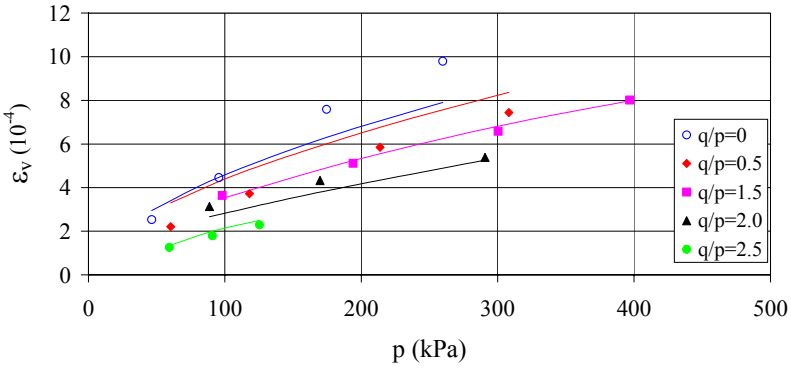


a)

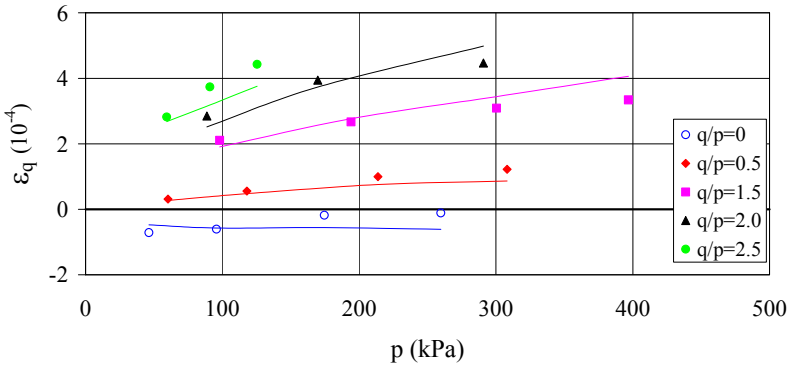


b)

Figura 6.47 – Resultados do provete de balastro contaminado com granulometria média e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia: a) extensões volumétricas; b) extensões distorcionais.



a)



b)

Figura 6.48 – Resultados do provete de agregado calcário (w-w_{opt}=-2%) e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia: a) extensões volumétricas; b) extensões distorcionais.

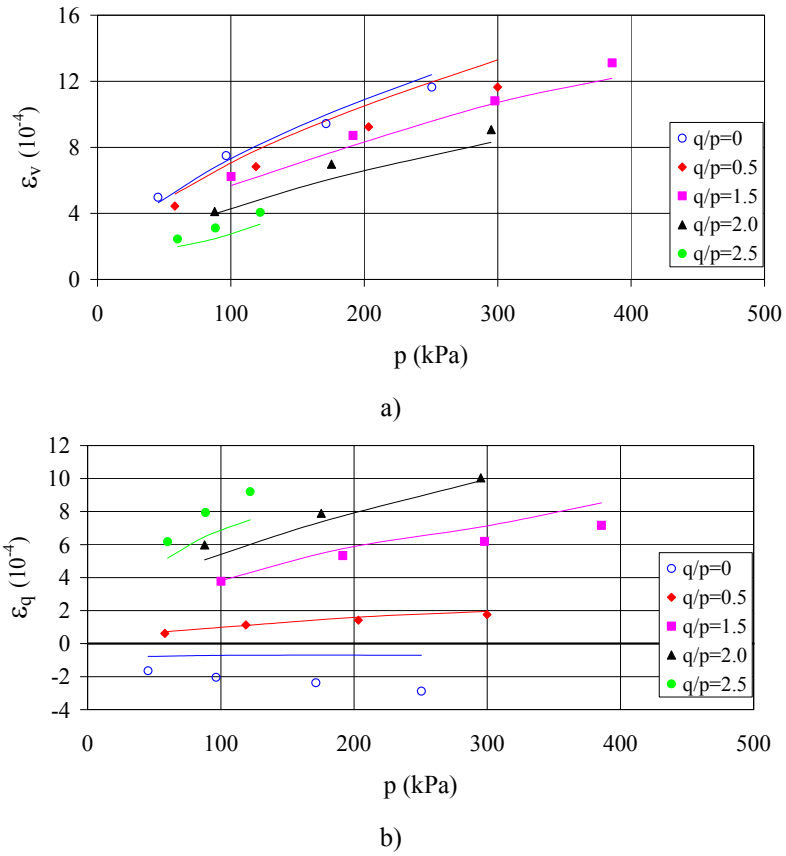


Figura 6.49 – Resultados do provete de agregado granítico (w-w_{opt}=-2%) e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia: a) extensões volumétricas; b) extensões distorcionais.

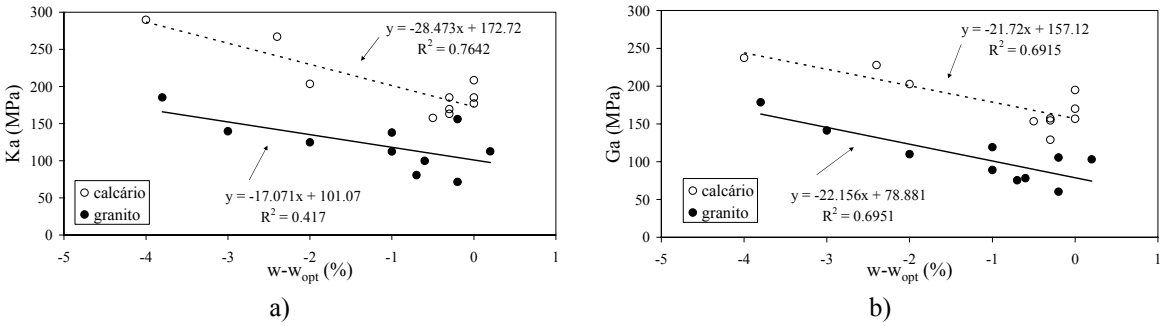


Figura 6.50 – Variação com o teor em água dos parâmetros do modelo de Boyce com anisotropia aplicado aos agregados: a) K_a; b) G_a.

Na Figura 6.51 apresentam-se os valores destes parâmetros calculados com base no modelo de Boyce com anisotropia, aplicado aos agregados. O valor do módulo reversível característico apresenta uma variação relativamente importante com o teor em água. No caso do agregado granítico essa variação situou-se entre 300 e 900 MPa; para o agregado calcário os valores variaram entre 600 e 1250 MPa. O coeficiente de Poisson característico calculado para os agregados variou entre 0,19 e 0,31; aparentemente, a variação do teor em água dos materiais não influenciou muito este parâmetro.

Note-se que os provetes C38-3,2 ($w\text{-}w_{opt}$=-2%) e G38-2,3 ($w\text{-}w_{opt}$=-3%), que têm uma compacidade menor do que os restantes, parecem influenciar de forma importante as rectas de correlação, nomeadamente no que se refere a K_a e E_c.

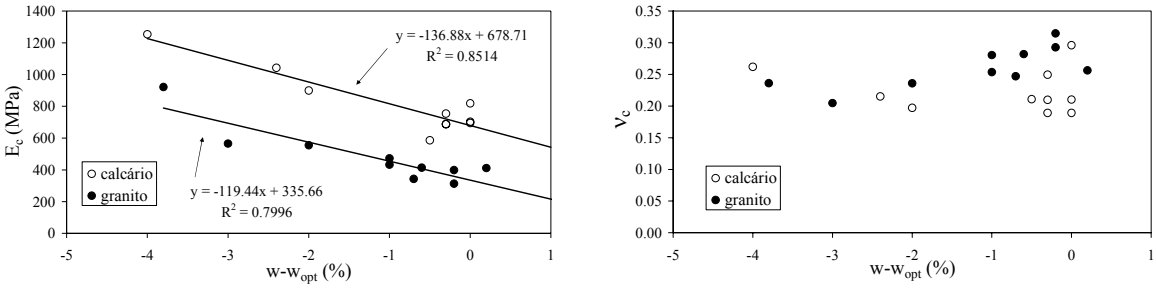


Figura 6.51 – Variação com o teor em água dos parâmetros característicos dos agregados calculados pelo modelo de Boyce com anisotropia: a) módulo reversível; b) coeficiente de Poisson.

Considerando este modelo, as relações entre os parâmetros e o teor em água, referidas anteriormente, traduzem-se por (w e w_{opt} são expressos em percentagem):

- agregado granítico

$$K_a(MPa) = 101{,}1 - 17{,}1(w - w_{opt}) \quad \text{Eq. 6.8}$$

$$G_a(MPa) = 78{,}9 - 22{,}2(w - w_{opt}) \quad \text{Eq. 6.9}$$

$$E_c(MPa) = 335{,}7 - 119{,}4(w - w_{opt}) \quad \text{Eq. 6.10}$$

- agregado calcário

$$K_a(MPa) = 172{,}7 - 28{,}5(w - w_{opt}) \quad \text{Eq. 6.11}$$

$$G_a(MPa) = 157{,}1 - 21{,}7(w - w_{opt}) \quad \text{Eq. 6.12}$$

$$E_c(MPa) = 678{,}7 - 136{,}9(w - w_{opt}) \quad \text{Eq. 6.13}$$

No que se refere ao balastro contaminado ensaiado seco os valores determinados para o módulo reversível característico, através do modelo de Boyce com anisotropia, foram de 941, 959 e 1261 MPa, respectivamente, nos provetes com granulometria fina, média e grossa; os valores do coeficiente de Poisson característico foram de 0,22, 0,18 e 0,24, respectivamente.

Nos provetes ensaiados molhados o módulo reversível característico determinado da mesma forma assumiu os valores de 902, 722 e 838 MPa, respectivamente, nos provetes com granulometria fina, média e grossa; o coeficiente de Poisson característico foi 0,24 nos dois primeiros casos e 0,21 no terceiro.

6.5.8 Caracterização da deformação permanente durante a fase de condicionamento do estudo do comportamento reversível

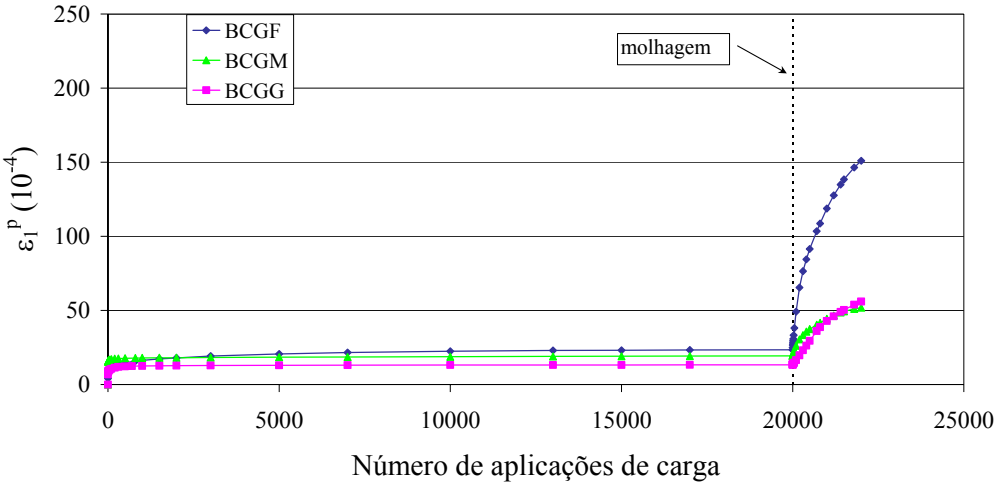
Como já foi referido, os modelos que representam a evolução da deformação permanente em materiais granulares, normalmente relacionam este parâmetro com o número de ciclos de carga ou com a tensão cíclica aplicada. Recentemente, alguns estudos conduziram a formulações que propõem uma dependência explícita do número de ciclos e da tensão aplicada.

O estudo do comportamento do balastro contaminado e dos agregados, relativamente à deformação permanente que exibem quando sujeitos a um elevado número de aplicações de carga, começou por ser feito recorrendo à análise da evolução da deformação quer durante os 20000 ciclos realizados aquando do condicionamento para o estudo do comportamento reversível, quer durante os 2000 ciclos realizados após o estudo do comportamento reversível e a molhagem dos provetes. Na Figura 6.52 apresentam-se as curvas de evolução da extensão permanente nestas circunstâncias.

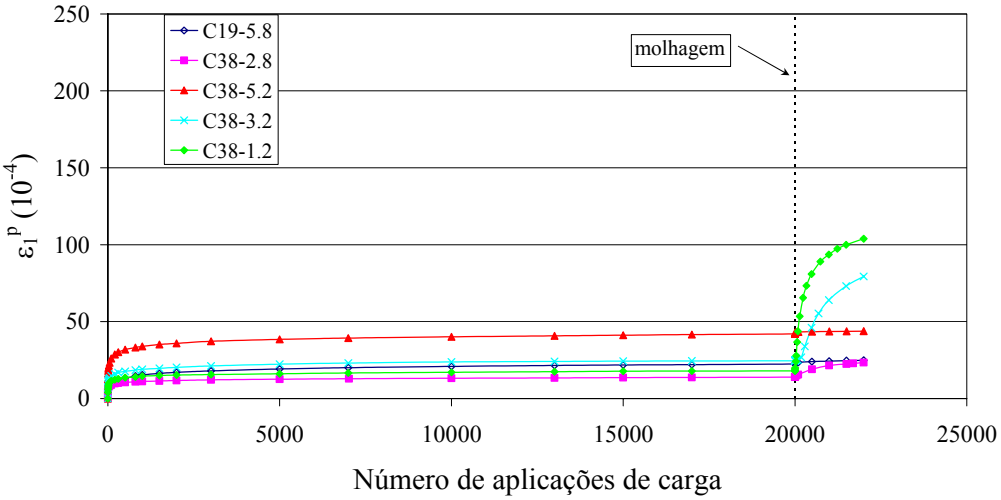
A evolução da deformação permanente durante os 20000 ciclos é caracterizada por um aumento rápido durante os primeiros ciclos, seguido de uma estabilização progressiva. Nos primeiros ciclos de carga a deformação permanente pode ser particularmente condicionada quer por fenómenos de arranjo local de partículas, que assumem particular relevo quando se ensaiam materiais com partículas de dimensões semelhantes às que estão em causa, quer pela compacidade inicial dos provetes. Nestas circunstâncias, observam-se, por vezes, comportamentos pouco regulares na primeira fase do ensaio, os quais conduzem a valores relativamente distintos da deformação, em provetes aparentemente semelhantes.

Assim, alguns modelos definem como referência a deformação permanente associada a um número de ciclos, a partir da qual se avalia o comportamento do material a longo prazo, tornando-o independente da deformação permanente ocorrida nos primeiros ciclos.

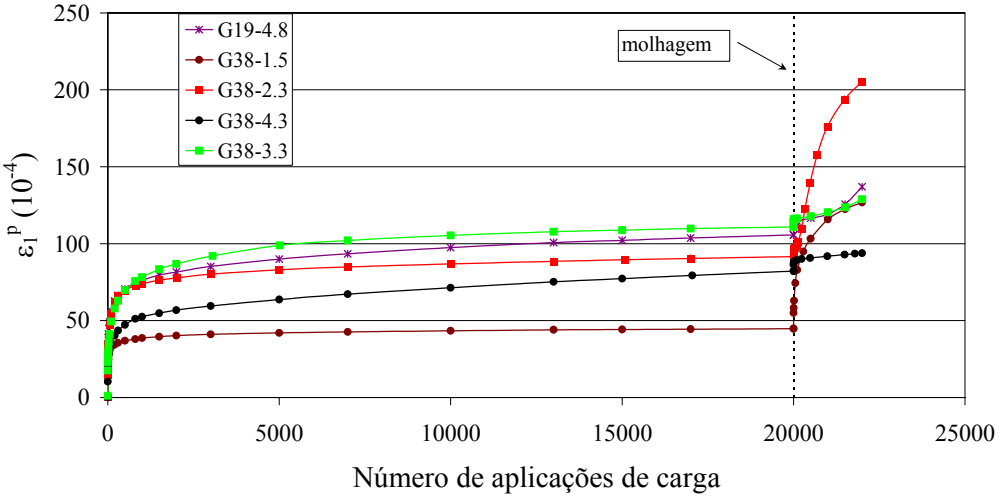
A deformação axial permanente do balastro contaminado ao fim de 20000 ciclos foi pequena, tendo-se registado o maior valor no provete de granulometria mais fina. Os provetes de agregado calcário experimentaram uma deformação axial permanente inferior à dos provetes de material granítico. Em ambos os materiais é perceptível uma tendência para o aumento da deformação permanente com o aumento do teor em água do provete ensaiado. Os provetes de calcário e de granito com granulometria mais fina (C19 e G19) sofreram uma deformação permanente semelhante aos de granulometria mais grossa.



a)



b)



c)

Figura 6.52 – Extensão permanente durante o condicionamento dos provetes e após o estudo do comportamento reversível e a molhagem.

A aproximação dos resultados obtidos por leis do tipo:

$$\varepsilon = a \,.\, N^{b} \qquad \text{Eq. 6.14}$$

$$\varepsilon = a + b \,.\, \log(N) \qquad \text{Eq. 6.15}$$

conduziu aos valores de *a*, *b* e do coeficiente de determinação (R^2) que se apresentam no Quadro 6.14.

A comparação da qualidade da aproximação dos dois modelos permite concluir que, em geral, o modelo que faz depender a extensão axial permanente do logaritmo do número de ciclos de carga é mais adequado.

Quadro 6.14 – Parâmetros das leis de deformação permanente

Provete	$\varepsilon\ (10^{-4}) = a.N^{b}$				$\varepsilon\ (10^{-4}) = a+b.\log(N)$			
	a	b	R^2	$\Sigma\ (\varepsilon_m-\varepsilon_c)^2$	a	b	R^2	$\Sigma\ (\varepsilon_m-\varepsilon_c)^2$
BCGF	6,02	0,142	0,991	7,76	3,01	4,690	0,991	7,45
BCGM	15,27	0,023	0,991	0,29	15,13	0,942	0,992	0,26
BCGG	8,12	0,055	0,921	6,44	7,61	1,471	0,953	3,79
C38-5,2	15,43	0,106	0,972	53,68	11,47	7,250	0,996	8,29
C38-2,8	5,68	0,093	0,979	3,57	4,66	2,144	0,998	0,31
C38-3,2	8,72	0,109	0,989	7,36	6,50	4,234	0,998	1,55
C38-1,2	6,35	0,110	0,952	18,47	4,41	3,237	0,991	3,31
C19-5,8	4,71	0,162	0,988	10,54	1,23	4,804	0,987	11,28
G38-1,5	21,00	0,081	0,935	106,61	17,82	6,613	0,975	41,13
G38-2,3	28,43	0,125	0,932	856,33	15,58	18,367	0,985	183,86
G38-4,3	15,82	0,186	0,991	97,95	3,62	16,846	0,983	178,01
G38-3,3	22,79	0,167	0,979	599,55	3,40	25,013	0,985	335,63
G19-4,8	28,52	0,135	0,980	318,73	14,09	20,876	0,998	15,92

N – número de ciclos de carga;
a, b – parâmetros do modelo;
R^2 – coeficiente de determinação;
ε_m – extensão axial permanente medida;
ε_c – extensão axial permanente calculada.

Da análise dos valores obtidos conclui-se que, normalmente, o coeficiente de determinação da regressão é elevado. No que se refere ao parâmetro *b*, que se pode considerar como um indicador do comportamento do material quando sujeito a cargas repetidas, pode concluir-se que: i) é baixo para o balastro contaminado com as granulometrias média e grossa e atinge um valor relativamente mais elevado para o balastro contaminado de granulometria fina; ii) no agregado calcário os valores obtidos foram semelhantes entre si,

variando entre cerca de 2 e 7; iii) no agregado granítico os valores obtidos foram mais elevados do que os referidos anteriormente, com excepção do valor obtido no provete ensaiado com teor em água mais baixo.

A representação da extensão permanente relativamente ao logaritmo do número de aplicações de carga (Figura 6.53) permite concluir que a deformação permanente acumulada até aos 20000 ciclos de carga pode ser relativamente bem estimada a partir da taxa de deformação permanente ocorrida entre os 10 e os 100 ciclos de carga, considerando, para N>100, a relação:

$$\varepsilon_1^p(N) = \varepsilon_1^p(100) + \left[\varepsilon_1^p(100) - \varepsilon_1^p(10)\right].\left[\log\left(\frac{N}{100}\right)\right] \qquad \text{Eq. 6.16}$$

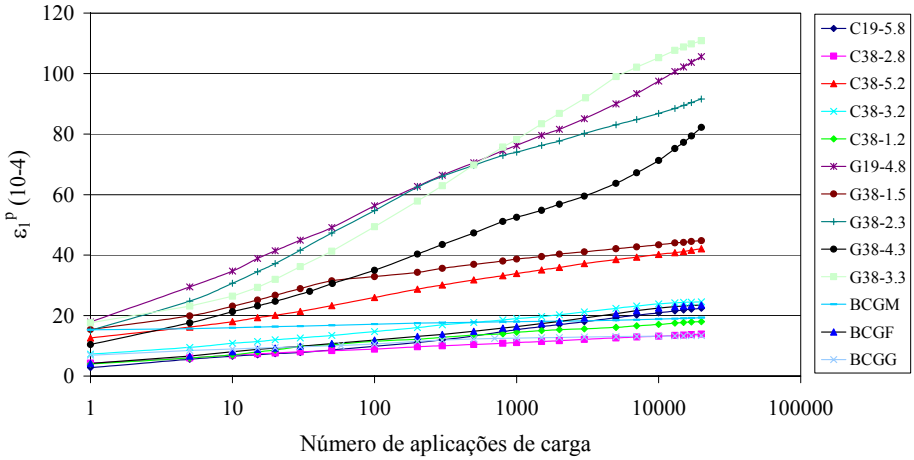


Figura 6.53 – Evolução da extensão axial permanente com o logaritmo do número de ciclos de carga.

Na Figura 6.54 é possível verificar a relativamente boa aproximação dos valores da extensão medida e da extensão calculada atendendo à relação anterior, para 20000 ciclos de aplicação de carga.

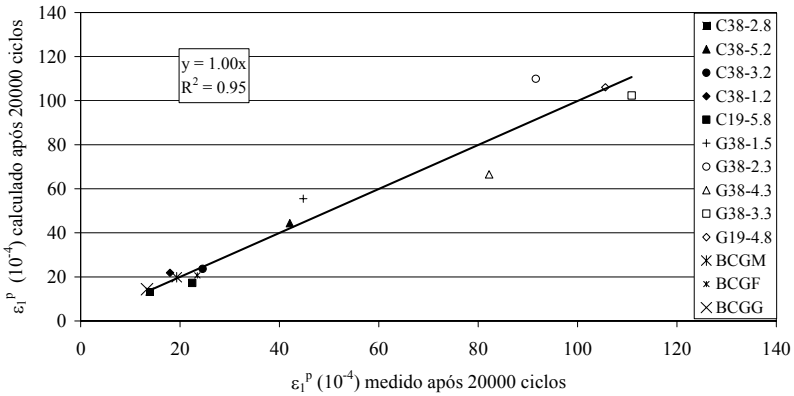


Figura 6.54 – Valores medidos e valores calculados da extensão permanente após 20000 ciclos de carga.

De acordo com a modelação das deformações permanentes segundo o modelo de Paute et al., referido no Capítulo 4, determinou-se o parâmetro A_{1c}, designado por extensão permanente característica, para a fase de condicionamento dos provetes. No Quadro 6.15 apresentam-se os valores da extensão permanente ao fim de 100 ciclos, os valores obtidos, com recurso a um processo de mínimos quadrados, para os parâmetros A_{1c} e B do modelo, o coeficiente de determinação associado à aproximação e o valor da deformação estimada pelo modelo ao fim de 20000 ciclos. Como é possível verificar, na maioria dos casos o parâmetro A_{1c} é maior do que o dobro de $\varepsilon_1^{p*}(20000)$. Nestas circunstâncias, de acordo com o modelo em análise, este valor será o valor a considerar, como valor limite da extensão axial permanente. Além disso, segundo a pré-norma europeia CEN prEN 13286-7 (2000), o parâmetro B seria indeterminado. No entanto, o facto de o valor limite calculado ser normalmente maior do que o valor escolhido como representativo desse limite sugere que o parâmetro A_{1c} deve ser apenas interpretado como um simples parâmetro de regressão (Lekarp, 1997).

Quadro 6.15 – Parâmetros da lei de deformação permanente de Paute et al.

Provete	$\varepsilon_1^p(100)$ (10^{-4})	A_{1c} (10^{-4})	B	R^2	$\varepsilon_1^{p*}(20000)$ (10^{-4})
BCGF	11,9	37,3	0,069	0,994	11,6
BCGM	17,1	173,0	0,002	0,987	2,0
BCGG	10,6	2,9	0,489	0,998	2,7
C38-5,2	26,0	97,2	0,034	0,998	16,4
C38-2,8	8,9	50,0	0,020	0,999	4,9
C38-3,2	14,7	42,3	0,050	0,995	9,9
C38-1,2	11,5	32,4	0,041	0,996	6,4
C19-5,8	9,8	60,2	0,044	0,998	12,4
G38-1,5	32,9	41,3	0,064	0,999	11,9
G38-2,3	54,7	62,8	0,159	0,996	35,8
G38-4,3	35,0	148,3	0,060	0,972	41,4
G38-3,3	49,4	155,6	0,095	0,998	61,4
G19-4,8	56,3	151,2	0,068	0,989	45,8

Note-se que o modelo permite obter uma boa aproximação do comportamento dos materiais. Nos casos em análise, o erro mais elevado cometido na estimativa da extensão para 20000 ciclos de carga é de cerca de 10%, em relação ao valor observado. No entanto, nos casos em que não ocorreu a estabilização da deformação após os 20000 ciclos o valor a

longo prazo pode ser relativamente distinto daquele previsto pelo modelo, como acontece, por exemplo, no provete BCGM (Figura 6.55).

No que se refere ao balastro contaminado, é de destacar o valor muito pequeno de A_{1c} relativo ao provete com menor índice de contaminação.

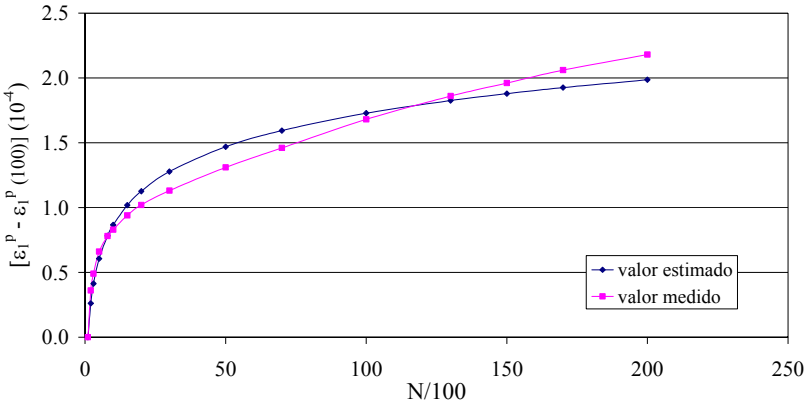


Figura 6.55 – Valores observados e valores estimados pelo modelo de Paute et al. da extensão axial permanente do provete BCGM.

O parâmetro A_{1c} relativo aos agregados depende do teor em água de ensaio, como se conclui da análise da Figura 6.56. Os agregados de granulometria extensa, quando foram ensaiados muito secos, exibiram valores de extensão característica relativamente pequenos (inferiores a 60×10^{-4}); quando aumenta o teor em água o parâmetro A_{1c} cresce rapidamente, podendo atingir valores elevados para teores em água próximos do valor óptimo. Nestas condições, o agregado calcário, em particular o provete de granulometria mais fina, evidenciou menores valores de A_{1c}.

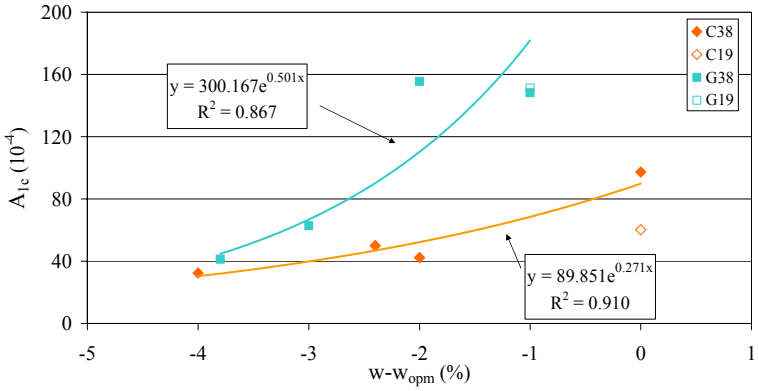


Figura 6.56 – Evolução do parâmetro A_{1c} com o teor em água.

A aplicação do modelo de Paute et al. para determinação da relação entre o estado de tensão e a deformação permanente (ver Capítulo 4) conduziu a valores dos parâmetros *a* e *b* de 0,042 e 0,018 para o agregado calcário e 0,028 e 0,012 para o agregado granítico,

respectivamente. Nestas determinações consideraram-se as envolventes de rotura obtidas para os provetes compactados com teor em água óptimo e com graus de compactação de 100% no caso do calcário e 99% no caso do granito. Os valores de A_1 (10^{-4}) são os que correspondem aos provetes ensaiados com teor em água mais próximo do óptimo.

Uma outra abordagem no estudo da deformação permanente pode ser aquela que também foi referida no Capítulo 4 e que considera domínios de comportamento específicos e os respectivos valores da tensão limite de cada um deles, nomeadamente *Plastic Shakedown Limit (PSL) e Plastic Creep Limit (PCL)*. Se estes limites forem considerados como sendo os valores da tensão vertical que originam uma extensão vertical permanente acumulada entre os ciclos 3000 e 5000 (ε_{PL}) de 0,0045% e de 0,04%, respectivamente (Gomes Correia, 2004), é possível concluir que: i) para o valor da tensão vertical (σ_1) que foi aplicado durante o condicionamento dos provetes (700 kPa) os valores de ε_{PL} relativos aos provetes de calcário variaram entre 0,0047% e 0,0128%, o que significa valores superiores a *PSL* e inferiores a *PCL*; ii) nos provetes de agregado granítico os valores variaram entre 0,0100% e 0,0760% e em três situações foram maiores que 0,04%, o que significa que ultrapassaram o limite *PCL*; iii) o valor de ε_{PL} varia de forma mais importante com o teor em água nos provetes de granito do que nos de calcário.

Os provetes de balastro contaminado de granulometria grossa, média e fina apresentaram valores de ε_{PL} de 0,0013%, 0,0018%, 0,0137%, respectivamente. Portanto, atendendo aos critérios referidos, apenas o provete de granulometria fina ultrapassou o valor de *PSL*, mas nenhum ultrapassou o valor de *PCL*.

Atendendo à Figura 6.57, parece poder concluir-se que o parâmetro ε_{PL} pode constituir um indicador do comportamento do material, nomeadamente porque se relaciona com a taxa de deformação permanente (extensão axial permanente/ciclo) obtida após 20000 ciclos; em geral, valores relativamente elevados de ε_{PL} deverão conduzir a taxas de deformação relativamente altas, para um número elevado de ciclos de carga. Além disso, atendendo ao tipo de relação, os valores dos limites discutidos anteriormente parecem traduzir alguma mudança de comportamento dos materiais; para valores de ε_{PL} próximos ou superiores a *PCL* existe uma tendência para que a taxa de deformação obtida para um número elevado de ciclos se aproxime de um valor constante, relativamente elevado, que traduz a não estabilização do material. O provete C38-3,2, correspondente a um estado de menor compacidade, e o provete de balastro com maior índice de contaminação apresentaram um

valor de ε_{PL} relativamente elevado para a taxa de deformação final, não se enquadrando na tendência expressa pela curva de melhor aproximação da Figura 6.57. Este resultado poderá indiciar a existência de distintas relações entre ε_{PL} e a taxa de deformação determinada após um número elevado de ciclos de carga, conforme o estado de compacidade e o tipo de granulometria do material, em particular no que se refere à presença de partículas finas em proporções importantes.

Em geral, esta análise permite também concluir que o comportamento do balastro contaminado e do agregado calcário, no que se refere à deformação permanente, são relativamente mais favoráveis do que o comportamento do agregado granítico.

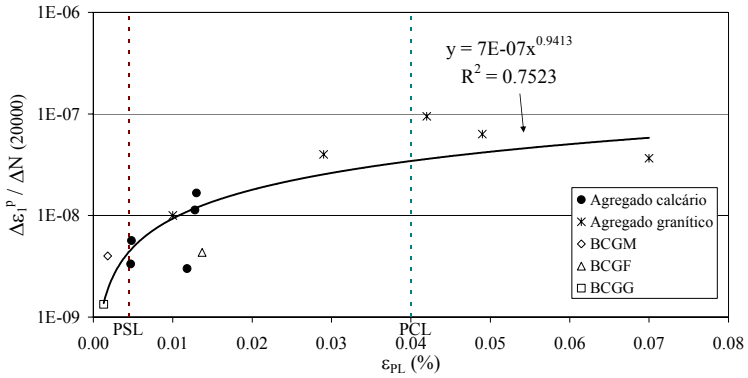


Figura 6.57 – Relação entre ε_{PL} e a taxa de deformação obtida após 20000 ciclos.

Como se referiu anteriormente, após o estudo do comportamento reversível, durante o qual os provetes foram sujeitos a várias trajectórias de tensão, procedeu-se à sua molhagem. Em alguns dos primeiros ciclos realizados após a molhagem, fechou-se a válvula de drenagem da base do provete e mediu-se a tensão neutra no interior do provete mantendo aberta a válvula de topo; nestas circunstâncias registaram-se valores de tensão neutra relativamente importantes, que em alguns casos atingiram 15 kPa, mas que se dissiparam de forma relativamente rápida, quando se voltou a abrir a drenagem de fundo. Durante vários ciclos (por vezes algumas dezenas) ocorreu uma expulsão de água do provete, que foi acompanhada de uma pequena quantidade de material fino que passou através do geotêxtil colocado na base; no entanto, em média, essa quantidade não ultrapassou 1,5 % do peso do material de dimensão inferior a 0,078 mm.

No balastro contaminado, depois dos 2000 ciclos de carga realizados após a molhagem, a deformação permanente foi semelhante nos provetes de granulometria média e grossa, registando-se uma maior tendência de estabilização no primeiro. O provete de granulometria fina experimentou uma deformação elevada. A comparação da deformação

permanente obtida nos 20000 ciclos de condicionamento com a que ocorreu nos 2000 ciclos após a molhagem permite concluir que nestes provetes esta última foi cerca de 2, 3 e 5 vezes superior àquela, na granulometria média, grossa e fina, respectivamente.

Os provetes de agregados que foram condicionados e ensaiados relativamente secos experimentaram as maiores deformações após a molhagem (Figura 6.58). Além disso, foi também possível verificar a importância do estado de compacidade no aumento da deformação após a molhagem, já que os provetes com grau de compactação de 95% sofreram deformações relativamente mais elevadas. Este fenómeno deve estar relacionado com o facto de a existência de um teor em água relativamente elevado ter ajudado a uma pós compactação que se desenvolveu durante o condicionamento (20000 ciclos) e durante a aplicação das trajectórias de tensões relativas ao estudo do comportamento reversível. Ao contrário, nos provetes ensaiados com um teor em água muito baixo a lubrificação do meio particulado e o eventual colapso associado à rotura de partículas e à redução das tensões de sucção, aconteceu principalmente após a molhagem.

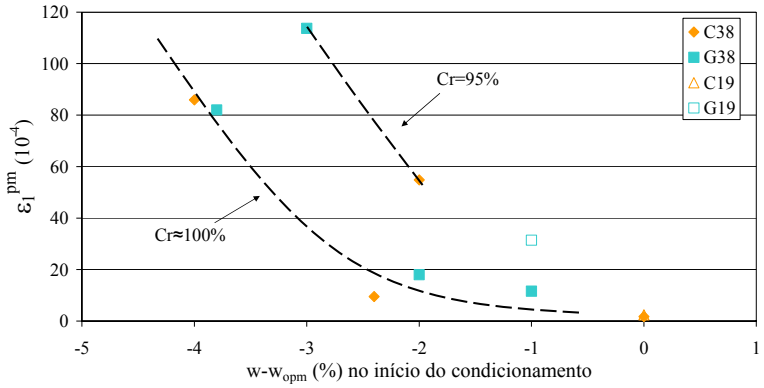


Figura 6.58 – Extensão axial permanente acumulada após a molhagem.

A análise da extensão volumétrica que ocorreu nos provetes durante o condicionamento, como se apresenta na Figura 6.59, mostra que os provetes condicionados com um teor em água próximo do óptimo evidenciaram uma extensão volumétrica duas a três vezes superior à dos provetes condicionados com teor em água muito baixo.

Na Figura 6.60 apresentam-se as curvas que relacionam a evolução da taxa de variação da extensão axial permanente (extensão axial permanente/ciclo) com o valor desta, antes e depois da molhagem. Antes da molhagem, a taxa de variação da extensão diminui rapidamente com o aumento do número de ciclos, com particular destaque para os provetes de granulometria grossa e média de balastro contaminado.

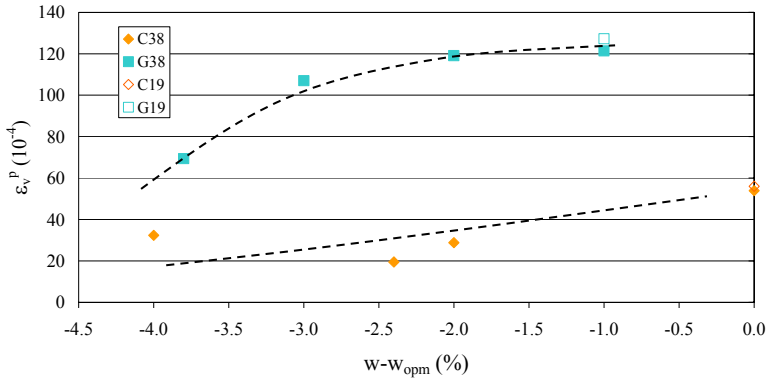
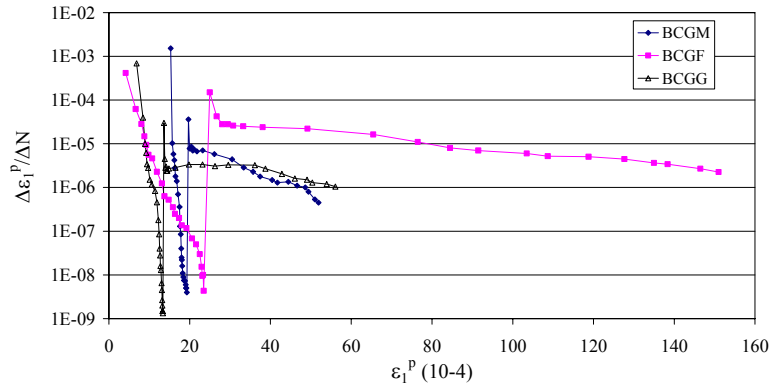
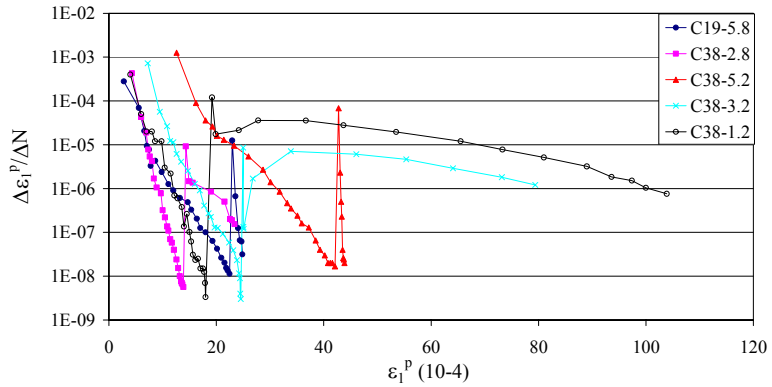


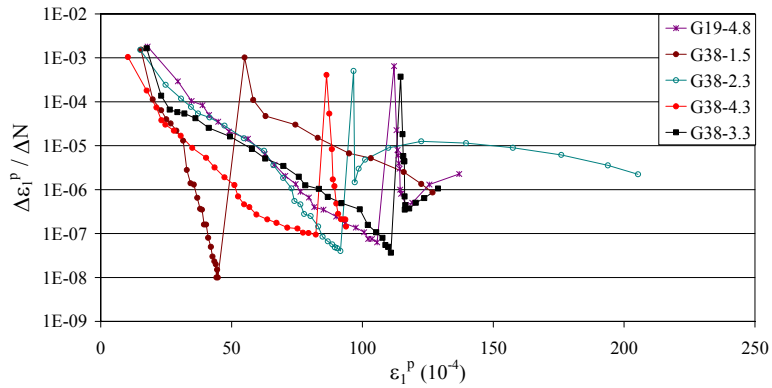
Figura 6.59 – Extensão volumétrica ocorrida durante o condicionamento.



a)



b)



c)

Figura 6.60 – Evolução da taxa de variação da extensão axial permanente: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico.

Utilizando os conceitos dos domínios de comportamento anteriormente referidos, mas sem considerar os valores de ε_{PL} discutidos anteriormente, verifica-se que antes da molhagem alguns dos provetes têm, aparentemente, um comportamento do tipo *Plastic Shakedown*: os provetes acumulam deformações permanentes durante várias aplicações de carga, até o incremento dessas deformações ser praticamente nulo, o que resulta num comportamento que se pode considerar no domínio quase-elástico. Este comportamento é particularmente visível nos provetes de balastro contaminado e nos de material calcário, em especial nos de granulometria mais grossa que foram condicionados com menor teor em água.

Nos provetes de material granítico, com excepção do que foi ensaiado mais seco, verifica-se um fenómeno relativamente distinto. Durante os primeiros ciclos de carga a taxa de deformação permanente decresce de forma relativamente rápida, mas notoriamente mais lenta do que acontecia nos provetes de material calcário. Em particular, no provete G38-4,3 a taxa de deformação parece tender para um valor constante. Neste caso o comportamento do material parece ser do tipo *Plastic Creep*.

Em todos os casos, a molhagem e a consequente variação do teor em água do material provoca um aumento súbito da deformação e da respectiva taxa de evolução, a qual atinge valores semelhantes aos verificados no início dos ensaios. Durante os ciclos que se seguiram o comportamento foi distinto nos diferentes provetes e pode ser tipificado em três padrões cujos exemplos se apresentam na Figura 6.61.

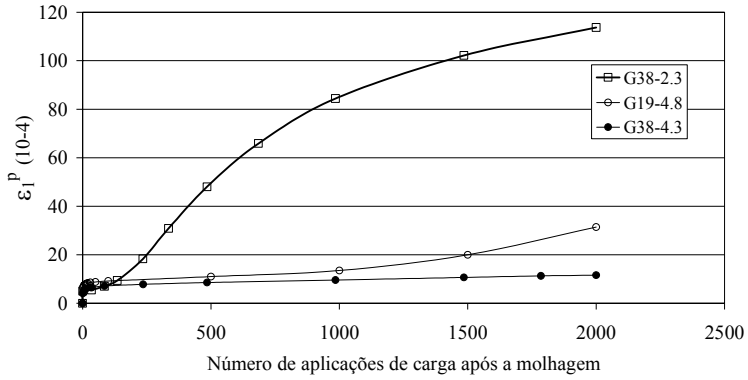


Figura 6.61 – Extensão axial permanente após a molhagem.

Em alguns casos ocorre novamente uma diminuição rápida e contínua na taxa de deformação, como acontece com o provete G38-4,3; noutros, a variação desta taxa é relativamente menos regular, podendo diminuir de forma contínua mas lentamente, após um aumento inicial (G38-2,3), ou apresentar um aumento contínuo após alguns ciclos iniciais em que ocorre diminuição (G19-4,8).

No caso do provete de material granítico de granulometria fina (G19-4,8), o comportamento durante os últimos ciclos de carga aplicados após a molhagem indica que poderá desenvolver um comportamento do tipo *Incremental Collapse*, com o aumento permanente da taxa de deformação. Nestas circunstâncias, o comportamento do material pode ser bem aproximado por um modelo do tipo (Werkmeister et al., 2002):

$$\varepsilon_1^p(N) = A.\left(\frac{N}{1000}\right)^B + C.\left(e^{D.\frac{N}{1000}} - 1\right) \qquad \text{Eq. 6.17}$$

neste caso com $A=1{,}04\times10^{-3}$, $B=6{,}19\times10^{-2}$, $C=9{,}73\times10^{-5}$ e $D=1{,}55$. ($R^2=0{,}9992$)

A primeira parcela da Eq. 6.17 representa o crescimento linear da extensão axial permanente com o número de ciclos, numa escala logarítmica, e a segunda parcela o crescimento "acelerado" dessa extensão.

Note-se que o número de ciclos de carga imposto após a molhagem não foi suficiente para que se possa estabelecer uma tendência de comportamento face à tensão aplicada.

Em conclusão, o comportamento geral observado nos ciclos que decorreram após a molhagem deve depender do estado de compacidade dos provetes no momento da molhagem, das pressões neutras que se geram momentaneamente, da permeabilidade do material, da resistência das partículas e do atrito entre elas, dos fenómenos localizados de lubrificação e do consequente movimento das partículas. Nos casos em análise estes fenómenos foram relativamente importantes, nomeadamente nos provetes condicionados com teor em água baixo, apesar de durante a construção se ter procedido à compactação dinâmica com vibração, com um teor em água próximo do óptimo. De facto, pretendia-se que durante o processo de compactação se desse a lubrificação dos contactos, o desgaste, o esmagamento e a rotura das partículas mais frágeis, evitando que estes fenómenos se desenvolvessem em grandes proporções mais tarde, durante a aplicação das cargas repetidas. No entanto, estes processos parecem ter ocorrido durante o condicionamento no caso dos provetes mais húmidos e após a molhagem nos provetes mais secos.

Os comportamentos observados sugerem que estes materiais não devem ser compactados com um teor em água inferior ao óptimo, como é corrente acontecer. A compactação com um teor em água relativamente baixo pode conduzir a elevados valores do módulo de deformabilidade e a reduzidas deformações permanentes a curto prazo, especialmente se o material se mantém relativamente seco; no entanto, quando exposto à água o material pode sofrer uma deformação permanente mais elevada do que aconteceria se fosse compactado

com um teor em água relativamente elevado, isto é, próximo do máximo que poderá ocorrer ao longo do ciclo de vida da subestrutura.

6.5.9 Estudo específico do comportamento relativo à deformação permanente

Numa segunda fase dos ensaios laboratoriais desenvolveu-se um programa relativamente extenso de ensaios triaxiais cíclicos sobre provetes de balastro contaminado e de agregados de granulometria extensa, construídos especificamente com o objectivo de estudar a deformação permanente, para diversos níveis de tensão aplicada. No que se refere ao balastro contaminado, optou-se por proceder à caracterização apenas do material com granulometria média, atendendo ao tempo e aos meios necessários para a realização destes ensaios. Relativamente aos agregados estudou-se o comportamento dos materiais de origem calcária e granítica.

O procedimento de ensaio normalmente utilizado no estudo das deformações permanentes de agregados, com recurso ao ensaio triaxial cíclico, consiste em solicitar cada um dos provetes com um determinado nível de tensão. O inconveniente deste procedimento reside no facto de conduzir a um elevado número de ensaios, quando se pretende estudar a influência da tensão na evolução da deformação permanente.

Um procedimento distinto consiste em realizar ensaios durante os quais os provetes são solicitados por vários níveis de tensão sucessivamente crescentes, em conjuntos de ciclos previamente estabelecidos (Gidel et al., 2001). Este procedimento, além de permitir obviar o problema do excessivo número de ensaios a realizar, permite ainda diminuir a dispersão experimental, já que se utiliza o mesmo provete para obter informação relativa a vários níveis de tensão. Esta abordagem, que foi utilizada nesta tese, parte do princípio de que num ensaio realizado por estágios com sucessivos valores crescentes de tensão, mantendo constante a relação q/p, a deformação permanente durante um dado estágio evolui da mesma forma que evoluiria se o material tivesse sido solicitado apenas com aquele nível de tensão.

A preparação dos provetes ensaiados foi feita de forma semelhante à que foi referida relativamente ao estudo do comportamento reversível. Os provetes de agregados calcário e granítico foram compactados com um teor em água dois pontos percentuais inferior ao valor óptimo e uma compactação relativa de cerca de 97% a 98%. Nos provetes de balastro contaminado atingiu-se um peso volúmico de cerca de 21 kN/m^3.

No Quadro 6.16 apresentam-se as trajectórias de tensão que foram aplicadas a cada um dos provetes, em conjuntos de 20000 ciclos. Nos provetes de material calcário, para a razão *q/p*=2,5, os valores da tensão σ_3 foram de 30, 60 e 90 kPa e os da tensão deviatórica foram de 420, 830 e 1245 kPa, respectivamente. Esta alteração, relativamente ao que foi estabelecido para os outros materiais, foi devida a uma avaria do equipamento.

Quadro 6.16 – Trajectórias de tensão aplicadas para estudo da deformação permanente

	q/p=0,5				q/p=1,5				q/p=2,0				q/p=2,5			
σ_3 (kPa)	50	100	175	250	50	100	150	200	30	60	80	100	10	15	20	30
q (kPa)	30	60	105	150	150	300	450	600	180	360	480	600	150	225	300	450

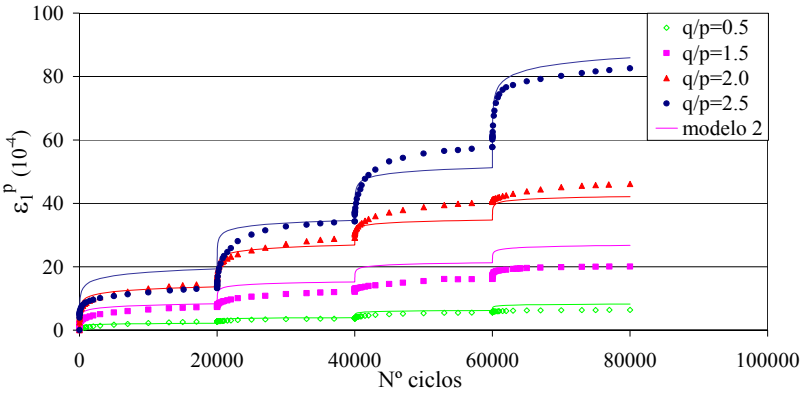
Na Figura 6.62 apresentam-se, para os três tipos de materiais ensaiados, os valores medidos (marcas discretas) da extensão axial permanente. Observa-se que no final de cada estágio existe uma aparente tendência para a estabilização da deformação, quando a relação *q/p* é relativamente baixa; com o aumento desta relação o crescimento da deformação é ainda importante após 20000 ciclos.

Na Figura 6.63 apresenta-se a evolução da extensão radial permanente, que também tende a estabilizar no final de cada estágio.

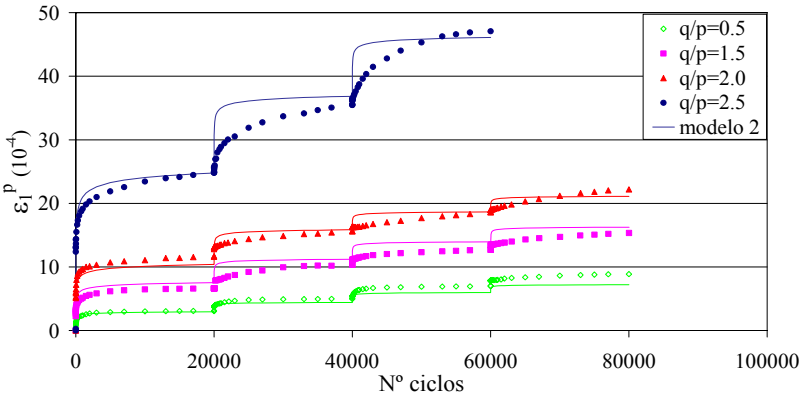
A evolução da deformação depende da trajectória de tensões, isto é, para um determinado valor de *p*, a deformação axial permanente aumenta com o aumento de *q/p*. A deformação radial permanente diminui com o aumento de *q/p* e torna-se negativa para alguns valores desta razão. No balastro contaminado e no agregado calcário só as trajectórias relativas a *q/p*=2,5 conduziram a extensões radiais negativas, as quais atingiram, no primeiro caso, valores relativamente importantes; no agregado granítico obtiveram-se valores negativos da extensão radial para valores daquela razão de 2,0 e 2,5.

Na Figura 6.64 apresentam-se os valores medidos (marcas discretas) da extensão axial permanente no fim de cada estágio em função da tensão média. A análise dos valores da extensão axial permanente permite concluir que: i) para a mesma relação de *q/p* e para valores iguais de *p*, o agregado calcário apresenta, em geral, valores inferiores de extensão; ii) para valores baixos de *q/p* (0,5 e 1,5) o balastro contaminado apresenta valores semelhantes aos do agregado calcário e inferiores aos do agregado granítico; iii) com o aumento de *q/p* os valores do balastro contaminado crescem rapidamente, tornando-se superiores aos dos agregados, particularmente para os maiores valores da tensão média.

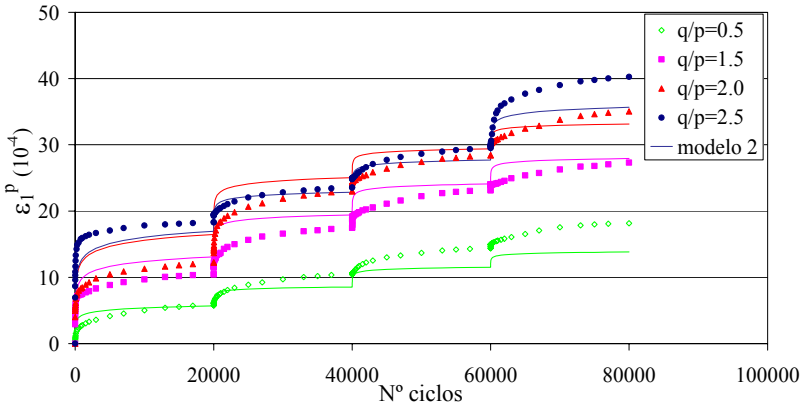
Para valores da tensão média de 250 kPa e da tensão deviatórica de 500 kPa, a extensão obtida foi de cerca de 40×10^{-4}, 30×10^{-4} e 20×10^{-4}, para o balastro contaminado e para os agregados granítico e calcário, respectivamente.



a)



b)



c)

Figura 6.62 – Evolução da extensão axial permanente e modelo de ajuste: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico.

De acordo com os resultados obtidos é possível concluir que a deformação axial permanente aumenta com a relação *q/p* segundo uma lei (Gidel et al., 2001) com um expoente, do tipo:

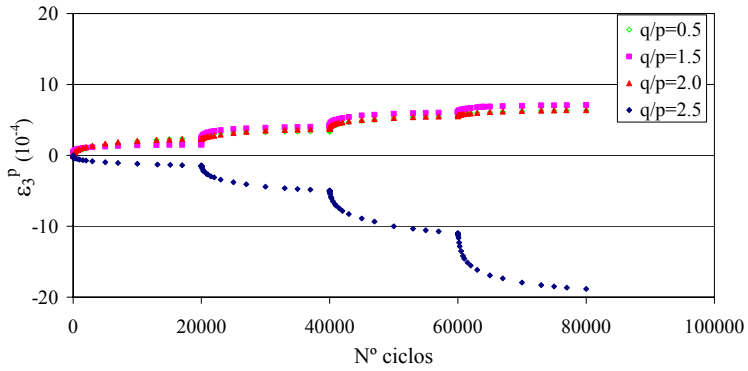
$$(g_1) : \varepsilon_1^p = \varepsilon_1^{p0} \cdot \left(\frac{l_{\max}}{p_a}\right)^n \cdot \left(\frac{q_{\max}}{p_{\max}}\right)^m \qquad \text{Eq. 6.18}$$

ou segundo uma lei hiperbólica do tipo

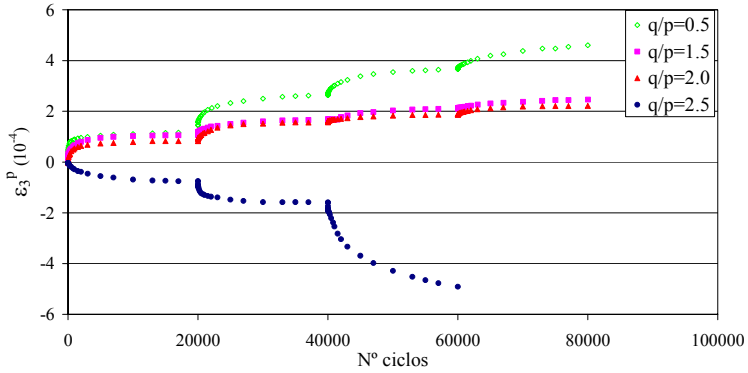
$$(g_2) : \varepsilon_1^p = \varepsilon_1^{p0} \cdot \left(\frac{l_{\max}}{p_a}\right)^n \cdot \frac{1}{\left(m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}}\right)} \qquad \text{Eq. 6.19}$$

em que ε_1^{p0}, m, n e s são parâmetros obtidos em ensaio, p_a=100 kPa, e

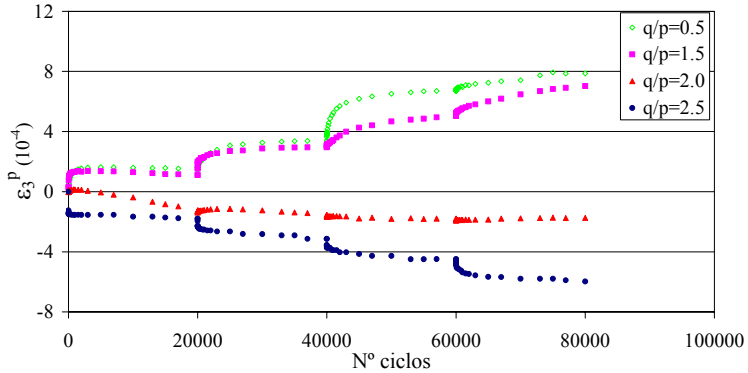
$$l_{\max} = \sqrt{p_{\max}^2 + q_{\max}^2} \qquad \text{Eq. 6.20}$$



a)

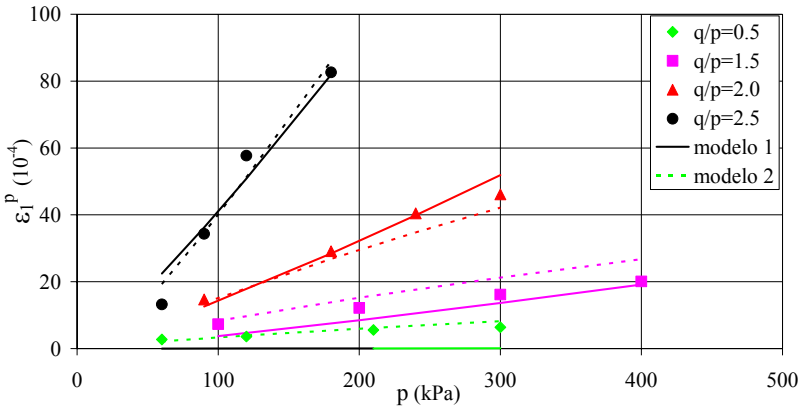


b)

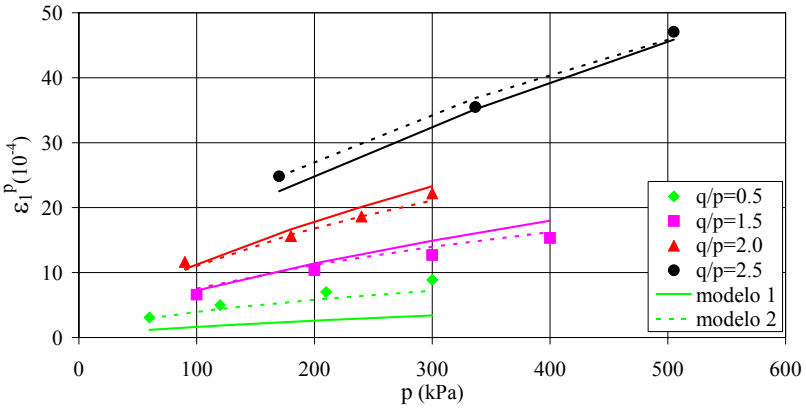


c)

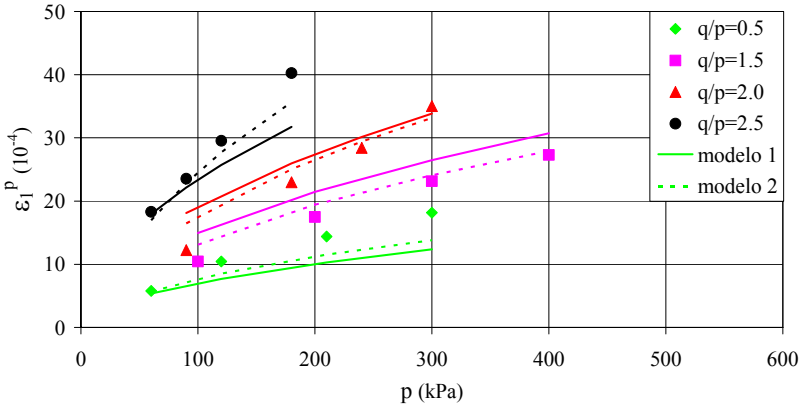
Figura 6.63 – Evolução da extensão radial permanente: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico.



a)



b)



c)

Figura 6.64 – Extensão axial permanente em função da tensão média e modelos de ajuste: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico.

A tentativa de ajuste de leis deste tipo aos materiais em análise, recorrendo a um método de mínimos quadrados, permitiu concluir que a segunda conduz a uma melhor aproximação. No Quadro 6.17 apresentam-se os parâmetros determinados para cada um dos materiais.

Na Figura 6.64 são apresentadas as curvas que traduzem a função (g_1) (modelo 1 – linhas contínuas) e as que traduzem a função (g_2) (modelo 2 – linhas tracejadas). Esta

representação permite verificar que existe uma boa aproximação dos modelos aos resultados experimentais, em particular do que é traduzido pela função (g_2).

Quadro 6.17 – Parâmetros das leis de aproximação da extensão axial permanente

Materiais	Função g_1			Função g_2			
	ε_1^{p0}	n	m	ε_1^{p0}	n	m	s
Balastro contaminado	0,409	1,176	3,759	7,435	0,743	2,644	24,294
Agregado calcário	3,198	0,657	1,059	11,443	0,496	3,324	20,981
Agregado granítico	9,126	0,519	0,467	27,841	0,471	3,935	37,326

Como se referiu anteriormente, a deformação axial permanente depende também do número de aplicações de carga. Assim, considerou-se que a evolução da extensão permanente pode ser aproximada por uma função do tipo:

$$\varepsilon_1^p(N) = f(N).g_2(p_{\max}, q_{\max}) \qquad \text{Eq. 6.21}$$

em que g_2 é a função determinada anteriormente e

$$f(N) = A_1.\left[1 - \left(\frac{N}{N_0}\right)^{-B}\right] \qquad \text{Eq. 6.22}$$

sendo N_0 o ciclo de carga a partir do qual se considera a deformação.

Assim, a lei que relaciona a extensão axial permanente com a tensão aplicada e com o número de ciclos tem a seguinte forma:

$$(g_3) : \varepsilon_1^p = \varepsilon_1^{p0}.\left[1 - \left(\frac{N}{N_0}\right)^{-B}\right].\left(\frac{l_{\max}}{p_a}\right)^n \cdot \frac{1}{\left(m + \frac{s}{p_{\max}} - \frac{q_{\max}}{p_{\max}}\right)} \qquad \text{Eq. 6.23}$$

A função *f(N)* foi determinada por um método de mínimos quadrados, considerando para cada trajectória de tensões a curva de evolução da deformação permanente durante o primeiro estágio de carga (20000 ciclos) e N_0=1.

Relativamente aos parâmetros da lei, os valores determinados para ε_1^{p0} foram 19,039, 14,119 e 65,534 e os valores de *B* foram 0,05, 0,17 e 0,06, para o balastro contaminado e para os agregados calcário e granítico, respectivamente. As curvas que representam esta lei são apresentadas na Figura 6.62 (linhas contínuas), nos gráficos relativos à extensão axial

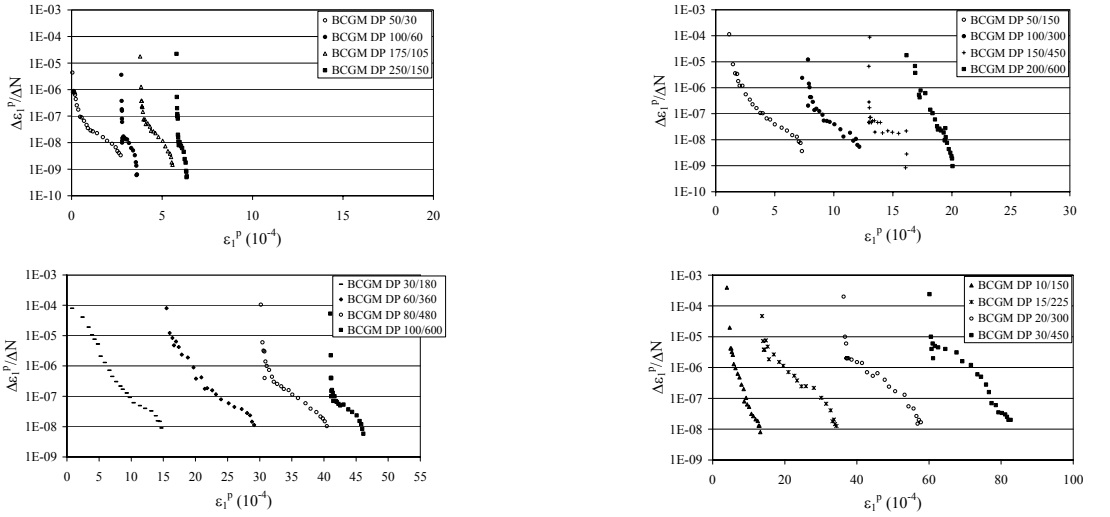
permanente medida. A análise da representação permite concluir que a aproximação do modelo em algumas circunstâncias é menos boa. Note-se que a aproximação feita com N_0=100 não se traduziu por melhores resultados globais.

No que se refere à extensão radial permanente, as análises realizadas com o objectivo de estabelecer uma relação entre esta e o nível de tensão aplicado não conduziram a relações satisfatórias. Esta grandeza assume valores muito pequenos, comparativamente com a deformação axial, o que torna mais difícil a sua medição e aumenta a susceptibilidade de incorporar nessa medição erros inerentes ao processo de leitura e variações associadas às características dos provetes ensaiados. Por outro lado, o facto de as deformações radiais mudarem de sinal em função da relação *p/q* tornam também mais difícil essa análise.

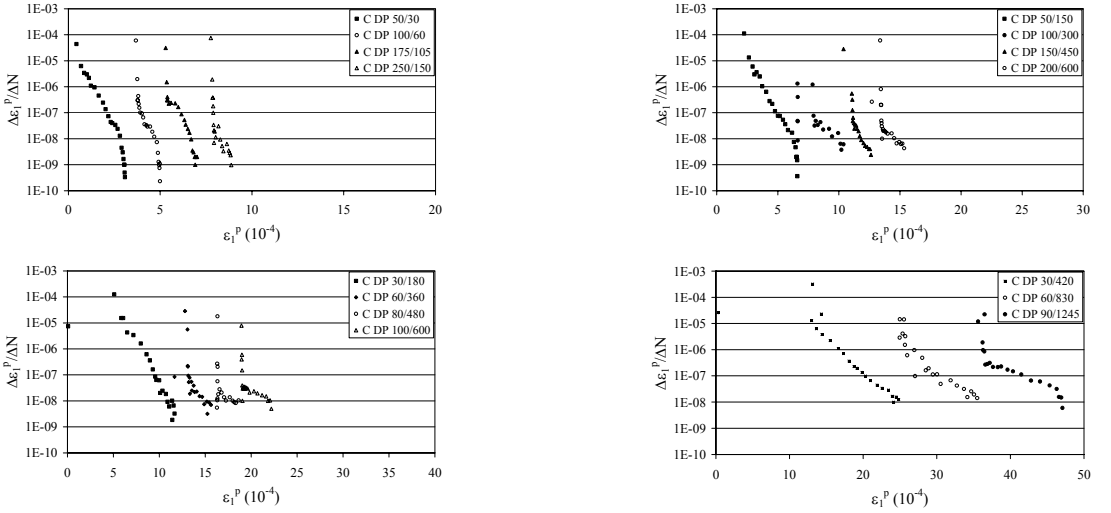
Na Figura 6.65 apresentam-se as curvas que relacionam a evolução da taxa de variação da extensão axial permanente (extensão/ciclo) com o valor desta, para as distintas trajectórias de tensões. Cada um dos estágios de ensaio foi designado pelo tipo de material (BCGM – balastro contaminado de granulometria média, C – calcário, G – granito), pela indicação do estudo efectuado (DP – deformação permanente) e pela razão das tensões média e deviatórica aplicadas.

Existe uma relativa regularidade na evolução da taxa de variação da extensão axial permanente. Para baixos valores de *q/p* a diminuição da taxa com a extensão é relativamente rápida e os valores absolutos da mesma são semelhantes no balastro contaminado e no agregado calcário; no agregado granítico a diminuição da taxa com a extensão é mais lenta e o seu valor absoluto no final de cada estágio é mais elevado. Para valores elevados de *q/p* a redução da taxa com a extensão é mais lenta, em particular no balastro contaminado.

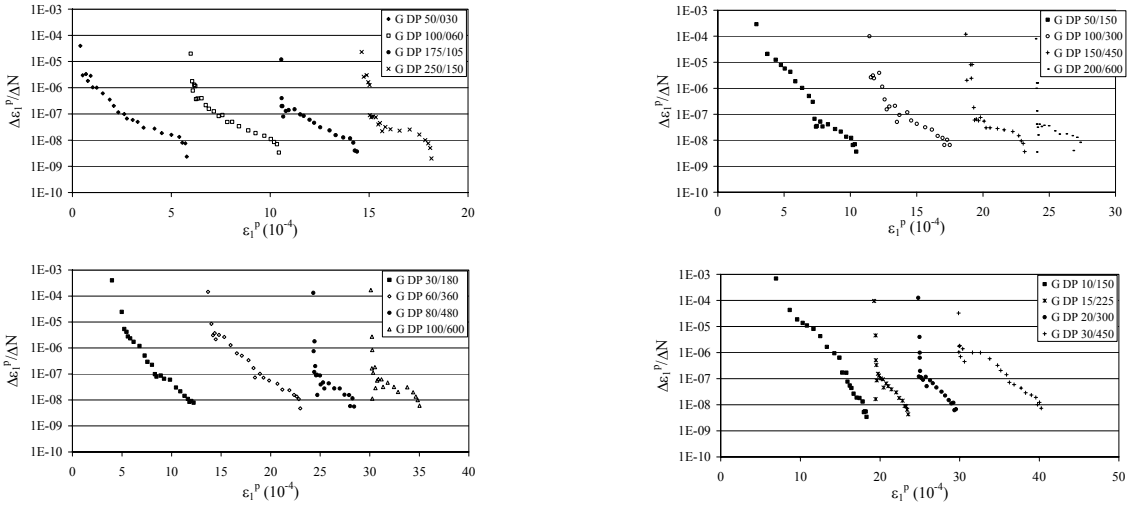
Recorrendo aos conceitos dos domínios de comportamento e à extensão vertical permanente acumulada entre os ciclos 3000 e 5000 (ε_{PL}), agora aplicada a cada estágio de carga, conclui-se que: a maioria dos valores de ε_{PL} do agregado calcário é inferior a *PSL*; as excepções foram os valores obtidos nos provetes ensaiados com *q/p*=2,5, os quais sofreram tensões deviatóricas muito elevadas, comparativamente com as dos provetes dos outros materiais; a maioria dos valores de ε_{PL} do agregado granítico é superior a *PSL*, mas não se afastam muito deste valor; os valores de ε_{PL} do balastro contaminado variaram de forma relativamente importante com as tensões aplicadas e para *q/p*=2,5 aproximaram-se de *PCL*.



a)



b)



c)

Figura 6.65 – Evolução da taxa de variação da extensão axial permanente com o número de aplicações de carga e com a trajectória de tensões: a) balastro contaminado; b) agregado calcário; c) agregado granítico.

De acordo com a Figura 6.66, parece também neste caso existir uma relação entre ε_{PL} e a taxa de extensão avaliada após 20000 ciclos de carga. Para valores relativamente baixos de ε_{PL}, a taxa de extensão aumenta de forma relativamente rápida com ε_{PL}; quando ε_{PL} se torna maior do que *PSL* parece haver uma diminuição rápida da variação daquela taxa, o que traduz a evolução de deformação axial permanente a uma taxa de cerca de 10^{-8}.

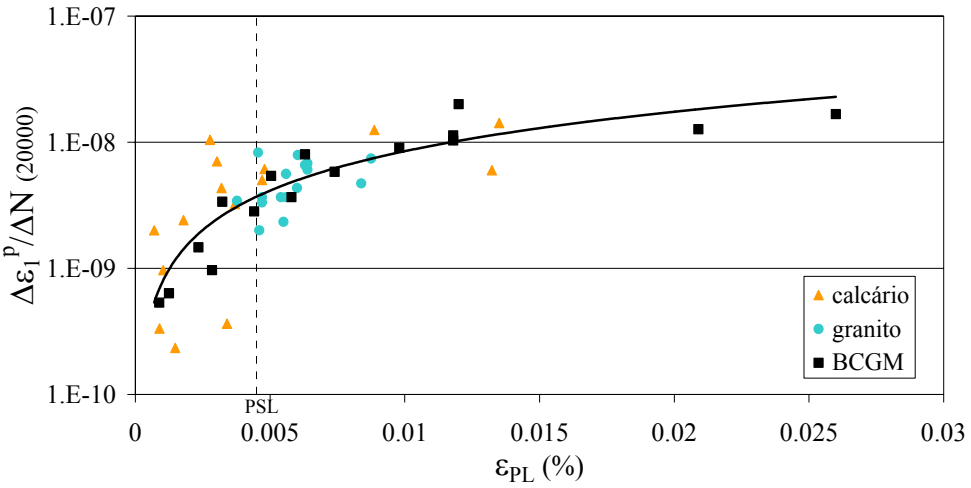


Figura 6.66 – Relação entre ε_{PL} e a taxa de deformação obtida após 20000 ciclos, para diversos níveis de tensão.

Para avaliar o comportamento relativamente à deformação permanente do agregado calcário quando ensaiado muito seco, foi ensaiado um provete que, após ter sido construído de forma semelhante à dos outros, com uma compactação relativa de 97%, foi deixado 60 dias a secar a uma temperatura de cerca de 25º Celsius; no fim do ensaio verificou-se que o seu teor em água era de 0,3%.

O provete foi ensaiado com uma relação de q/p=2,5 e com tensões iguais às referidas no Quadro 6.16.

Os valores da deformação permanente obtidos nos ensaios foram cerca de 30% inferiores aos obtidos no outro provete que tinha sido ensaiado com q/p=2,5. Aqueles valores foram semelhantes aos que tinham sido obtidos no provete que tinha sido ensaiado na trajectória q/p=2,0, como se pode concluir pela análise da Figura 6.67.

Estes resultados mostram que a diminuição do teor em água provoca uma redução da extensão axial permanente numa percentagem que não depende da tensão média aplicada.

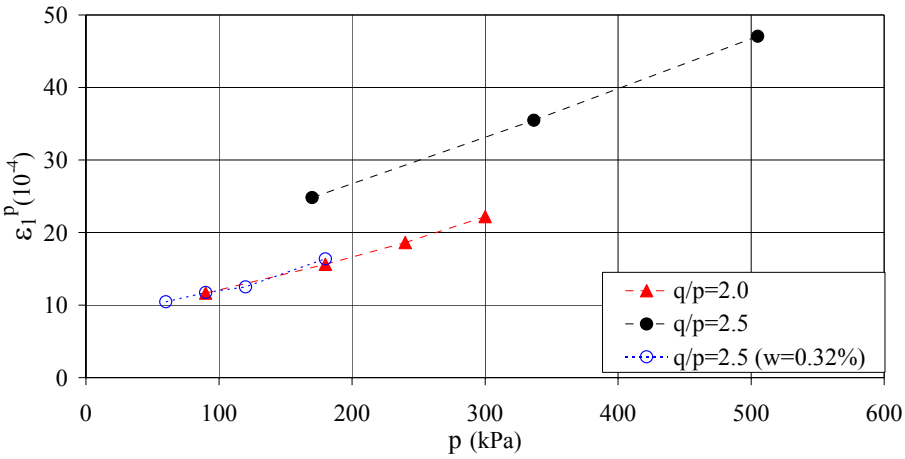


Figura 6.67 – Extensão axial permanente no provete calcário ensaiado muito seco.

6.6 CARACTERIZAÇÃO DA DEFORMABILIDADE DAS CAMADAS DE APOIO EM PROVETES PRISMÁTICOS DE GRANDES DIMENSÕES (FOSSAS DE ENSAIO)

6.6.1 Introdução

O estudo do comportamento e a caracterização das camadas da subestrutura das vias férreas através de ensaios "in situ", quer durante a exploração, quer durante a construção, é uma tarefa relativamente complexa, nomeadamente porque: i) o tempo disponível para a execução de ensaios é, normalmente, muito limitado; ii) os constrangimentos físicos impostos pelos equipamentos e pela superestrutura da via são muito limitativos; iii) os materiais das camadas são heterogéneos quanto à sua natureza e, com frequência, encontram-se em distintos estados hídricos e (ou) de compacidade.

Por outro lado, um dos maiores obstáculos à implementação de especificações baseadas no desempenho, no âmbito da caracterização e do controlo de construção de camadas em infra-estruturas de transportes está relacionado com a dificuldade em estabelecer procedimentos de execução dos ensaios e critérios de aceitação dos resultados.

Para estudar, em condições relativamente bem controladas, o comportamento estrutural da subestrutura da via férrea, considerando os materiais que tipicamente constituem algumas das suas camadas, realizaram-se estudos laboratoriais em provetes construídos em fossas de ensaio. A utilização de equipamentos deste tipo tem algumas vantagens relativamente à construção de aterros experimentais em campo, já que permite conduzir ensaios em meio

laboratorial, com maior controlo de diversas variáveis importantes e de forma mais económica.

Assim, construíram-se em laboratório duas fossas de ensaio: uma em que foram colocadas exclusivamente camadas de agregados e que se designou por fossa de ensaio de pequenas dimensões; outra em que se construíram várias camadas de materiais distintos, designada por fossa de ensaio de grandes dimensões. A estrutura construída exclusivamente com camadas de agregados pretende simular uma plataforma ferroviária nova, com rigidez muito elevada; a estrutura construída com camadas de diversos materiais, nomeadamente solos, balastro contaminado e agregados, pretende reproduzir uma subestrutura típica de uma linha em renovação.

A caracterização levada a cabo nas camadas compactadas teve como principais objectivos: i) avaliar a resposta reversível e a longo prazo das subestruturas construídas; ii) determinar valores de referência do módulo de deformabilidade equivalente obtidos por diferentes métodos e em diferentes condições de saturação dos materiais.

Os procedimentos adoptados justificam-se pelo facto de se pretender obter valores de referência para as grandezas medidas, com o objectivo de possibilitar que a caracterização e o controlo da qualidade das camadas da subestrutura da via férrea passem a ser realizados com recurso a alguns dos métodos utilizados nestes estudos; tais métodos permitem obter resultados de forma rápida e económica, possibilitando a avaliação da regularidade dos trechos construídos e uma abordagem estatística dos parâmetros medidos.

6.6.2 Fossa de ensaios de pequenas dimensões

6.6.2.1 Considerações gerais

A fossa de ensaios de pequenas dimensões foi construída de forma a permitir compactar camadas de agregados atingindo características físicas e mecânicas semelhantes às obtidas em obra, nomeadamente no que se refere à compacidade e ao teor em água dos materiais e ao módulo de deformabilidade equivalente da subestrutura.

No estabelecimento das dimensões da fossa foram ponderados diversos aspectos, nomeadamente: i) os locais disponíveis para a sua construção; ii) a possibilidade de realizar ensaios de carga com placa com 300 mm de diâmetro sem uma interferência significativa do fundo e das paredes; iii) um volume que permitisse uma exploração

económica e fácil, tendo em conta os meios passíveis de serem mobilizados em laboratório; iv) as dimensões mínimas em planta que permitissem a realização de ensaios em zonas distintas.

Considerando a distribuição de tensões que se obtém num maciço solicitado por uma placa de carga, admitiu-se que a fossa deveria ter uma profundidade mínima de cerca do triplo do diâmetro da placa a utilizar, portanto, da ordem de 0,9 m.

A existência no LNEC de um local que, sofrendo algumas adaptações, poderia ser adequado à construção duma estrutura deste tipo, com dimensões 2,2×2,2×1,0 m^3, levou à realização de estudos que validassem essa possibilidade. Para tal, realizaram-se estudos com um modelo numérico por elementos finitos (ver Capítulo 3), em equilíbrio axissimétrico, simulando um ensaio de carga com placa de 300 mm de diâmetro, para determinar a influência das dimensões da fossa nos deslocamentos a obter sob a placa. Modelaram-se três subestruturas distintas: i) uma em que se considerou que a fronteira rígida estava a 5 m de profundidade e a 10 m do centro da placa; ii) duas outras, que pretendiam representar a fossa a utilizar, em que o fundo foi considerado a 1 m de profundidade e as paredes a 1,10 e 0,55 m do centro da placa, respectivamente. Admitiu-se um comportamento do solo elástico perfeitamente plástico, recorrendo ao critério de rotura de Mohr-Coulomb. A placa de carga foi simulada com uma rigidez muito elevada, de tal forma que os deslocamentos calculados sob a placa foram praticamente constantes em toda a sua superfície.

Concluiu-se que a máxima diferença verificada entre os deslocamentos de pontos da superfície calculados na subestrutura de maiores dimensões e os calculados quando a placa carregava o maciço apenas a uma distância de 0,55 m da parede foi de cerca de 7%.

Assim, construiu-se uma fossa de ensaios de dimensões 2,2×2,2×1 m^3, com um dispositivo no fundo que permite drenar as águas que se podem introduzir a partir da superfície. A reacção necessária para a realização dos ensaios de carga estática com placa foi obtida a partir de um estrutura metálica carregada com tanques de água, construída para o efeito.

As camadas foram construídas com agregados cujas características eram semelhantes às dos utilizados nos ensaios de carga triaxial cíclica. Pretendeu-se simular uma subestrutura por camadas semelhante à que estava em construção em algumas das zonas novas da Linha do Norte, nomeadamente utilizando um agregado de origem calcária no leito da via e um agregado de origem granítica como sub-balastro.

Os ensaios que se realizaram na fossa de ensaios com camadas de agregados tiveram como principais objectivos:

i) avaliar o módulo de deformabilidade equivalente das camadas compactadas, através de ensaios de carga estática com placa e de ensaios de carga dinâmica com deflectómetro de impacto portátil;
ii) verificar a variação do módulo de deformabilidade equivalente com a variação do teor em água dos materiais;
iii) comparar os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos nos agregados calcários com os obtidos em agregados graníticos;
iv) comparar os resultados obtidos nestes materiais com diferentes métodos de determinação do teor em água e do peso volúmico "in situ", nomeadamente o método da garrafa de areia e a sonda nuclear.

6.6.2.2 Construção de camadas de agregado calcário na fossa de ensaios de pequenas dimensões

Atendendo às características do equipamento que foi possível usar na compactação – uma placa vibradora com 85 kgf de peso estático e frequência de vibração de 75 Hz – o qual, necessariamente, produzia uma energia inferior aos que normalmente são utilizados nas obras de terraplenagem, foi decidido compactar camadas com espessura de apenas 0,10 m.

Durante a construção das várias camadas, o controlo de compactação foi feito pelo método da garrafa de areia com recolha de material para determinação do teor em água pelo método da estufa e pelo método da sonda nuclear (a duas profundidades, 0,05 e 0,15 m), o qual, em princípio, constitui um método adequado atendendo aos materiais em análise (Gabr et al., 1995; Macdonald e Lund, 1998).

Considerando a área disponível e os resultados da modelação numérica referida anteriormente, estabeleceram-se nove locais igualmente espaçados para realizar o controlo de compactação e os ensaios de carga.

Assim, em cada camada foram realizados 18 ensaios com a sonda nuclear, que conduziram a valores médios de compactação relativa que variaram entre 97% e 101%. As três primeiras camadas foram compactadas com valores do teor em água ligeiramente inferiores ao valor óptimo do ensaio de referência. Entre 0,30 e 0,50 m de altura as camadas foram compactadas com um teor em água mais baixo (w= 2% a 3%). Finalmente,

entre 0,50 e 0,80 m colocaram-se camadas com teor em água a variar entre 4,5% e 5,0%. O coeficiente de variação relativo às 18 determinações do peso volúmico com a sonda nuclear em cada camada foi sempre inferior a 3% e normalmente situou-se entre 1% e 2%. O coeficiente de variação associado à determinação do teor em água em cada camada variou entre 1% e 7%.

Realizaram-se três ensaios de garrafa de areia após a conclusão das camadas a 0,20, 0,40, 0,60 e 0,80 m de altura, num total de doze ensaios. Os valores do coeficiente de variação relativos a cada conjunto de três determinações do peso volúmico e do teor em água variaram entre 1% e 2% e entre 2% e 5 %, respectivamente.

Relativamente à comparação entre os resultados obtidos nos ensaios com a sonda nuclear e os obtidos com a garrafa de areia, concluiu-se que: i) o valor médio do peso volúmico determinado pelo método da garrafa de areia foi superior ao valor médio determinado pela sonda nuclear em cerca de 2%, nas determinações feitas a 0,20 e 0,40 m de altura de construção e inferior em 1% e 3%, nas determinações feitas a 0,60 e 0,80 m, respectivamente; ii) o valor médio do teor em água determinado pelo método da garrafa de areia diferiu do valor médio determinado pela sonda nuclear em cerca de 9% do valor absoluto.

Os valores obtidos permitem concluir que as camadas são relativamente homogéneas. Em face dos valores do coeficiente de variação calculados para os resultados obtidos com cada um dos procedimentos e, atendendo aos intervalos de variação normalmente aceites para estas grandezas, parece poder concluir-se que é aceitável utilizar a sonda nuclear no controlo de compactação destes materiais.

Durante a construção das diversas camadas foram também realizados ensaios de carga com o deflectómetro de impacto portátil (*DIP*), para a determinação do módulo de deformabilidade equivalente. Os ensaios foram realizados a diversas cotas, em três locais distintos em planta, aplicando uma tensão de 200 kPa sobre uma placa 300 mm de diâmetro. Na Figura 6.68 apresenta-se um aspecto da execução de um ensaio com o *DIP* e de um ensaio com a garrafa de areia.

Na Figura 6.69 apresentam-se os valores médios do módulo de deformabilidade equivalente determinados pelo *DIP* e o intervalo de variação dos valores registados em cada superfície correspondente a uma determinada cota de ensaio. Estes valores, que se apresentam em função do teor em água do material, foram calculados a partir da deflexão

observada no centro da placa. O teor em água foi calculado tendo por base a média dos valores do teor em água determinados a 0,05 e 0,15 m abaixo da superfície ensaiada.



Figura 6.68 – Aspecto dos ensaios de caracterização das camadas de agregados construídas na fossa de pequenas dimensões.

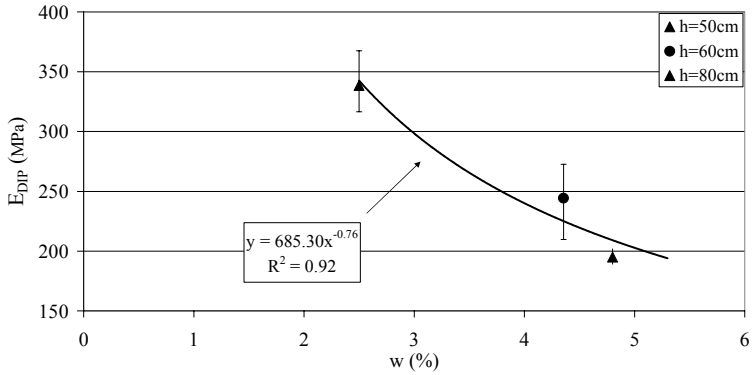


Figura 6.69 – Módulo de deformabilidade equivalente determinado com o *DIP* durante a construção das camadas de agregado calcário.

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente variam entre cerca de 200 e 350 MPa e evidenciam a grande dependência desta grandeza em relação ao teor em água do material. Além disso, é notória uma dispersão relativamente importante em relação ao valor médio, o que só não aconteceu para os valores mais elevados do teor em água.

Note-se que o grau de compactação não teve uma influência evidente no valor do módulo de deformabilidade equivalente; de facto, os valores mais baixos desta grandeza foram obtidos na camada com a maior compacidade, que foi construída com um teor em água mais elevado.

Uma vez construídas as camadas procedeu-se à determinação da evolução do teor em água do material ao longo do tempo; a medição foi realizada com o equipamento nuclear, a duas profundidades, nos locais anteriormente referidos. Os valores médios obtidos

apresentam-se na Figura 6.70. Procedeu-se também ao registo permanente da temperatura e da humidade da sala onde está instalada a fossa de ensaio, tendo-se concluído que a temperatura variou apenas entre 24 e 26º C e a humidade relativa do ar entre 50% e 70%, durante quinze dias. Neste período a variação do teor em água foi de cerca de 2%. Posteriormente, procedeu-se à molhagem superficial intensa do material, numa tentativa de reproduzir condições climatéricas adversas de pluviosidade intensa, associadas a um mau funcionamento dos sistemas de drenagem da via férrea. Após a molhagem que decorreu durante 24 horas, mediu-se o teor em água do material, tendo-se obtido um valor máximo de cerca de 4,6%. Quatro meses após a compactação o teor em água era de 2%; procedeu-se novamente a uma molhagem e o teor em água medido foi de cerca de 4%; quatro meses depois o valor do teor em água era cerca de 1,3%. As variações observadas foram semelhantes às detectadas "in situ" em subestruturas com sub-balastro de origem calcária (ver 6.5.4), onde as camadas tinham uma compacidade elevada (cerca de 100% de compactação relativa).

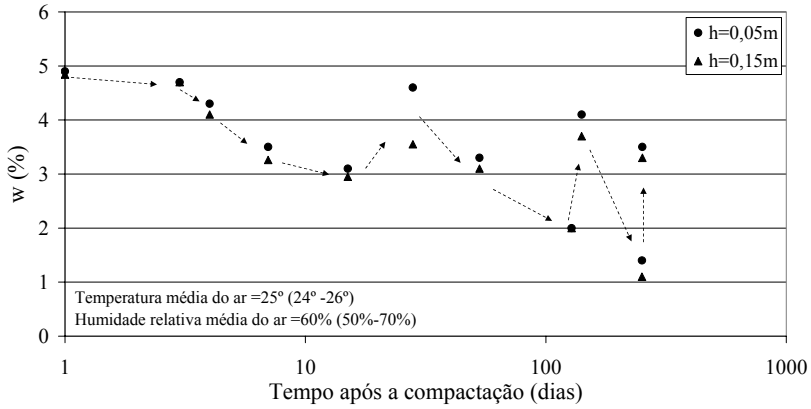


Figura 6.70 – Variação do teor em água na camada de agregado calcário.

6.6.2.3 Ensaios de carga sobre as camadas de agregado calcário

Após a construção das diversas camadas de agregado calcário foi instalada na fossa de ensaios uma estrutura de reacção que permitiu a execução de ensaios de carga estática com placa, com a aplicação de uma tensão máxima de 250 kPa numa placa de 300 mm de diâmetro. Os ensaios foram realizados para diferentes valores do teor em água do material.

Em cada ensaio foram realizados quatro ciclos de carga e descarga. Na Figura 6.71 apresenta-se a relação entre os valores do módulo de deformabilidade equivalente determinados em sucessivos ciclos de carga estática com placa para uma tensão vertical de 200 kPa e o valor determinado na primeira carga.

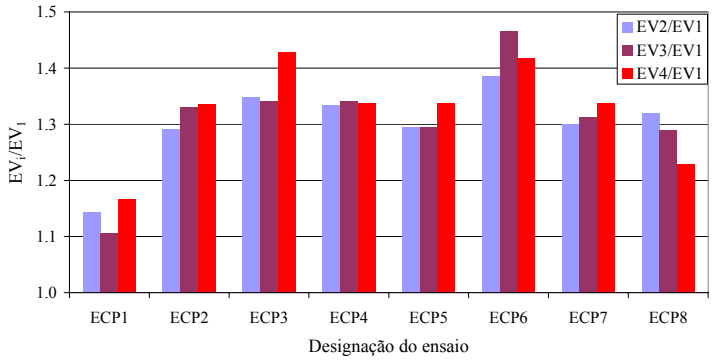


Figura 6.71 – Relação entre os valores do módulo de deformabilidade determinados em sucessivos ciclos de carga e o valor determinado na primeira carga.

Verifica-se que a relação entre o módulo de deformabilidade equivalente determinado no primeiro ciclo de carga (EV_1) e o determinado no segundo ciclo (EV_2), que normalmente é considerada um dos indicadores da qualidade da compactação, variou entre 1,1 e 1,4. Em termos médios o valor do módulo de deformabilidade equivalente apresentou valores semelhantes após o segundo ciclo.

Cada vez que se realizou um ensaio de carga estática com placa realizaram-se seis ensaios de carga com deflectómetro de impacto portátil, em locais distintos.

Na Figura 6.72 apresentam-se, entre outros: i) os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos no ensaio de carga com placa (EV_2) sobre as camadas de agregado calcário; ii) os valores do módulo obtidos com o deflectómetro de impacto portátil e as respectivas variações relativas aos seis ensaios realizados em locais distintos; iii) as curvas de melhor aproximação de EV_2. Nesta figura apresentam-se também os resultados obtidos sobre a camada de agregado granítico construído posteriormente (ver 6.6.2.4).

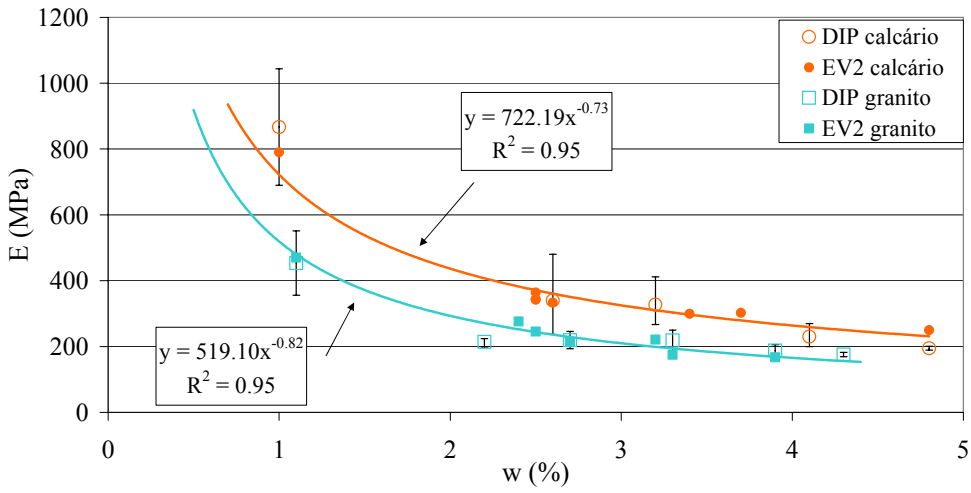


Figura 6.72 – Evolução do módulo de deformabilidade equivalente com a variação do teor em água das camadas de agregados.

Os valores de EV_2 obtidos nos ensaios de carga com placa realizados sobre as camadas de agregado calcário variaram entre aproximadamente 250 e 800 MPa.

A média dos valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *DIP* é relativamente próxima do valor EV_2 obtido no ensaio de carga estática com placa. A dispersão de valores obtidos com o deflectómetro de impacto portátil parece aumentar com o aumento do valor médio.

O módulo de deformabilidade equivalente aumenta significativamente com a diminuição do teor em água e é particularmente sensível à variação desta grandeza para os valores mais baixos da mesma, isto é, valores inferiores a cerca de 2,5%.

Os resultados obtidos permitem concluir que o agregado calcário deverá ser compactado com um teor em água semelhante ao óptimo do ensaio de referência, de forma a atingir a compacidade máxima. Nestas condições, com graus de saturação de cerca de 90%, obtêm-se valores mínimos do módulo de deformabilidade equivalente de cerca de 200 a 300 MPa. Este valor deverá aumentar com a diminuição do teor em água, que, em condições favoráveis de humidade e temperatura, ocorrerá de modo significativo. Para valores muito baixos do teor em água podem obter-se valores do módulo de deformabilidade de cerca de 800 a 1000 MPa. No entanto, a molhagem intensa do material, por exemplo em épocas de chuva, poderá provocar a sua saturação e a redução do valor do módulo de deformabilidade para valores próximos do mínimo.

A comparação entre os valores do módulo obtidos durante a secagem do material, com os obtidos após a molhagem, para valores do teor em água semelhantes, permite concluir que existe uma tendência de os primeiros serem superiores aos segundos. Este comportamento dos agregados, que tem sido identificado por outros autores (Thom, 1988; Heath et al., 2004), deve estar relacionado com a histerese das tensões superficiais que estão na origem da sucção, histerese essa que ocorre durante os ciclos de secagem e de molhagem. Quando o material seca a água disponível concentra-se nos contactos das partículas, desenvolvendo-se o fenómeno da sucção de forma relativamente homogénea em todos os contactos. Quando o material é sujeito a molhagem, o fenómeno pode não se desenvolver de forma homogénea (Kolisoja, 1997). A importância deste fenómeno depende da distribuição granulométrica do material e do arranjo das partículas (Likos e Lu, 2001).

Associado a este fenómeno pode ainda estar o efeito de cimentação, o qual funciona fundamentalmente durante a fase de secagem. Particularmente para valores baixos do teor em água, a cimentação química do material calcário pode ser um fenómeno determinante no comportamento, dependendo da composição mineralógica e da quantidade e qualidade dos elementos dissolvidos na água.

6.6.2.4 Construção de uma camada compactada de agregado granítico sobre o calcário na fossa de ensaios de pequenas dimensões

Após o estudo do comportamento do agregado calcário procedeu-se à construção, sobre este, de uma camada de material granítico, com o objectivo de simular a subestrutura da via férrea. Esta camada funcionaria como camada de sub-balastro, atendendo aos menores valores de desgaste no ensaio de Los Angeles do agregado granítico (ver 6.3).

A camada de 0,15 m de espessura foi compactada em três sub-camadas de 0,05 m, de acordo com o que foi referido anteriormente acerca da energia de compactação disponível. O controlo de compactação do material granítico decorreu de forma semelhante ao que foi atrás descrito em relação ao material calcário. Determinou-se o teor em água e o peso volúmico seco em diversos locais e às profundidades de 0,05 e 0,10 m. Estas determinações conduziram a um valor médio do teor em água de 3,9% e a uma compactação relativa média de 98%.

Após a compactação procedeu-se à determinação da variação, com o tempo, do teor em água do material granítico. Na Figura 6.73 apresentam-se os valores obtidos. Da mesma forma que tinha acontecido no caso do material calcário, também o material granítico evidenciou uma relativamente rápida perda de humidade.

As sucessivas operações de molhagem conduziram a um teor em água máximo de cerca de 4,5%, o qual foi normalmente determinado cerca de duas horas depois de interrompida a molhagem. Note-se que este valor é relativamente inferior ao máximo que tinha sido observado no trecho de via férrea monitorizado, referido em 6.5.4, que era de cerca de 8%. Esta diferença pode ficar a dever-se à distinta permeabilidade do material associada aos diferentes estados de compacidade (ver 6.5.5).

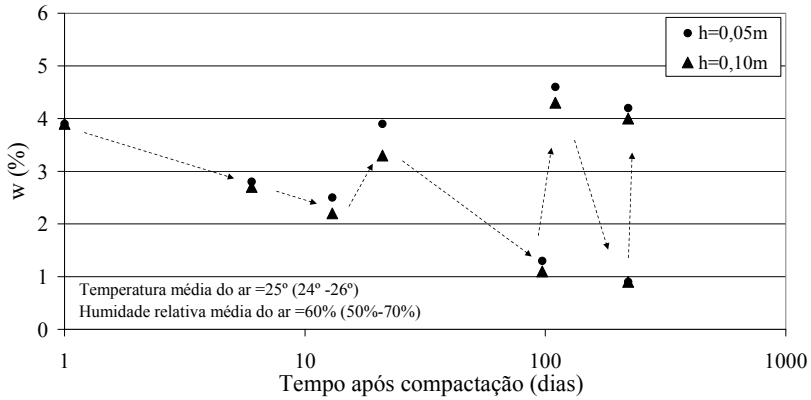


Figura 6.73 – Variação do teor em água na camada de agregado granítico.

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos nos ensaios de carga estática com placa ($\phi = 300$ mm) e nos ensaios com deflectómetro de impacto portátil estão apresentados na Figura 6.72.

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente determinados no ensaio de carga com placa sobre a camada de agregado granítico variaram entre aproximadamente 170 e 470 MPa.

A comparação dos resultados permite concluir que o módulo de deformabilidade equivalente medido sobre o material granítico que constitui a camada superior é menor que o medido sobre o material calcário, particularmente para valores baixos do teor em água dos materiais.

A média dos valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *DIP* é, também neste caso, relativamente próxima do valor EV_2 obtido no ensaio de carga estática com placa. A dispersão dos resultados obtidos nos ensaios realizados com o *DIP* é relativamente importante para valores muito baixos do teor em água; no entanto, em geral, é menos importante do que aquela que se obteve na camada de agregado calcário.

Em termos relativos, a sensibilidade à variação do teor em água do módulo de deformabilidade equivalente medido sobre camada de granito é semelhante à do módulo medido sobre a camada de calcário.

Após a realização dos ensaios procedeu-se à abertura de um poço na subestrutura, com o objectivo de observar o aspecto dos materiais compactados. Verificou-se a existência de duas camadas bem diferenciadas com aspecto de elevada compacidade (Figura 6.74).



Figura 6.74 – Aspecto dos materiais compactados.

6.6.2.5 Detecção da existência de camadas de elevada rigidez em profundidade com o *DIP*

Nas situações em que existe uma camada de elevada rigidez a uma profundidade relativamente pequena sob um meio homogéneo, o deslocamento de pico máximo originado por uma carga dinâmica aplicada nesse meio é seguido por sucessivos picos associados a oscilações de amplitude decrescente no tempo, que representam as vibrações livres do meio em análise. Estas vibrações têm um período bem definido, que corresponde aproximadamente ao período natural do meio solicitado. Nestas circunstâncias, é possível estimar, através da análise dos registos das deflexões no tempo, a profundidade a que se situa a camada de grande rigidez, através de uma relação do tipo (Chang et al., 1992; Chen, 1999):

$$h = k.\sqrt{E}\ .T_n \qquad \text{Eq. 6.24}$$

sendo:

h – profundidade da camada rígida (m);
k – constante com valor entre 0,25 e 0,40;
E – módulo de deformabilidade (kPa);
T_n – período natural de vibração da estrutura (s).

Durante a operação de desmonte das camadas de agregado colocadas na fossa realizaram-se ensaios com o *DIP* com o objectivo de avaliar a possibilidade de detectar uma camada rígida, neste caso a laje de fundo da própria fossa.

Na superfície, a cerca de 0,60 m da laje de fundo, realizou-se um ensaio e registaram-se a deflexão máxima no centro da placa e a evolução das deflexões no tempo (Figura 6.75). O período de vibração obtido foi de cerca de 5 ms.

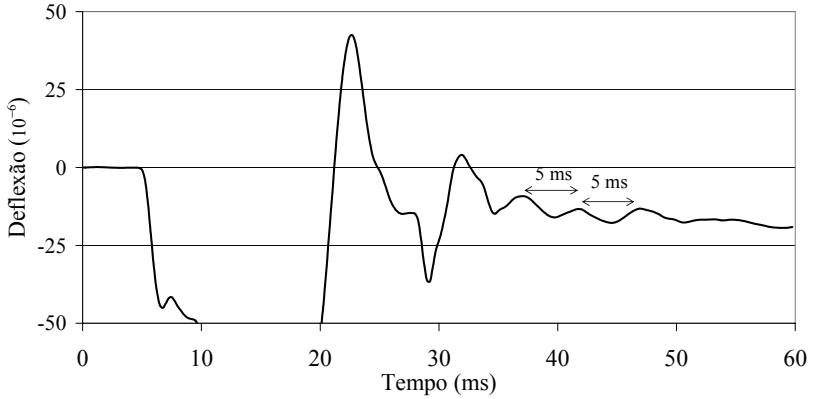


Figura 6.75 – Evolução no tempo da deflexão à superfície num meio com uma camada rígida a pequena profundidade.

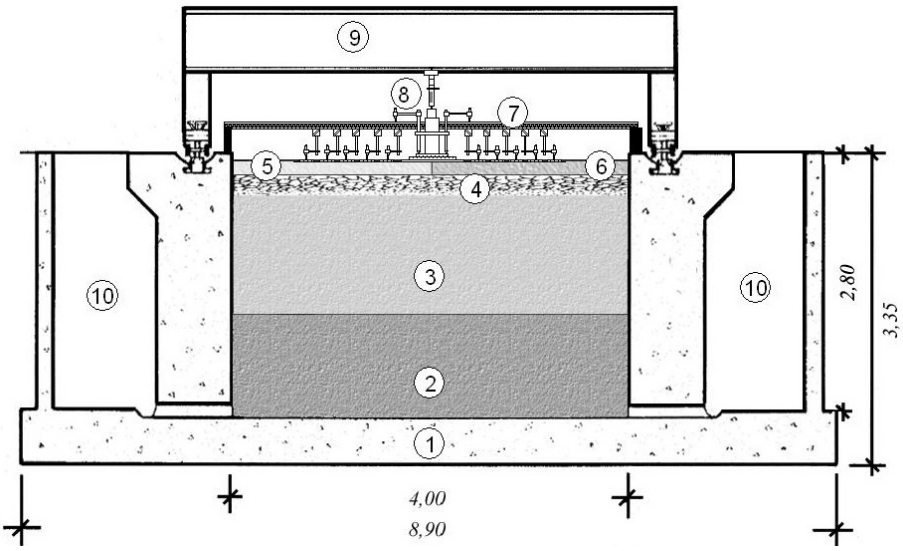
Recorrendo ao modelo por elementos finitos anteriormente referido e utilizando um processo iterativo, calculou-se o módulo de deformabilidade, do agregado calcário, tendo-se obtido o valor 290 MPa. Utilizando a Eq. 6.24 com o valor de k=0,25, obtém-se um valor de 0,67 m para a profundidade a que se encontra a camada rígida; este resultado traduz-se por um erro de cerca de 12% em relação ao valor verdadeiro.

Desta forma, parece poder concluir-se que, mesmo numa análise simplificada, o *DIP* permitirá estimar a profundidade a que se encontra uma camada de elevada rigidez, o que é um elemento de grande importância, no âmbito da caracterização "in situ" através de ensaios de carga de estruturas constituídas por camadas.

6.6.3 Fossa de ensaios de grandes dimensões

6.6.3.1 Características da fossa de ensaios e objectivos do estudo

A fossa de ensaios utilizada para construir as diversas camadas de materiais distintos é uma estrutura que existia no LNEC (LNEC, 1974), que foi modificada para servir os propósitos destes estudos. Trata-se de uma fossa de secção quadrada com 4,0×4,0 m^2, com uma profundidade de 2,80 m, ladeada por câmaras de 1,10 m de largura, que podem funcionar como tanques, permitindo promover a variação do nível freático no interior da fossa. A estrutura de reacção, constituída por um pórtico rolante, permite aplicar forças até 150 kN (Figura 6.76).



1. Laje de betão com 0,55 m
2. Camada de solo de fundação A-2-4 com 1,10 m
3. Camada de solo de fundação A-2-4 com 1,25 m
4. Camada de balastro contaminado com 0,20 m
5. Camada de agregado calcário com 0,15 m
6. Camada de agregado granítico com 0,15 m
7. Transdutores de deslocamento
8. Sistema para aplicação da tensão vertical
9. Pórtico de reacção
10. Câmara para colocação de água

Figura 6.76 – Corte esquemático transversal da fossa de grandes dimensões e dos dispositivos de ensaio.

A informação disponível indicava que o maciço existente no fundo da fossa, com uma espessura de cerca de 1,1 m, era relativamente homogéneo. Trata-se de um solo do tipo A-2-4, que foi colocado com um grau de compactação de cerca de 97% em relação ao ensaio Proctor pesado. Sobre a superfície deste solo foram realizados nove ensaios com o *DIP* em locais distintos, que conduziram a um valor médio do módulo de deformabilidade equivalente de 118 MPa, associado a um coeficiente de variação de 0,16. Estes valores relativamente elevados são semelhantes a outros obtidos em ensaios de carga realizados noutra época e estão associados quer ao baixo teor em água dos solos, quer à utilização que foi dada no passado à fossa de ensaios, a qual promoveu um adensamento dos materiais.

Para a realização dos ensaios de carga repetida com placas de diâmetro de 300 e 600 mm, foi necessário projectar, construir e adaptar distintos equipamentos. Procedeu-se à adaptação do equipamento utilizado nos ensaios de carga triaxial cíclica sobre provetes cilíndricos, nomeadamente no que se refere: i) ao sistema de aplicação e medição das cargas; ii) ao tipo e número de transdutores de deslocamento e respectivos condicionadores de sinal; iii) ao sistema de aquisição; iv) à aplicação informática.

A força foi medida por uma célula do tipo extensométrico, com campo de medição de 196 kN, colocada entre o êmbolo do actuador e uma placa intermédia.

Os deslocamentos verticais da placa foram medidos em três pontos desfasados de 120º; foram também medidos deslocamentos do maciço ao longo do alinhamento do pórtico de reacção, em cinco (em algumas situações seis) locais de cada lado da placa de carga. Os transdutores de deslocamento foram fixados a uma barra, considerada imóvel. Foram utilizados transdutores de deslocamento do tipo extensométrico e do tipo *LVDT*, com campos de medida a variar entre 5 e 10 mm.

Face ao número e tipo de transdutores usados, foi necessário recorrer a três condicionadores de sinal, dos quais dois foram destinados aos transdutores do tipo extensométrico e do tipo *LVDT* com ligação AC-AC, e o terceiro destinado aos transdutores do tipo *LVDT* com ligação CC-CC.

Relativamente ao sistema de aquisição, para além do selector de canais já descrito anteriormente, fez-se uso de um selector de canais adicional com capacidade para 16 canais.

Quanto à aplicação informática, esta foi sujeita a algumas modificações de forma a poder suportar o aumento do número de transdutores; esta modificação verificou-se, principalmente, ao nível dos comandos de configuração de canais, de visualização gráfica e numérica, do processamento de dados e do armazenamento de dados em ficheiro.

Para medir as tensões verticais e horizontais na parte superior da camada de leito e na parte superior da camada de balastro contaminado, foram instaladas, em diversas fases da construção, células de tensão total do tipo hidráulico, que foram previamente calibradas. As células, que foram instaladas envolvidas por camadas de areia, têm uma espessura de 1 cm e um diâmetro de 20 cm, reunindo, à partida, as condições para um adequado funcionamento (Veiga Pinto e Gomes Correia, 1986; Askegaard et al., 1998; Theroux et al., 2001).

Os valores medidos com estas células durante os ensaios serão analisados no Capítulo 8.

Os ensaios realizados na fossa de grandes dimensões, na qual foram construídas diversas camadas com materiais distintos, tiveram como principais objectivos:

i) avaliar o módulo de deformabilidade equivalente das camadas compactadas através de ensaios de carga estática com placa e de ensaios de carga dinâmica com o *SSG* (antes desta utilização o equipamento tinha sido já testado "in situ", ver 7.4);
ii) verificar a variação do módulo de deformabilidade equivalente com a variação do teor em água dos materiais;

iii) comparar os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos sobre os agregados calcários com os obtidos sobre os agregados graníticos;
iv) avaliar o comportamento a longo prazo das camadas construídas, sob efeito de cargas repetidas de valor distinto e em diferentes condições de estado dos materiais;
v) avaliar a influência da dimensão da placa de carga no valor do módulo de deformabilidade equivalente;
vi) determinar as tensões verticais e horizontais que se instalam a diversos níveis da subestrutura durante os ensaios;
vii) obter os deslocamentos em diversos locais da superfície devido a distintas solicitações, com o objectivo de calibrar o modelo numérico apresentado no Capítulo 8.

6.6.3.2 Construção e ensaio de camadas do solo de fundação e de balastro contaminado

O maciço de fundação foi construído sobre o que existia, após escavação parcial deste, em nove camadas de cerca de 0,14 m cada, numa espessura total de 1,25 m. O solo que foi colocado é uma areia siltosa, não plástica, com 21,3% (em peso) de partículas de dimensão inferior a 0,074 mm, classificado em A-2-4 (Classificação AASHTO). O ensaio de compactação Proctor deste solo conduziu a um peso volúmico seco máximo de 19,9 kN/m^3, com um teor em água óptimo de 9,8%. A compactação foi realizada com um cilindro vibrador Lebrero RVD-650 de carga estática de 650 kgf.

O controlo da qualidade da construção foi realizado pelo método da garrafa de areia, com a sonda nuclear e com o *DIP*, sistematicamente em nove locais distintos de cada camada. Os resultados obtidos durante o controlo de construção das várias camadas permitem concluir que o processo construtivo conduziu a um maciço relativamente homogéneo. Na última camada o valor médio da compactação relativa determinado em 6 locais foi de 97% do ensaio Proctor normal, associado a um coeficiente de variação de 1%. O valor médio do módulo de deformabilidade equivalente obtido com o *DIP* na superfície da última camada, em nove ensaios, foi de 55 MPa, associado a um coeficiente de variação de 12%. Ainda sobre esta camada foram realizados dois ensaios de carga com placa em locais distintos, tendo-se obtido valores do módulo de deformabilidade equivalente EV_1 de 22 e 26 MPa e do módulo de deformabilidade equivalente EV_2 de 59 e 68 MPa, respectivamente.

Atendendo aos valores da dispersão relativa obtida para os resultados dos ensaios, considera-se que o maciço é homogéneo (Brandl, 2001a).

Sobre este maciço de solo construiu-se uma camada de balastro contaminado de granulometria média. A preparação do material da camada de balastro contaminado foi feita com recurso a uma autobetoneira que permitiu proceder à mistura das diversas fracções e de água, em quantidades adequadas, para produzir a granulometria desejada. A camada de 0,20 m de espessura foi compactada em duas sub-camadas de 0,10 m de espessura, com 6 passagens duplas de cilindro. Numa zona delimitada em planta, fez-se passar o cilindro apenas uma vez, na tentativa de reproduzir uma situação em que o balastro contaminado tenha sido remexido e se encontre relativamente solto.

Após a compactação da camada de balastro contaminado determinou-se o módulo de deformabilidade equivalente com o *SSG*. Realizaram-se ensaios em nove locais que conduziram a um valor médio de 102 MPa, com um coeficiente de variação de 8%. Em três ensaios realizados na zona menos compactada obteve-se um valor médio de 78 MPa.

Seguidamente realizaram-se ensaios de cargas repetidas com placa de 600 mm, em locais distintos, com diferentes escalões de carga. Em geral, o tempo de carga foi de um segundo, com excepção do ensaio que seguidamente se designa por BCL2.

Na Figura 6.77 apresentam-se alguns aspectos da construção das camadas, nomeadamente dos solos utilizados, da compactação, do controlo da qualidade e dos ensaios realizados.

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente apresentados na Figura 6.78, relativos aos diversos ensaios de carga com placa foram obtidos da seguinte forma:

- BCL1 – após a aplicação de 100000 ciclos de carga, com a tensão vertical de 90 kPa;
- BCL3 – após a aplicação de 100000 ciclos de carga, divididos em cinco escalões de 20000 com valores variáveis da tensão vertical, sem ultrapassar os 150 kPa;
- BCL3A – após a realização do ensaio BCL3, utilizando a placa de 300 mm de diâmetro;
- BCL5 – após a aplicação de 100000 ciclos de carga, com a tensão vertical de 150 kPa;
- BCL4 – após a aplicação de 100 ciclos de carga, com a tensão vertical de 250 kPa e de 200 ciclos com tensão crescente entre 30 e 250 kPa, numa zona em que a camada de balastro contaminado foi mal compactada;
- BCL6 – após a aplicação de sucessivos conjuntos de 100 ciclos de carga, com a tensão vertical igual àquela que serviu para a determinação do valor do módulo de deformabilidade equivalente;

BCL2 – após a aplicação de sucessivos conjuntos de 100 ciclos de carga, com a tensão vertical igual àquela que serviu para determinação do valor do módulo de deformabilidade equivalente; o módulo foi determinado num ciclo em que a duração da carga foi de 10 segundos.

A realização de ensaios em diversos locais com valores de tensão sucessivamente crescentes permitiu observar uma variação importante do valor do módulo de deformabilidade equivalente com o valor da tensão vertical aplicada, particularmente para valores mais baixos da tensão.

Em geral, os valores do módulo de deformabilidade equivalente, obtidos para valores da tensão vertical de 200 a 250 kPa variam entre 100 e 120 MPa. Estes valores são semelhantes aos fornecidos pelos diversos ensaios de carga estática com placa realizados durante a caracterização da subestrutura da Linha do Norte, em locais onde a natureza dos materiais, a espessura e o estado do balastro contaminado eram semelhantes.

Os valores relativamente inferiores obtidos no ensaio BCL4 evidenciam a importância do estado de compacidade da camada de balastro contaminado já que, como foi referido, este ensaio foi executado numa zona menos compactada.

Os resultados fornecidos pelos outros ensaios demonstram uma relativa homogeneidade do maciço, pois a variação máxima do valor do módulo de deformabilidade equivalente, relativamente ao valor médio é de cerca de 10%.

Os valores dados pelo ensaio BCL2 são relativamente inferiores aos que foram obtidos nos outros ensaios, nomeadamente para valores da tensão vertical superiores a 60 kPa; este comportamento está certamente relacionado com a duração da carga, que sendo neste caso de 10 segundos permite o desenvolvimento de fenómenos de fluência, em particular no solo subjacente à camada de balastro contaminado.

Nos ensaios realizados nos locais que previamente foram sujeitos a 100000 ciclos de carga, com tensão vertical que atingiu 90 kPa (BCL1) e 150 kPa (BCL3 e BCL5), o valor do módulo de deformabilidade equivalente parece estabilizar, ou mesmo diminuir, quando é determinado para valores da tensão vertical superiores a 150 kPa. Ao contrário, nos locais onde foram aplicadas apenas algumas centenas de ciclos de carga, para valores elevados da tensão vertical o módulo tem tendência a aumentar.



a)



b)



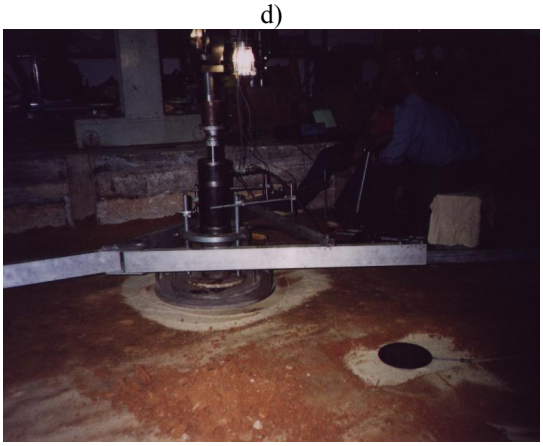
c)



d)



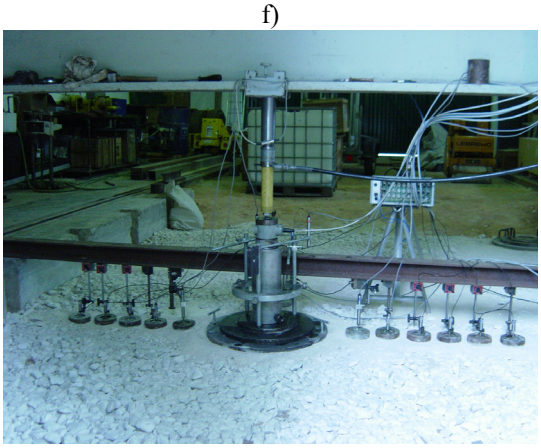
e)



f)

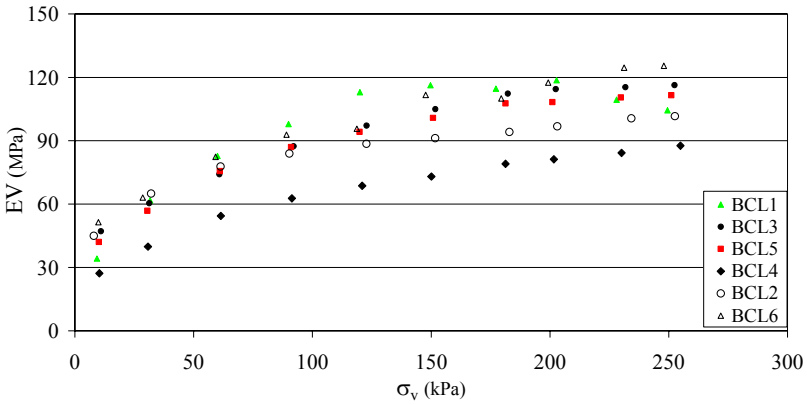


g)

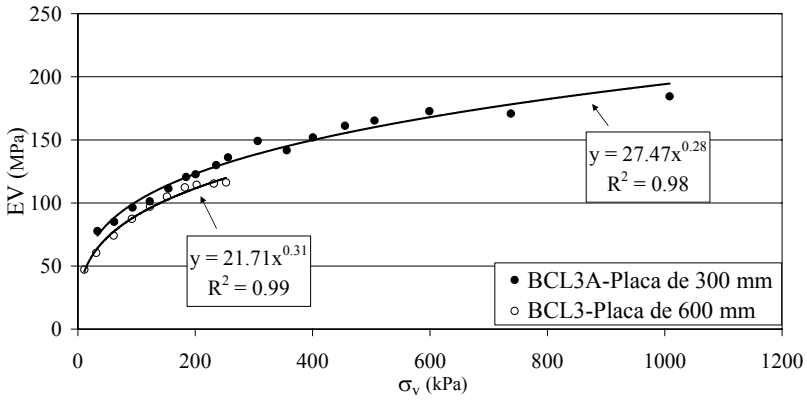


h)

Figura 6.77 – Aspectos da construção das camadas e dos ensaios realizados: a) solo retirado; b) solo colocado; c) ensaio com o *DIP* no maciço existente; d) compactação dos solos; e) ensaio com o *DIP*; f) *ECP* e célula de tensão total; g) construção da camada de balastro contaminado; h) *ECP* no balastro contaminado.



a)



b)

Figura 6.78 – Variação do módulo de deformabilidade com a tensão aplicada na camada de balastro contaminado: a) diversos locais de ensaio; b) placas de 300 e 600 mm de diâmetro.

Este comportamento pode traduzir alguma degradação da estrutura, nomeadamente dos solos da fundação, associada às muitas aplicações das cargas repetidas, ou pode ser resultado de arranjos locais das partículas da camada de balastro contaminado, ou mesmo de uma combinação de ambos os fenómenos.

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com a placa de 300 mm de diâmetro são superiores aos obtidos com a placa de 600 mm (Figura 6.78b). Para valores da tensão vertical aplicada de cerca de 200 a 250 kPa a diferença é de cerca de 7% a 15 %. Atendendo a estes resultados e à variação associada aos valores obtidos com a placa de 600 mm em diversos locais, pode concluir-se que uma subestrutura deste tipo poderá ser caracterizada com recurso a uma placa de 300 mm de diâmetro.

A aplicação de tensões mais elevadas através da placa de 300 mm de diâmetro, comparativamente com as aplicadas pela placa de 600 mm, permitiu aferir melhor o comportamento não linear da subestrutura, que se pode traduzir por uma lei do tipo (Figura 6.78b):

$$EV = a.\sigma_v^{\ b} \qquad \text{Eq. 6.25}$$

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *SSG* são próximos dos obtidos nos ensaios de carga com placa, quando se aplicam tensões próximas de 200 kPa. Nos locais bem compactados o valor médio do módulo de deformabilidade equivalente obtido com o *SSG* foi de cerca de 90% do valor médio obtido no ensaio de carga com placa com uma tensão de 200 kPa. Na zona menos compactada os valores foram semelhantes. Estes resultados permitem concluir que o *SSG* pode ser utilizado na determinação do módulo de deformabilidade equivalente de subestruturas deste tipo.

O comportamento da subestrutura, no que se refere ao deslocamento vertical permanente, foi avaliado através da realização de ensaios com 100000 aplicações de carga, a uma frequência de 0,5 Hz.

Na subestrutura da via a camada de balastro contaminado situa-se normalmente a cerca de 0,50 m abaixo da base da travessa. Nestas condições, a tensão vertical que lhe é aplicada em serviço varia de forma praticamente linear entre 20 e 80 kPa, quando a carga por eixo varia entre 50 e 250 kN (Kolisoja e Mäkelä, 2001). Assim, nos ensaios realizados para estudar a evolução do deslocamento vertical permanente considerou-se adequado fazer variar a tensão vertical entre 30 e 150 kPa.

Como atrás se referiu, no ensaio designado por BCL3 foram aplicados sucessivamente cinco conjuntos de 20000 ciclos de carga, com valores crescentes da tensão vertical de 30, 60, 90, 120 e 150 kPa. Nos ensaios designados por BCL1 e BCL5 foram aplicados 100000 ciclos de carga vertical, para tensões de 90 e 150 kPa, respectivamente.

Na Figura 6.79 apresentam-se as curvas do deslocamento vertical permanente acumulado ao longo dos ciclos de carga e a variação da taxa de deslocamento (variação do deslocamento com o número de ciclos de carga) com o valor deste.

A análise dos resultados permite concluir que o comportamento da subestrutura de camadas é semelhante ao obtido nos ensaios de carga triaxial cíclica: no início o deslocamento vertical aumenta de forma importante, mas tem tendência para estabilizar ao fim de muitos ciclos; com o aumento da carga vertical ocorre o aumento da taxa de deslocamento; o deslocamento máximo obtido no ensaio BCL1 (cerca de 1 mm), depois da aplicação de 60000 ciclos de carga com uma tensão de 90 kPa, é semelhante ao obtido no ensaio BCL3 (1,15 mm) após a aplicação de três conjuntos de 20000 ciclos com 30, 60 e

90 kPa; o deslocamento máximo obtido no ensaio BCL5 (1,7 mm), depois da aplicação de 100000 ciclos de carga com uma tensão de 150 kPa, é semelhante ao obtido no ensaio BCL3 (1,9 mm) após a aplicação dos cinco conjuntos de 20000 ciclos com os valores da tensão já referidos.

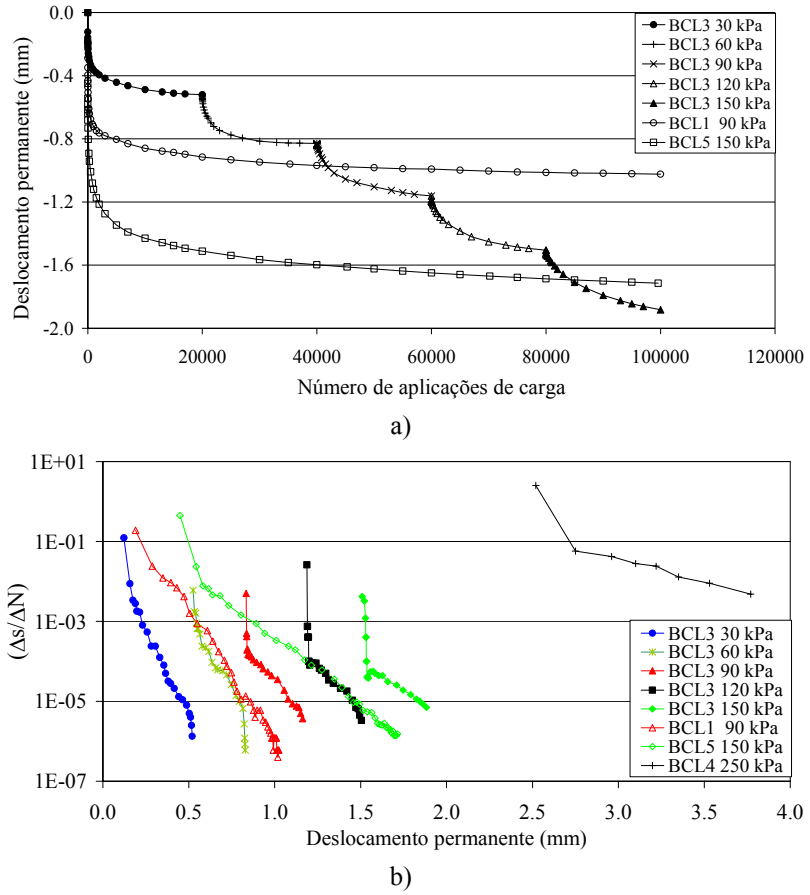


Figura 6.79 – Deslocamento vertical permanente na superfície do balastro contaminado: a) evolução com o número de aplicações de carga; b) taxa de variação em função do deslocamento permanente.

Assim, a aplicação de cargas repetidas de valor crescente, ao longo de vários ciclos, provoca um deslocamento permanente semelhante ao que ocorre quando se aplica o mesmo número de ciclos de carga com o valor mais elevado.

Este aspecto é particularmente interessante no que se refere à renovação de subestruturas de vias múltiplas de uma linha férrea que tenha tido diferentes utilizações, nomeadamente no que se refere ao número de aplicações de carga de valor relativamente elevado; esta era a situação de alguns trechos da Linha do Norte, como foi referido anteriormente (ver 5.4). Se durante a renovação a subestrutura existente for mantida e sobre ela for colocada uma camada de sub-balastro, as tensões verticais que no futuro irão solicitar a subestrutura original, provocadas pelas novas cargas por eixo, mais elevadas do que aquelas que

vinham sendo aplicadas, provocarão deslocamentos de forma relativamente rápida, de tal forma que o comportamento das distintas vias passará a ser semelhante.

Em termos de gestão da conservação este aspecto poderá ser relevante, pois os intervalos entre intervenções poderão ser regulares e semelhantes nas diversas vias da mesma linha.

A análise da variação da taxa de deslocamento vertical (deslocamento/ciclo) com o valor deste permite concluir que para níveis de tensão aplicada relativamente baixos (30 a 60 kPa) a taxa de deslocamento diminui rapidamente. No entanto, para níveis mais elevados de tensão vertical aplicada (90 a 250 kPa) o comportamento da subestrutura é relativamente distinto: a redução da taxa de deslocamento é relativamente mais lenta, identificando-se um comportamento próximo do que foi designado por *Plastic Creep*, aquando da análise do comportamento dos materiais em ensaios de carga triaxial cíclica.

Assim, em face da ocorrência de taxas relativamente elevadas parece que o número de aplicações de carga imposto, em particular para os valores de tensão mais elevados, não permite avaliar o comportamento da subestrutura a muito longo prazo. No entanto, esses valores da tensão vertical são relativamente superiores aos que normalmente solicitam as camadas da subestrutura da via em condições normais.

A análise de várias expressões que permitissem aproximar a resposta observada no domínio do número de ciclos aplicado e para valores da tensão vertical entre 30 e 150 kPa, permitiu concluir que a melhor aproximação é traduzida por uma relação do tipo:

$$s_p = a.N^b.e^{\frac{\sigma_v}{p_a}} \qquad \text{Eq. 6.26}$$

sendo:

s_p	–	deslocamento acumulado (mm);
a, b	–	parâmetros da subestrutura;
N	–	número de ciclos de carga;
σ_v	–	tensão vertical aplicada (kPa);
p_a	–	tensão de referência, 100 kPa.

Esta relação com coeficientes $a = 0{,}1187$ e $b = 0{,}1062$ apresenta um coeficiente de determinação R^2=0,99.

Um outro indicador da evolução do comportamento da subestrutura com a aplicação de cargas é a variação da sua resposta reversível a longo prazo. A evolução do módulo de deformabilidade equivalente com o número de aplicações de carga, apresentada na Figura 6.80, permite, aparentemente, distinguir quatro tipos de comportamento:

i) para baixos valores da tensão vertical aplicada (30 kPa), observa-se uma tendência para o aumento do módulo com o número de ciclos; este comportamento deve estar relacionado com o bom desempenho da subestrutura para valores baixos da tensão aplicada, os quais promovem uma compactação durante o ensaio, aumentando a compacidade dos materiais ao longo de vários ciclos; sujeita a este tipo de solicitação a subestrutura deverá ter tendência a estabilizar; os decréscimos pontuais do módulo deverão estar associados a pequenos arranjos localizados das partículas de balastro contaminado;

ii) para valores intermédios da tensão (entre 60 e 90 kPa), os valores do módulo diminuem ou aumentam seguindo tendências que perduram durante muitos ciclos; no entanto, os valores obtidos no final dos ensaios são semelhantes aos iniciais; para estes níveis de tensão vertical, a subestrutura é relativamente estável; as alterações que se verificam no módulo deverão estar associadas a arranjos locais das partículas;

iii) para valores mais elevados da tensão (120 a 150 kPa), apesar de ocorrerem oscilações do módulo com o número de ciclos, a tendência a longo prazo é para a sua diminuição; verificam-se eventualmente arranjos locais das partículas como acontece para valores mais baixos da tensão, mas a subestrutura poderá apresentar indícios de degradação ao fim de muito ciclos de carga;

iv) no ensaio BCL4, realizado numa zona mal compactada, o acréscimo do módulo é contínuo ao longo do ensaio, evidenciando a ocorrência de uma compactação proporcionada pelas cargas repetidas, traduzida por um deslocamento permanente de cerca de 4 mm ao fim de 100 ciclos de carga; após 300 aplicações de carga o valor do módulo aumenta cerca de 40% em relação ao obtido na segunda aplicação.

Teria sido interessante prolongar o ensaio BCL4 até um número mais elevado de ciclos. No entanto, tal não foi possível devido a problemas relacionados com a estabilidade do sistema de reacção, já que um dos apoios do pórtico deixou de garantir a sua fixação para valores da força semelhantes aos que era necessário aplicar (cerca de 70 kN).

Os resultados obtidos no ensaio BCL4 sugerem que, sempre que possível, se deve manter inalterada a camada de balastro contaminado, garantindo que o estado de compacidade originado pela passagem dos comboios ao longo dos anos se mantém. Por outro lado, demonstra o erro que se pode cometer na caracterização das vias em renovação, se durante

esse processo se alterar a compacidade da camada. Note-se que o valor do módulo de deformabilidade equivalente obtido no segundo ciclo de carga no ensaio BCL4 com uma tensão vertical aplicada de 200 kPa é cerca de 60% do valor médio obtido nos ensaios BCL3 e BCL5, em que se aplicou apenas 150 kPa.

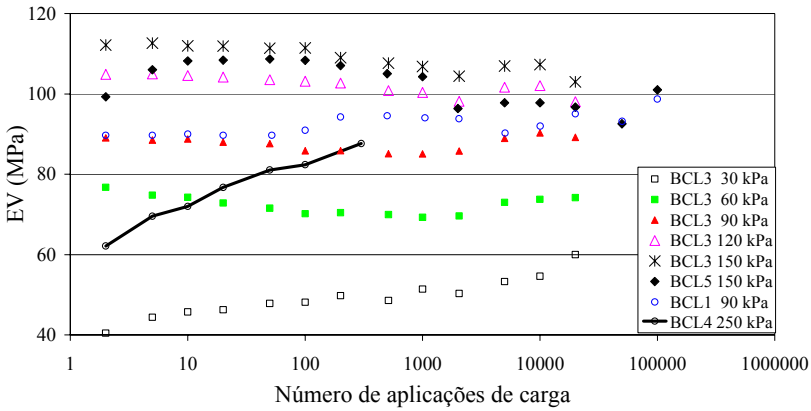


Figura 6.80 – Evolução do valor do módulo de deformabilidade equivalente com o número de aplicações de carga.

A análise global dos resultados permite concluir que o aumento da carga aplicada por eixo para valores da ordem de 250 kN (ao nível do carril), numa subestrutura do tipo da que se modelou e em que se mantém a camada de balastro contaminado, não colocará em risco a estabilidade da subestrutura; além disso, não deverão alterar-se significativamente os valores dos deslocamentos permanentes acumulados, resultantes da futura utilização. No entanto, em subestruturas em que os solos de fundação apresentem características geotécnicas relativamente menos favoráveis, ou em que a camada de balastro contaminado assuma características distintas daquela que foi modelada, o aumento da carga por eixo poderia acelerar de forma importante a degradação da subestrutura. Nestas circunstâncias a camada de sub-balastro irá desempenhar um papel fundamental para evitar a degradação das camadas subjacentes.

6.6.3.3 Construção e ensaio das camadas de agregados

Após a realização dos ensaios referidos anteriormente a área da fossa foi dividida a meio e sobre a camada de balastro contaminado foram construídas camadas de agregados, com o objectivo de simular a camada de sub-balastro da subestrutura da plataforma ferroviária renovada. Numa das metades construiu-se uma camada com agregado de origem calcária e na outra, uma camada de agregado granítico. Os agregados foram obtidos do mesmo lote daqueles que foram anteriormente ensaiados.

Estes materiais foram espalhados e compactados em sub-camadas com espessuras de 5 cm, num total de 15 cm. O controlo da compactação foi realizado em seis locais e obteve-se um grau de compactação médio de 98%, relativamente ao ensaio de referência, no caso da camada de calcário e de 99% na camada de granito.

Após a conclusão das camadas, foram realizadas, ao longo de vários dias, em quatro locais distintos (CS7, CS3, GS8 e GS4 localizados na Figura 6.81), sucessivas medições do teor em água dos agregados com a sonda nuclear (Figura 6.82a). A temperatura e a humidade relativa da sala, que foram registadas de forma contínua, variaram entre 25 e 31º Celsius e entre 45% e 61%, respectivamente.

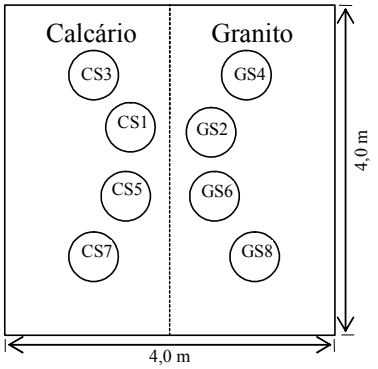


Figura 6.81 – Esquema de localização em planta dos locais de ensaio.

Seguidamente realizaram-se ensaios (*ECP* e *SSG*) para determinação do módulo de deformabilidade equivalente e da deformação permanente em diversos locais. Após a execução destes ensaios procedeu-se à molhagem generalizada dos materiais, inundando a superfície exposta das camadas (Figura 6.82b) com cerca de 3000 litros de água. A água infiltrou-se nos materiais e uma pequena quantidade escoou-se pela zona lateral da fossa.



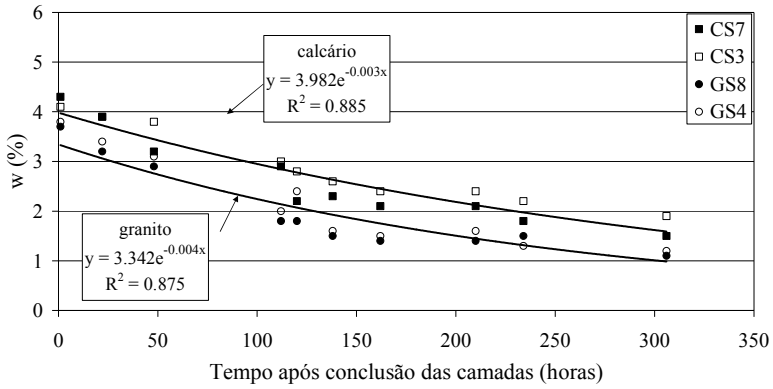
a) b)

Figura 6.82 – Aspectos da fossa ao nível das camadas de agregados: a) controlo de construção; b) aspecto da fossa inundada, após a realização dos ensaios de carga.

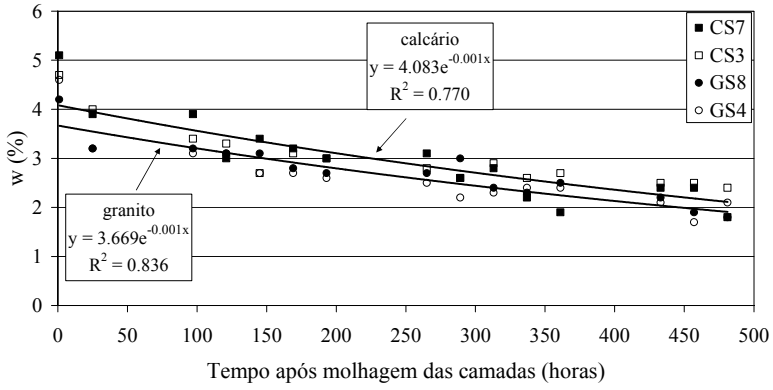
Considera-se que as condições a que se expôs a subestrutura são relativamente severas, atendendo a que, em condições normais, uma plataforma ferroviária tem cerca de 5% de inclinação permitindo que a água escoe sobre ela para o sistema de drenagem.

Na Figura 6.83 apresenta-se a variação dos valores do teor em água ao longo do tempo, após a construção e após a molhagem. Após a molhagem as condições de temperatura e humidade da sala mantiveram-se semelhantes às referidas anteriormente. A análise dos resultados obtidos permite concluir que ocorreu uma variação relativamente rápida do teor em água, de forma semelhante, em ambos os materiais, quer após a conclusão das camadas, quer após a molhagem. Após a molhagem a perda de água é mais lenta devido à humidade existente nas camadas subjacentes.

A evolução do teor em água dos materiais, obtida antes da molhagem, é semelhante à que tinha sido obtida no provete construído na fossa de pequenas dimensões: nos primeiros dez dias após a compactação o teor em água baixou cerca de 2%. Estes resultados evidenciam a necessidade de proceder ao controlo da qualidade das camadas imediatamente após a sua construção, em particular quando esse controlo é realizado com base no valor do módulo de deformabilidade equivalente.



a)



b)

Figura 6.83 – Evolução do teor em água nas camadas de agregados: a) depois da construção e antes da molhagem; b) após a molhagem.

Para as condições de temperatura e humidade verificadas, estas variações seguem aproximadamente uma lei do tipo:

$$w = a \,.\, e^{-bt} \qquad \text{Eq. 6.27}$$

sendo:

w – teor em água do material (%);
a – constante que varia entre 3 e 4;
b – constante que varia entre 0,001 e 0,004;
t – tempo decorrido (horas).

Note-se que as condições de humidade e temperatura registadas são semelhantes às que podem ocorrer quando as obras são realizadas em condições atmosféricas favoráveis. Em épocas de chuva a variação terá certamente outras características.

Quer após a conclusão da construção, quer depois da molhagem foram medidos os valores do teor em água e do módulo de deformabilidade equivalente pelo método do *SSG* e com o ensaio de carga com placa de 600 mm de diâmetro (*ECP*), em vários locais, ao longo de vários dias. Os ensaios nos locais CS7 e GS8 foram realizados após a aplicação de 40000 ciclos de carga em cada um deles. Na Figura 6.84 apresentam-se os valores do módulo equivalente determinados pelo *ECP* para uma tensão vertical de 200 kPa e os determinados pelo *SSG* nos mesmos locais, em função do teor em água medido nos agregados. A análise desses resultados permite concluir que:

i) os valores do módulo de deformabilidade equivalente medidos pelo *ECP* sobre a camada de calcário variam entre cerca de 130 e 190 MPa; sobre a camada de granito essa variação foi entre cerca de 110 e 160 MPa;

ii) o módulo de deformabilidade da subestrutura depende do teor em água medido nos agregados; as relações que melhor traduzem essa dependência são do tipo:

$$EV = \mathrm{a} \,.\, w^{-\mathrm{b}} \qquad \text{Eq. 6.28}$$

sendo:

EV – módulo de deformabilidade;
w – teor em água do material (%);
a e b – constantes que assumem os valores expressos na Figura 6.84.

iii) para semelhantes valores do teor em água, os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos sobre a camada de calcário (CS3 e CS7) são superiores aos que foram obtidos sobre a camada de granito (GS4 e GS8);

iv) a comparação dos valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos no *ECP* com os obtidos pelo *SSG* permite concluir que estes últimos valem cerca de 60% a 70% dos primeiros.

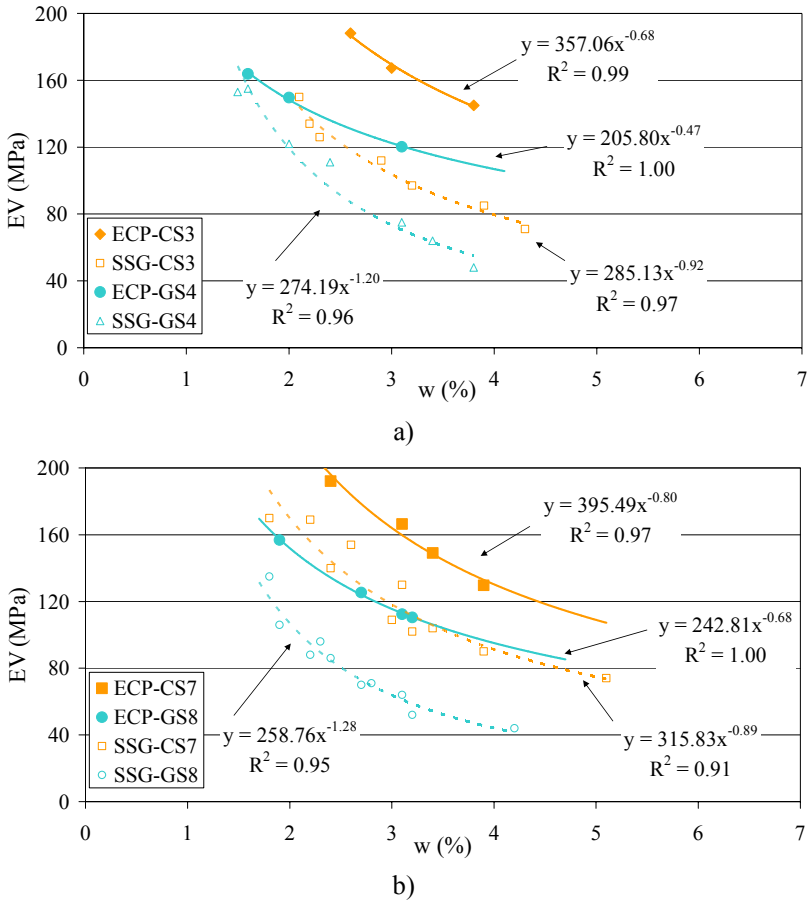


Figura 6.84 – Variação do módulo de deformabilidade equivalente com o teor em água nas camadas de agregados: a) após a construção; b) após a molhagem.

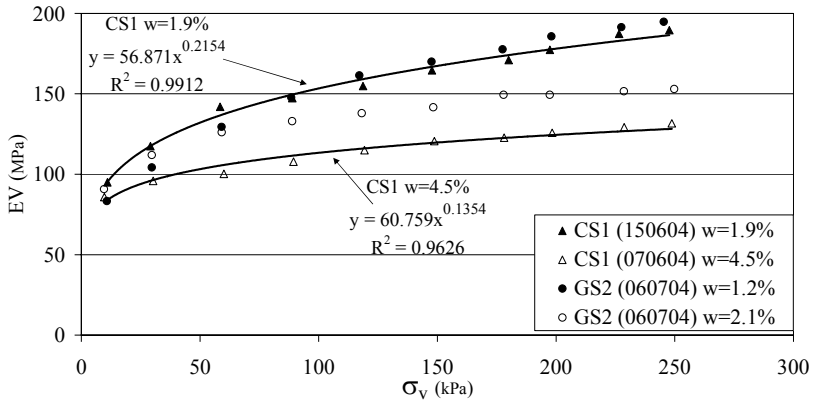
Note-se que a relação entre os valores obtidos pelo *SSG* e os obtidos pelo *ECP* é ligeiramente distinta da que tinha sido encontrada durante os ensaios realizados sobre a camada de balastro contaminado.

A realização de ensaios com placa com sucessivos patamares de carga, procedendo à determinação do módulo ao fim de dez ciclos, permitiu avaliar a evolução desta grandeza com a tensão aplicada. A comparação dos resultados apresentados na Figura 6.85 permite concluir que:

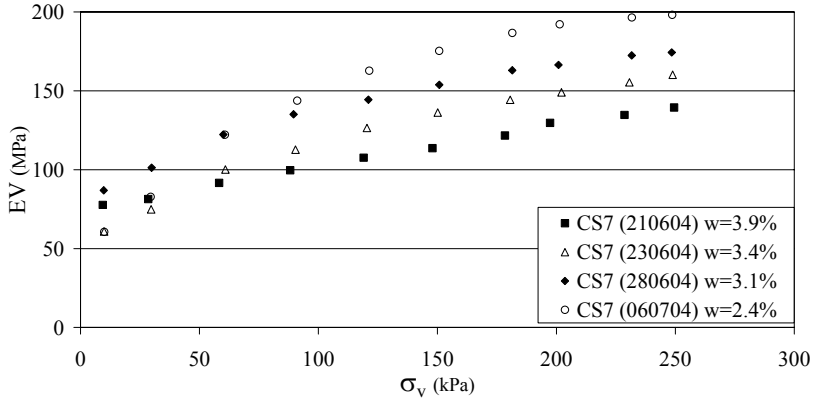
i) o módulo de deformabilidade equivalente da subestrutura depende da tensão vertical aplicada;

ii) a relação entre a tensão aplicada e o módulo de deformabilidade equivalente é semelhante em ambas as camadas (granito e calcário);

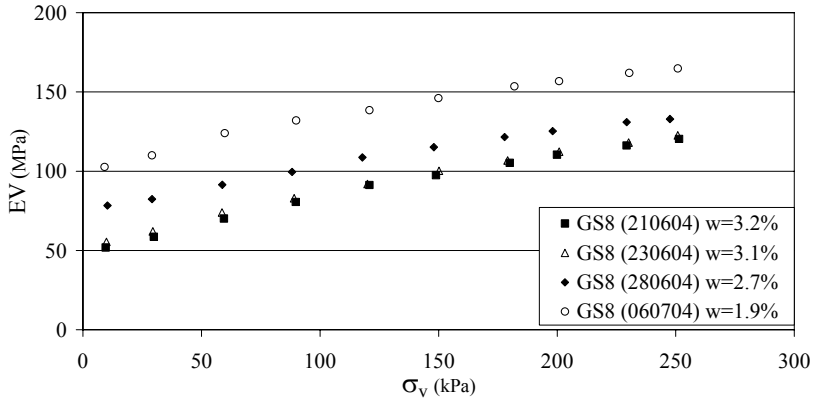
iii) a dependência do módulo em relação à tensão vertical é mais acentuada para valores muito baixos do teor em água dos agregados.



a)



b)



c)

Figura 6.85 – Variação do módulo de deformabilidade equivalente com a tensão vertical aplicada, para vários valores do teor em água nas camadas de agregados: a) locais CS1 e GS2; b) local CS7; c) local GS8.

O deslocamento vertical permanente acumulado sob acção de cargas repetidas foi estudado através da realização de ensaios de carga em diversos locais. Os ensaios designados por CS5 e GS6 decorreram antes da molhagem; os ensaios designados por CS7 e GS8 foram realizados depois da molhagem.

Nos ensaios CS5 e GS6, realizados sobre as camadas de calcário e de granito, respectivamente, foram aplicados sucessivamente cinco conjuntos de 20000 ciclos de carga, com valores crescentes da tensão vertical de 30, 60, 90, 120 e 150 kPa. Nos ensaios designados por CS7 e GS8 foram aplicados dois conjuntos de 20000 ciclos de carga vertical, correspondendo a tensões de 60 e 120 kPa.

Como se conclui da análise da Figura 6.86, os valores do deslocamento vertical permanente observados durante os ensaios realizados sobre a camada de agregado granítico foram superiores aos observados nos ensaios realizados sobre a camada de agregado calcário. Nos ensaios realizados antes da molhagem, os valores obtidos após cada conjunto de 20000 aplicações de carga sobre a camada de agregado granítico foram cerca de 40% a 60% superiores aos obtidos sobre a camada de agregado calcário; nos ensaios realizados depois da molhagem essa relação foi de cerca de 30% a 40%.

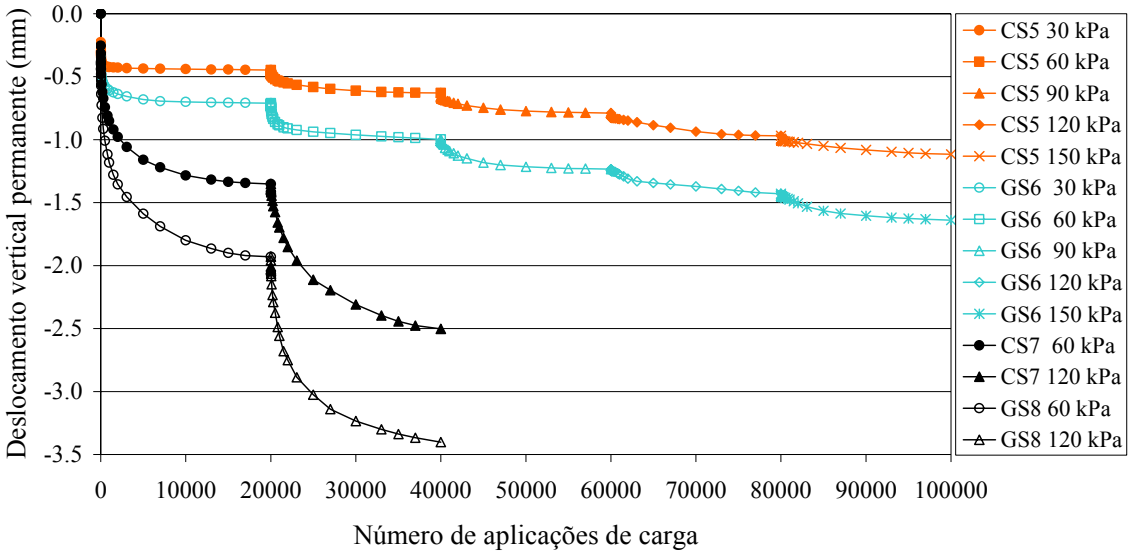


Figura 6.86 – Evolução do deslocamento vertical permanente na superfície das camadas de agregados.

Com o aumento da tensão vertical de 30 para 150 kPa o deslocamento vertical permanente aumenta de cerca de 0,45 para 1,3 mm na superfície da camada de agregado calcário e de 0,70 para 1,65 mm na superfície da camada de agregado granítico.

A comparação dos valores do deslocamento permanente observados antes e depois da molhagem, considerando a mesma tensão vertical aplicada, permite concluir que o efeito da mudança de estado provocou um aumento entre 115% e 160% no valor do deslocamento vertical permanente que ocorreu sobre a camada de calcário e entre 95% e 140% no valor do deslocamento ocorrido sobre a camada de granito.

Os valores da taxa de deslocamento vertical permanente (variação do deslocamento com o número de ciclos de carga) calculados com base nos resultados dos diversos ensaios (conjuntos de 20000 ciclos de carga) são apresentados na Figura 6.87a. O valor da taxa determinado após 20000 ciclos com um dado nível de tensão aumenta ligeiramente com aquela e é superior na camada de granito relativamente à de calcário.

A análise da variação da taxa de deslocamento vertical permanente na camada de calcário permite concluir que:

i) para a tensão vertical de 30 kPa a taxa de deslocamento decresce rapidamente com o deslocamento;

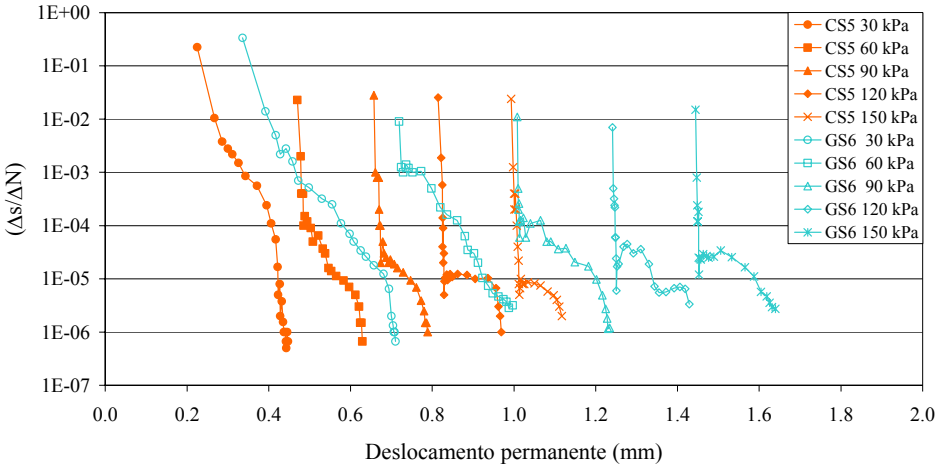
ii) os comportamentos observados quando foram aplicadas as tensões de 60 e 90 kPa foram semelhantes; ocorreu uma diminuição inicial rápida da taxa de deslocamento, seguida de uma diminuição relativamente mais lenta; a partir de cerca de 10000 aplicações de carga a taxa diminui rapidamente;

iii) quando foram aplicadas as tensões de 120 e 150 kPa, após a diminuição inicial rápida, ocorreu a estabilização da taxa de deslocamento durante um número considerável de aplicações de carga; a taxa voltou a diminuir significativamente a partir de cerca de 10000 ciclos no caso do ensaio com tensão vertical de 120 kPa e a partir de 15000 no caso do ensaio em que foi aplicada uma tensão de 150 kPa.

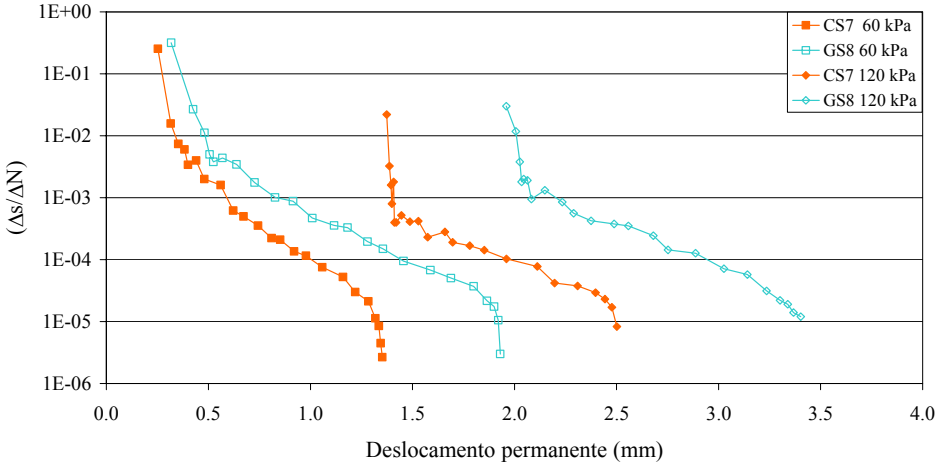
Na camada de agregado granítico a variação da taxa de deslocamento foi semelhante para tensões aplicadas de 30 e 60 kPa, caracterizando-se por um decréscimo relativamente regular ao longo dos ensaios; para tensões superiores o comportamento foi semelhante ao observado na camada de calcário quando esta foi sujeita às tensões mais elevadas.

No que se refere aos ensaios realizados depois da molhagem da fossa (Figura 6.87b), os valores das taxas de deslocamento são relativamente elevados em ambas as camadas, ao longo de muitos ciclos de carga. A taxa calculada para 20000 ciclos de carga aumenta com a tensão vertical aplicada e é ligeiramente superior na camada de agregado granítico, como se tinha verificado nos ensaios referidos anteriormente; os valores desta taxa são

relativamente elevados e, no caso do ensaio em que se aplicou 120 kPa sobre a camada de granito (GS8), não apresenta uma tendência nítida de diminuição.



a)



b)

Figura 6.87 – Evolução da taxa de deslocamento permanente na superfície das camadas de agregados: a) antes da molhagem; b) após a molhagem.

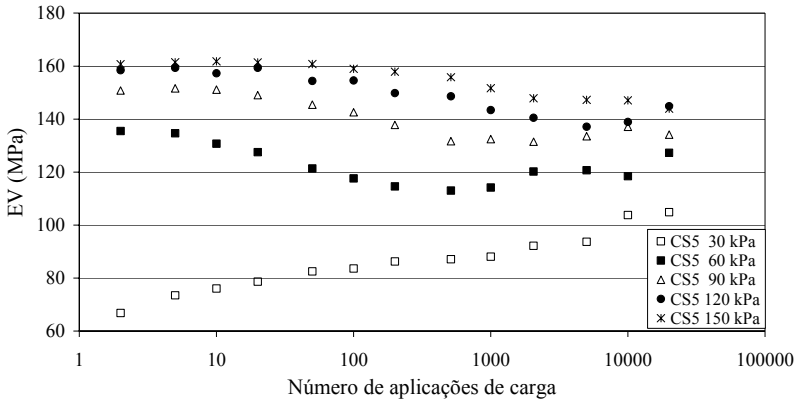
A evolução do módulo de deformabilidade durante os 20000 ciclos de cada patamar de carga dos ensaios realizados nos locais CS5 e GS6 está representada na Figura 6.88. A análise dos resultados permite concluir que:

i) os valores do módulo obtidos em ambos os casos são semelhantes; no entanto, o teor em água da camada de calcário (ensaio CS5) era de 2,1% e o da camada de granito (GS6) apenas de 1,4%;

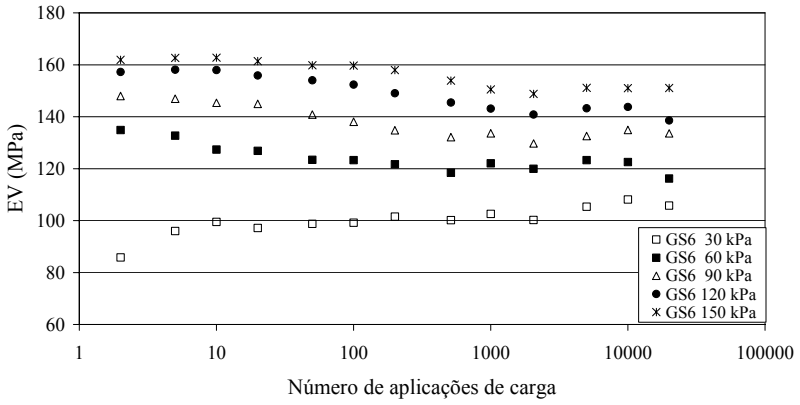
ii) à semelhança do que se verificou nos ensaios realizados sobre a camada de balastro contaminado, para baixos valores da tensão vertical aplicada (30 kPa) observa-se uma tendência para o aumento do módulo com o número de ciclos; no entanto,

agora este aumento é relativamente mais importante, particularmente no que se refere ao ensaio realizado sobre o agregado calcário, o que pode ficar a dever-se ao facto de durante a compactação se ter atingido uma compacidade inferior à correspondente ao valor óptimo do ensaio de referência;

iii) parece haver uma tendência para a diminuição do módulo com o número de ciclos para todos os valores das tensões aplicadas, acima de 30 kPa; em ambas as camadas, após 20000 ciclos de carga com a tensão vertical de 150 kPa, o módulo diminuiu cerca de 10%; este comportamento é relativamente distinto daquele que tinha sido observado nos ensaios sobre a camada de balastro contaminado, nos quais aquela tendência apenas se registava para valores elevados da tensão vertical aplicada.



a)



b)

Figura 6.88 – Evolução do módulo de deformabilidade com o número de aplicações de carga: a) ensaio CS5; b) ensaio GS6.

Estes resultados evidenciam a importância de realizar ensaios com muitos ciclos de carga, preferencialmente atingindo valores da ordem de 10^6 para identificar o comportamento dos

materiais quando sujeitos a um número de aplicações de carga semelhante ao que ocorrerá durante a vida útil da subestrutura.

6.7 CONCLUSÕES RELATIVAS AOS RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

A determinação do peso volúmico "in situ" do balastro contaminado da subestrutura das vias que se encontram em exploração é uma tarefa difícil e demorada, quer devido às restrições impostas pela superestrutura, quer devido às características do próprio material, nomeadamente o estado de elevada compacidade em que normalmente se encontra, o tipo de granulometria e a dimensão máxima das partículas. Assim, os métodos normalmente utilizados no âmbito da mecânica dos solos não permitem obter resultados satisfatórios. O método que foi desenvolvido neste trabalho para proceder àquela determinação, designado por método da membrana, permite obter bons resultados e realizar cada ensaio num período de duração aceitável, isto é, cerca de 45 minutos.

A análise mineralógica de amostras de balastro contaminado, recorrendo a registos difractométricos de raios X, permitiu identificar os minerais presentes nessas amostras e a proporção dessa presença. Os resultados obtidos nas amostras analisadas permitiram identificar dois tipos de contaminação distinta: i) uma essencialmente provocada pelos finos e partículas finas originadas pelo desgaste das partículas de balastro; ii) outra, onde é notória a presença de partículas dos solos das camadas subjacentes ao balastro.

Em geral a segunda situação está associada a um deficiente comportamento da fundação, exigindo, portanto, que durante a renovação se proceda a acções que visem corrigir esse comportamento, como por exemplo recorrendo à substituição de solos. Neste trabalho deu-se particular enfoque à primeira situação, considerando que a camada de balastro contaminado tem origem na evolução das partículas do balastro calcário que constituía a antiga camada de balastro da via. Nestas situações o comportamento da plataforma deve ter sido relativamente bom, sendo possível manter a subestrutura antiga e sobre ela colocar uma camada de sub-balastro.

Os agregados britados de granulometria extensa que foram utilizados nestes estudos são materiais seleccionados com o objectivo de serem utilizados nas camadas de apoio da via

férrea renovada. Os ensaios preliminares de caracterização física e mecânica indicaram tratar-se de materiais com aptidão para desempenharem essas funções.

Foi possível construir em laboratório provetes de balastro contaminado de grandes dimensões, com distintos índices de contaminação, os quais conduziram a distintos valores do índice de vazios. Sobre esses provetes realizaram-se ensaios triaxiais (ϕ = 300 mm) com distintos valores de pressão de confinamento, que variaram entre 10 e 250 kPa, para estudar o comportamento à rotura destes materiais. Concluiu-se que: i) todos os provetes exibiram um comportamento altamente dilatante durante os ensaios, o qual diminuía de importância com o aumento da pressão de confinamento e do teor em água; ii) a tensão de rotura e o comportamento após a rotura dependem do índice de contaminação e do estado de saturação do balastro contaminado; iii) a envolvente de rotura dos materiais é curva; iv) os fenómenos de sucção e de cimentação têm uma influência determinante no comportamento do balastro contaminado de origem calcária; v) o módulo de deformabilidade secante determinado durante a carga depende do índice de contaminação e da pressão de confinamento; vi) provetes com o mesmo índice de contaminação, mas com diferentes valores do índice de vazios, apresentam valores de tensão de rotura muito distintos.

Os ensaios triaxiais realizados sobre provetes de balastro num regime de carga multifásico mostraram que a tensão de rotura depende muito do índice de vazios dos provetes. Em condições normais, o ângulo de atrito deve ser superior a 45º.

As características de resistência dos agregados, determinadas também com recurso a ensaios triaxiais em regime multifásico, são tais que as envolventes de rotura se apresentam relativamente afastadas das trajectórias de tensão aplicadas nos ensaios de carga cíclica.

Projectou-se e construiu-se um equipamento de carga triaxial de grandes dimensões que permite variar ciclicamente a tensão deviatórica e a pressão de confinamento. As deformações axiais e radiais dos provetes foram medidas com recurso a instrumentação interna. Este equipamento permitiu realizar ensaios de caracterização dos comportamentos reversível e permanente do balastro contaminado e dos agregados britados de origem calcária e granítica, quando sujeitos a cargas cíclicas. O estabelecimento das condições de ensaio dos provetes contemplou o estado dos materiais "in situ", as solicitações expectáveis e a exposição a distintas condições climáticas. No caso do balastro

contaminado foram ensaiados provetes com distintos índices de contaminação. No caso dos agregados foram ensaiados provetes com granulometrias distintas.

Os valores do módulo de deformabilidade dos materiais dependem das solicitações aplicadas, do estado de compacidade e do teor em água. Os resultados obtidos nos ensaios de carga triaxial cíclica mostraram que o comportamento dos materiais quando sujeitos a distintos valores da tensão aplicada pode ser aproximado por diversos modelos referidos na bibliografia da especialidade, que normalmente têm sido considerados adequados para modelar o comportamento tensão-deformação de agregados.

Uma análise comparativa dos materiais recorrendo ao valor do módulo reversível característico mostrou que: i) o balastro contaminado, quando ensaiado seco, apresenta valores de 941, 959 e 1261 MPa, nos provetes com granulometria fina, média e grossa, respectivamente; ii) quando os ensaios decorreram com os provetes molhados, esses valores foram de 902, 722 e 838 MPa, respectivamente; iii) no agregado calcário, o módulo reversível variou com o teor em água, entre 600 e 1250 MPa; iv) no agregado granítico essa variação foi entre 300 e 900 MPa. Estes resultados permitem concluir que os valores do módulo reversível característico do agregado calcário e do balastro contaminado são da mesma ordem de grandeza (variando entre cerca de 600 e 1250 MPa) e que o do agregado granítico é relativamente mais baixo.

A variação do módulo reversível característico com o teor em água é semelhante nos dois tipos de agregados.

A deformação permanente dos materiais depende do número de ciclos de carga e da tensão aplicada. Além disso, os agregados mostraram uma dependência deste parâmetro relativamente ao teor em água.

A molhagem dos materiais provocou um aumento brusco na taxa de deformação axial permanente, principalmente nos provetes de agregados que tinham sofrido um número elevado de aplicações de carga num estado muito seco.

Os modelos utilizados para aproximar o comportamento dos materiais quando sujeitos a muitos ciclos de carga, com valores distintos de tensão aplicada, mostram uma relativamente boa adequação.

A avaliação geral do comportamento dos materiais no que se refere à deformação permanente, permite concluir que o agregado calcário apresenta deformações axiais permanentes relativamente menores do que o agregado granítico; o balastro contaminado

de granulometria média apresenta um comportamento semelhante ao dos agregados para valores de q/p relativamente baixos; para valores de $q/p \geq 2{,}0$ os valores da extensão permanente são relativamente mais elevados no balastro contaminado, particularmente para valores elevados da tensão média.

No entanto, atendendo à localização do balastro contaminado na subestrutura da via férrea, os níveis de tensão a que ele deverá ficar sujeito, quando sobre ele for colocada uma camada de sub-balastro, permitirão que o seu comportamento seja semelhante ao dos agregados de granulometria extensa.

A fossa de ensaios de pequenas dimensões que foi construída no âmbito deste trabalho constitui um valioso equipamento para o estudo do comportamento de subestruturas constituídas por camadas. De facto, a sua utilização permitiu avaliar a evolução, com o tempo, do estado de saturação dos materiais e determinar a variação do módulo de deformabilidade com essa evolução. Para uma diminuição do teor em água de cerca de quatro pontos percentuais, os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos nos ensaios de carga com placa sobre a camada de agregado calcário variaram entre aproximadamente 250 e 800 MPa; no caso da camada de agregado granítico a variação ocorreu entre 170 e 470 MPa; note-se que esta camada foi construída sobre o maciço de agregado calcário que tinha sido previamente ensaiado, o que significa que os valores do módulo de deformabilidade, que corresponderiam a um maciço de camadas de agregado granítico, seriam relativamente inferiores aos que foram obtidos.

Para valores semelhantes do teor em água dos materiais, a média dos valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o deflectómetro de impacto portátil foi semelhante aos valores obtidos pelo ensaio de carga estática com placa (ambos os ensaios foram realizados com placas de 300 mm de diâmetro).

A fossa de ensaios de grandes dimensões permitiu simular a subestrutura existente em alguns dos trechos da Linha do Norte. O solo de fundação, uma areia siltosa, apresentou valores do módulo de deformabilidade de cerca de 50 a 60 MPa. Sobre a camada de balastro contaminado mediram-se módulos de cerca de 100 a 120 MPa no ensaio de carga com placa com uma tensão aplicada 200 kPa. Sobre as camadas de agregados os valores do módulo variaram com o teor em água dos agregados, entre aproximadamente 90 e 200 MPa; os módulos medidos sobre a camada de agregado calcário foram superiores aos medidos sobre a camada de agregado granítico.

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *SSG* foram relativamente inferiores aos obtidos no ensaio de carga com placa, particularmente nos ensaios realizados sobre as camadas de agregados de granulometria extensa. No entanto, é possível encontrar uma relação entre os resultados obtidos pelos dois métodos.

A evolução da deformação permanente nas camadas ensaiadas evidencia a necessidade de haver um acompanhamento regular do nivelamento da via após a renovação, durante um número considerável de aplicações de carga, de forma a assegurar que se mantêm os requisitos de regularidade geométrica da via. Quando a aplicação de um grande número de ciclos de carga se deu depois da subestrutura ter sido abundantemente molhada a deformação permanente medida foi relativamente importante e não estabilizou durante o ensaio.

Em resumo, as principais conclusões a reter destes estudos são:

- o agregado calcário demonstrou um desempenho melhor que o agregado granítico, quer no que se refere ao comportamento reversível, quer relativamente às deformações permanentes; os resultados mostram claramente que os critérios empíricos de selecção de agregados baseados nos resultados dos ensaios de Los Angeles não são suficientes para avaliar o desempenho mecânico dos agregados e que materiais com partículas de dureza relativamente mais baixa podem ter desempenhos iguais ou melhores em termos de módulo reversível e da deformação permanente; resultados semelhantes foram obtidos por outros autores; o desempenho mecânico de um agregado está estreitamente ligado à estrutura do esqueleto mineral; além disso, deve depender também da natureza, do número e da intensidade dos contactos intergranulares; portanto, pode ser inadequado estimar o desempenho mecânico a partir dos resultados dos ensaios de identificação dos agregados, como já tinham sugerido outros autores (Hornych et al., 1993; Dawson et al., 1996; Balay et al., 1998).
- os resultados obtidos evidenciam um comportamento muito distinto da subestrutura da via quando varia o teor em água dos materiais: com o aumento do teor em água diminui o módulo de deformabilidade equivalente e aumenta a deformação permanente; assim, é de extrema importância garantir: i) a regularidade geométrica da camada de sub-balastro, de modo a que a evacuação das águas que caem na via se processe rapidamente por escorrência superficial; ii) impedir que o nível freático

atinja o leito da via; iii) garantir o adequado funcionamento dos dispositivos de drenagem;

- as rápidas variações do teor em água dos agregados, depois de colocados em camadas sugerem que a avaliação do módulo de deformabilidade equivalente "in situ" deva ser feita logo após a compactação, que deverá ser executada com um teor em água semelhante ao óptimo;
- o comportamento da camada de balastro contaminado deve ser satisfatório, quer em termos de módulo de deformabilidade reversível quer no que se refere à deformação permanente, quando sobre ela for construída uma camada de sub-balastro de agregado britado;
- durante as obras de renovação da via, sempre que possível, deve manter-se inalterada a camada de balastro contaminado, se o propósito for mantê-la na subestrutura renovada da via e se se pretender contar com o seu contributo estrutural; a alteração do estado de compacidade e das tensões horizontais devidas à compactação induzida pela passagem de muitos comboios ao longo de vários anos pode alterar significativamente as características mecânicas da camada.

CAPÍTULO 7

CARACTERIZAÇÃO DA SUBESTRUTURA RENOVADA

7.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se alguns resultados relativos à caracterização da plataforma da subestrutura da Linha do Norte, realizada durante as obras de renovação, e da plataforma ferroviária da substrutura nova, construída numa "variante" (o conceito de "variante" foi apresentado em 5.1).

Faz-se uma descrição sucinta dos locais em análise e apresentam-se os resultados obtidos no controlo da qualidade com recurso aos procedimentos tradicionais, nomeadamente os valores da compactação relativa das camadas. Apresentam-se e analisam-se os valores do módulo de deformabilidade equivalente determinados pelo ensaio de carga estática com placa.

Note-se que, como foi anteriormente referido, no projecto de renovação da plataforma ferroviária da Linha do Norte foram especificadas características mínimas de deformabilidade a atingir ao nível da camada de leito da via e no topo da camada de sub-balastro, com recurso ao ensaio de carga com placa (UIC, 1994). No entanto, como foi referido no Capítulo 3, a execução sistemática destes ensaios é difícil, o que torna necessário limitar a sua quantidade, de forma a garantir o regular desenvolvimento dos trabalhos e a minimizar o impacto na exploração da linha. Assim, realizaram-se diversos estudos quer na subestrutura da via renovada, quer na plataforma ferroviária nova, em que se aplicaram os métodos não destrutivos de caracterização da deformabilidade, apresentados no Capítulo 3, e o ensaio de carga estática com placa (*ECP*). Foram utilizados o deflectómetro de impacto portátil (*DIP*), o *Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo* (*MCSC*), o equipamento electro-mecânico ligeiro para medir o módulo de deformabilidade equivalente (*SSG*) e os métodos das ondas sísmicas superficiais (*SASW* e *CSW*).

A aplicação dos distintos métodos em subestruturas com diferentes características teve com principais objectivos: i) conhecer, para diferentes condições, o valor do módulo de deformabilidade equivalente em cada um dos locais ensaiados; ii) avaliar, para cada um dos métodos, a sua repetibilidade, a sensibilidade às condições de ensaio, a facilidade de aplicação e de obtenção de resultados e o rendimento; iii) comparar os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos pelos diversos métodos com os valores de EV_2 obtidos no ensaio de carga com placa; iv) recolher dados que permitam avaliar a possibilidade de se especificar um valor mínimo do módulo de deformabilidade, no caso de se adoptarem especificações baseadas no desempenho.

Finalmente, analisam-se os índices de qualidade obtidos num trecho com o V*eículo de Inspecção da Via* (*VIV*), antes e depois da renovação da subestrutura.

7.2 SUBTROÇO 3.1 E SUBTROÇO 3.2 DA LINHA DO NORTE

Durante os trabalhos de renovação do Subtroço 3.1 (Pampilhosa-Quintans) e do Subtroço 3.2 (Quintans-Ovar) da Linha do Norte, antes de se desenvolverem os estudos para comparar os resultados obtidos com diversos métodos de ensaio, foi levado a cabo, pela REFER, um intenso controlo do processo construtivo, com o objectivo de o validar, tendo em conta os requisitos de projecto.

Foi estabelecido um plano de garantia da qualidade que contemplou todas as acções planeadas e sistematicamente executadas com o objectivo de atingir os requisitos de qualidade. Especificaram-se algumas das características físicas e mecânicas dos materiais utilizados, procedimentos construtivos, ensaios de conformidade das camadas e valores de referência a obter em ensaios de carga estática com placa.

Em ambas as vias de um trecho com cerca de trinta quilómetros, houve oportunidade de realizar um número significativo de ensaios de caracterização "in situ" dos agregados que foram objecto de caracterização no Capítulo 6 e das camadas com eles construídos. Em particular, procedeu-se à determinação dos valores do teor em água, do grau de compactação e do módulo de deformabilidade equivalente com o ensaio de carga estática com placa, em diferentes superfícies, de forma a determinar a contribuição de cada camada construída para o aumento daquela grandeza.

Neste trecho de linha, o projecto de renovação, que, do ponto de vista geológico-geotécnico, contemplou a informação que foi adquirida no âmbito da caracterização do estado da plataforma e em alguns dos estudos laboratoriais referidos no Capítulo 6, estabeleceu a necessidade de construir uma camada de reforço (constituindo o leito da via), que em alguns dos locais devia ter 0,35 m de espessura (0,20 m+0,15 m) e noutros 0,20 m; sobre esta camada, o projecto previa a construção da camada de sub-balastro de 0,15 m de espessura. Especificou-se que as camadas de leito e de sub-balastro, depois de compactadas, deveriam apresentar um módulo de deformabilidade equivalente (EV_2) mínimo de 80 e 120 MPa, respectivamente.

Ao longo do trecho, as características dos solos de fundação encontrados variaram significativamente. Em alguns dos locais ensaiados a fundação existente era constituída por materiais argilosos e silto-argilosos (A-6 da classificação AASHTO), com deficientes características geotécnicas (elevada percentagem de partículas com dimensão inferior a 0,074 mm e elevado teor em água natural), sobre os quais não era possível compactar, em condições adequadas, a camada de leito da via.

Nestas condições, devido às limitações da cota da superestrutura, foi necessário fazer o saneamento de uma dada espessura do material existente e substituí-lo por uma camada de enrocamento calcário de dimensão máxima 300 mm; a espessura desta camada variou, em geral, entre 30 a 45 cm (Figura 7.1).



a) b)

Figura 7.1 – Aspecto da fundação inadequada: a) saneamento do material; b) colocação de enrocamento.

Noutros locais a fundação existente era constituída por materiais arenosos (A-3, A-1-b e A-2-4 da classificação AASHTO), com aspecto relativamente compacto, sobre os quais foi possível realizar ensaios de carga estática com placa e onde se obtiveram valores de EV_2 superiores a 40 MPa (Figura 7.2).

Em diversas situações o nível freático foi encontrado muito próximo da superfície, havendo necessidade de recorrer à execução de sistemas de drenagem provisória durante a construção, nomeadamente valas drenantes. No entanto, a experiência mostrou que, em geral, o intervalo de tempo durante o qual decorriam os trabalhos de renovação, mesmo com condições climatéricas favoráveis, não permitia reduzir significativamente o teor em água dos solos. No entender do autor, este aspecto é muito importante, pois em muitas circunstâncias o projecto geotécnico da subestrutura sobrevaloriza as características dos solos da fundação existente, quando admite a possibilidade de uma alteração significativa do teor em água desses solos, durante os trabalhos de renovação da subestrutura.



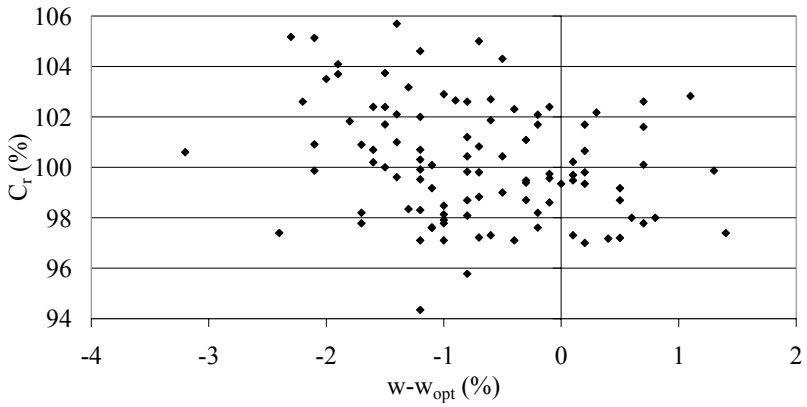
Figura 7.2 – Aspecto da subestrutura num local onde EV_2 foi superior a 40 MPa.

Sobre o enrocamento ou sobre o solo de fundação existente, conforme as situações, foi colocado o material da camada de leito (agregado calcário britado com granulometria 0/37,5 mm), espalhado e compactado em camadas, com espessura total variável entre 0,20 e 0,35 m. Sobre este material foi colocada e compactada a camada de sub-balastro de agregado granítico de granulometria contínua (0/37,5 mm), com uma espessura de 0,15 m. Em diversos locais, sobre o enrocamento ou sobre o solo de fundação existente, conforme as situações, foi colocado geotêxtil com funções de separação.

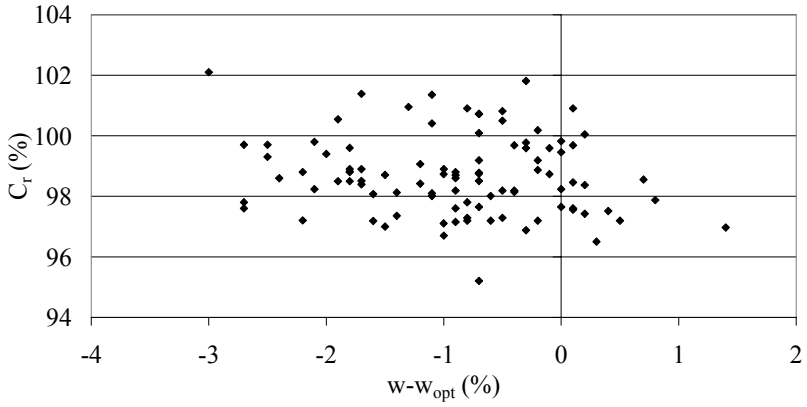
Durante a construção procedeu-se ao estudo da possibilidade de construir a camada de reforço (leito) de uma só vez, compactando 0,35 m de material com um cilindro da classe V3 (LCPC/SETRA, 1992), tendo em conta algumas experiências de outros autores neste domínio (Stokoe et al., 1999). No entanto, os resultados obtidos, quer no que se refere ao grau de compactação, quer para os valores do módulo de deformabilidade equivalente no topo da camada, foram inferiores aos valores mínimos estabelecidos, o que conduziu ao

abandono deste procedimento. No entanto, é possível que estes resultados se tivessem ficado a dever à fraca capacidade de carga da plataforma existente nos locais do estudo.

Na Figura 7.3 apresentam-se os valores da compactação relativa e do desvio em relação ao teor em água óptimo do ensaio de compactação Proctor pesado, obtidos num trecho de cerca de 10 km, nas camadas de leito e de sub-balastro. Em geral, os materiais foram colocados com teor em água inferior ao teor em água óptimo. Na camada de leito a compactação relativa variou, em geral, entre 97% e 105% e na camada de sub-balastro entre 97% e 101%. Os valores médios foram de 99,2% e 98,7%, com coeficientes de variação de 10% e 1%, respectivamente. O recurso à distribuição *t* de *Student* para determinação dos limites do intervalo de confiança para a média da compactação relativa, para um nível de confiança de 95%, conduziu a intervalos de [97,6%; 100,9%] e de [98,5%; 98,9%], para as camadas de leito e de sub-balastro, respectivamente.



a)



b)

Figura 7.3 – Resultados dos ensaios de controlo de compactação: a) agregado calcário da camada de leito; b) agregado granítico do sub-balastro.

Parece relativamente exagerado o coeficiente de variação associado aos valores da compactação relativa obtidos na camada de leito, quando comparado com o obtido no

sub-balastro. No entanto, é necessário considerar que as condições de apoio da camada de leito variam de forma mais importante do que as da camada de sub-balastro, uma vez que esta foi sempre construída sobre a primeira, o que torna distintas as condições de compactação.

Aparentemente, a energia disponível em obra permitia obter valores de compactação relativa superiores a 100%, o que permitiria a alteração da especificação construtiva que aceitava valores de 97%. Estes resultados parecem indiciar a necessidade de substituir o ensaio de referência Proctor pesado por ensaios de compactação por vibração em moldes de grandes dimensões, onde se possa colocar a granulometria integral do agregado, sem que isso afecte o resultado do ensaio. Se tivesse sido esse o critério e se fossem considerados os valores de referência da baridade seca máxima obtida nos ensaios de compactação por vibração (ver Capítulo 6), a compactação relativa da camada de leito, constituída por agregado calcário, teria variado entre 95% e 102% e a da camada de sub-balastro granítico entre 94% e 99%. Nestas condições, em alguns casos, as camadas teriam que ter sido sujeitas a uma compactação mais intensa.

Os resultados evidenciam também que, com os meios de compactação disponíveis em obra, é mais fácil conseguir valores elevados de compactação relativa no agregado calcário do que no agregado granítico.

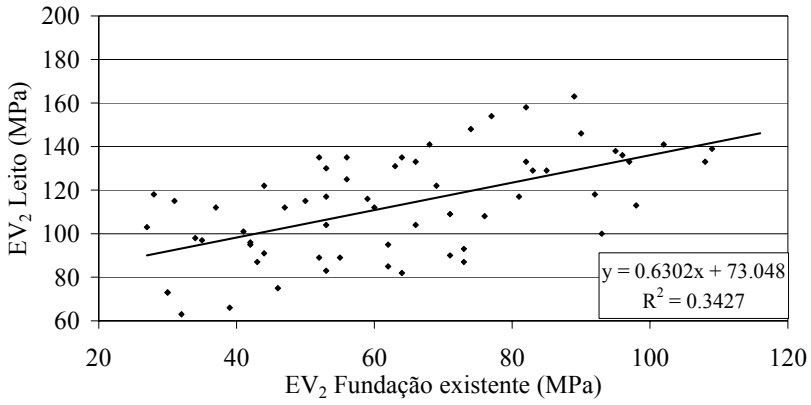
Os resultados dos ensaios de carga com placa (EV_2) constituíram uma informação muito importante na avaliação da metodologia seguida no processo de renovação da subestrutura da via. Em 64 ensaios realizados sobre a camada de leito, apenas quatro conduziram a valores do módulo de deformabilidade equivalente inferiores a 80 MPa; no entanto, em três destes casos (os que conduziram a valores inferiores) a fundação existente apresentava um módulo de deformabilidade equivalente inferior a 40 MPa; logo, previsivelmente, de acordo com a metodologia de dimensionamento utilizada e referida no Capítulo 2, a construção de uma camada de reforço de apenas 0,35 m de espessura seria insuficiente.

Em 83 ensaios realizados sobre a camada de sub-balastro, 28 conduziram a valores de EV_2 inferiores a 120 MPa; no entanto, considerando a tolerância de 10% em relação àquele valor, que tinha sido previamente estabelecida e que é perfeitamente admissível, atendendo às características dos materiais e do próprio ensaio de carga, apenas 8 ensaios (9,6%) evidenciaram a não conformidade ao nível da camada de sub-balastro. Destes 8 ensaios, 3

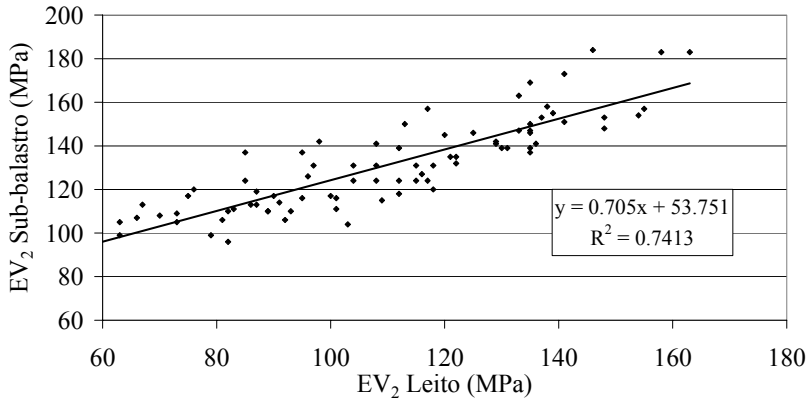
foram realizados em locais onde o módulo equivalente obtido sobre a fundação existente foi de cerca de 30 MPa, 4 em locais onde aquele módulo não foi medido e apenas 1 onde o módulo da fundação era superior a 40 MPa. É de notar que, dos 8 locais referidos, apenas neste último o módulo de deformabilidade medido sobre a camada de leito foi superior a 80 MPa (82 MPa).

Na generalidade, estes ensaios foram realizados pouco tempo após a compactação, quando os materiais tinham um teor em água relativamente elevado e próximo do da compactação; nestas circunstâncias, de acordo com o que se referiu no Capítulo 6, os valores do módulo de deformabilidade exibidos pelos materiais seriam próximos do valor mínimo que eles podem assumir.

Na Figura 7.4a apresenta-se a variação dos valores do módulo EV_2 determinados no topo da camada de leito, em função dos determinados no topo da fundação existente; na Figura 7.4b apresenta-se a variação dos valores do módulo EV_2 determinados no topo da camada de sub-balastro, em função dos determinados no topo da camada de leito.



a)



b)

Figura 7.4 – Valores de EV_2: a) relação entre os valores determinados sobre o leito e os determinados sobre a fundação existente; b) relação entre os valores determinados sobre o sub-balastro e os determinados sobre o leito.

Por se tratar de uma estrutura construída por camadas com diferentes materiais, o módulo equivalente calculado a cada nível depende, naturalmente, do módulo dos materiais das camadas subjacentes. Em termos gerais, verifica-se que existe um incremento considerável do módulo de deformabilidade em cada local, a cotas sucessivamente distintas, primeiro associado à colocação do material de leito sobre a fundação existente e depois à colocação da camada de sub-balastro sobre o leito.

No primeiro caso, o acréscimo variou entre aproximadamente 30% e 300%. No segundo caso, atendendo à relação apresentada, é possível considerar que a colocação de uma camada de sub-balastro de 0,15 m de espessura sobre a camada de leito conduziu a um aumento de EV_2 que variou entre 10% e 70%, com um valor máximo de cerca de 40 MPa.

Portanto, em alguns casos a colocação da camada de sub-balastro não contribuiu significativamente para aumentar o módulo de deformabilidade equivalente, o que pode ser explicado pelo facto do módulo de deformabilidade do material utilizado no leito ser relativamente superior ao do sub-balastro (ver Capítulo 6) e a fundação existente apresentar um módulo equivalente relativamente elevado.

A relação apresentada na Figura 7.4a tem um coeficiente de determinação muito mais baixo do que a apresentada na Figura 7.4b, o que se pode aceitar, atendendo à variação relativamente importante do tipo e das condições de estado dos solos da fundação existente; normalmente essas condições foram alteradas durante o processo de renovação da plataforma, o que, em alguns dos casos, se traduziu por um aumento significativo do módulo de deformabilidade equivalente da fundação existente, em relação ao que tinha sido medido (Figura 7.4a) após a retirada das camadas antigas sobrejacentes.

A análise dos resultados obtidos permitiu concluir que, aparentemente, a variação do peso volúmico seco e do teor em água dos agregados, dentro dos intervalos obtidos durante a compactação, não influenciou significativamente o valor de EV_2.

Como se referiu no Capítulo 5, considera-se que a relação EV_2/EV_1 pode ser um indicador do estado de compacidade do material. Embora, neste caso, os valores de EV_2 e EV_1 traduzam a resposta de uma estrutura construída por diversas camadas de materiais distintos, nomeadamente os agregados colocados e os solos da fundação existente, procedeu-se à análise dos valores obtidos para aquela relação, os quais se distribuíram como se apresenta na Figura 7.5. Os valores da relação EV_2/EV_1 variaram entre 1 e 2,5; em

termos médios obtiveram-se valores de 1,5, 1,4 e 1,3 na fundação existente, no leito e no sub-balastro, respectivamente; estes valores, para além de poderem traduzir características distintas dos materiais, podem indiciar também uma compactação mais adequada da camada de sub-balastro em relação à de leito e desta em relação à fundação existente. O valor do coeficiente de variação da distribuição de valores de EV_2/EV_1 foi cerca de 22%, nas três situações.

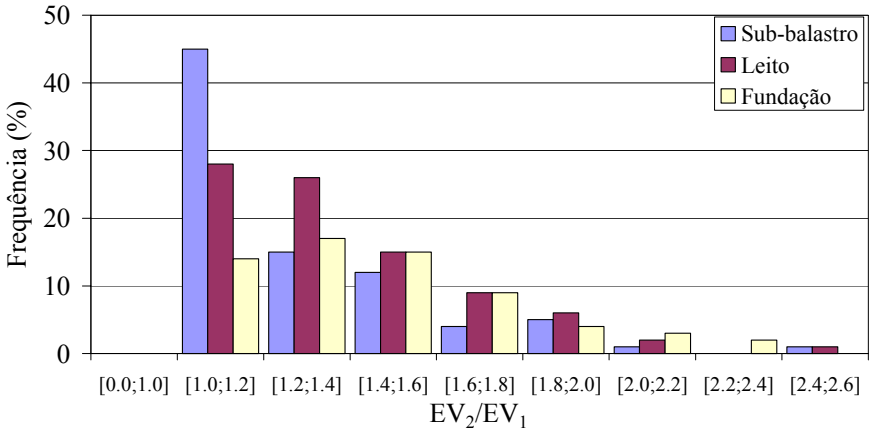


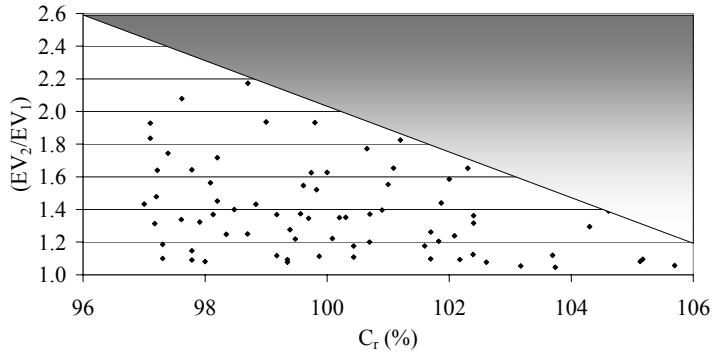
Figura 7.5 – Histograma de valores da relação EV_2/EV_1 nas diversas camadas.

Na Figura 7.6 apresentam-se os valores da razão EV_2/EV_1 em função da compactação relativa, obtidos sobre as camadas de leito e de sub-balastro. Na camada de leito, para valores elevados da compactação relativa (C_r > 99% a 100%), os valores de EV_2/EV_1 foram inferiores a cerca de 1,6 a 1,8; na camada de sub-balastro, para valores da compactação relativa superiores a 99%, em geral, a relação EV_2/EV_1 não ultrapassou 1,2.

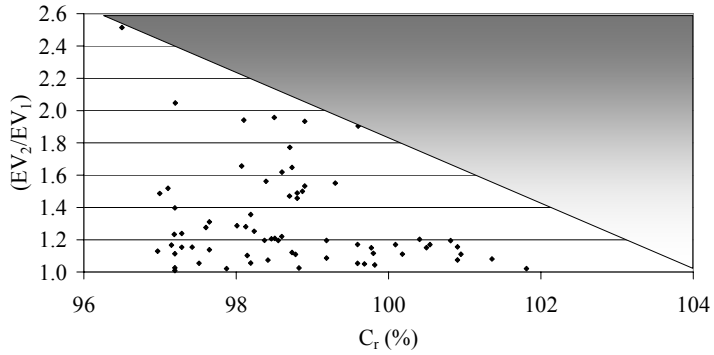
Parece existir alguma relação entre os valores de EV_2/EV_1 obtidos em cada camada e os da camada subjacente. De facto, a compacidade que se obtém para um determinado material quando este é compactado sobre uma determinada superfície depende das características dessa superfície, nomeadamente da sua deformabilidade. Além disso, os valores obtidos num ensaio realizado à superfície reflectem as características de todas as camadas subjacentes, como se referiu anteriormente.

Quando a fundação existente apresentou valores relativamente baixos daquela relação, foi possível obter na camada de leito também valores relativamente baixos (ausência de valores na zona sombreada da Figura 7.7a).

No que se refere à camada de sub-balastro, parece haver um aumento daquela razão quando a mesma aumenta na camada de leito (Figura 7.7b).

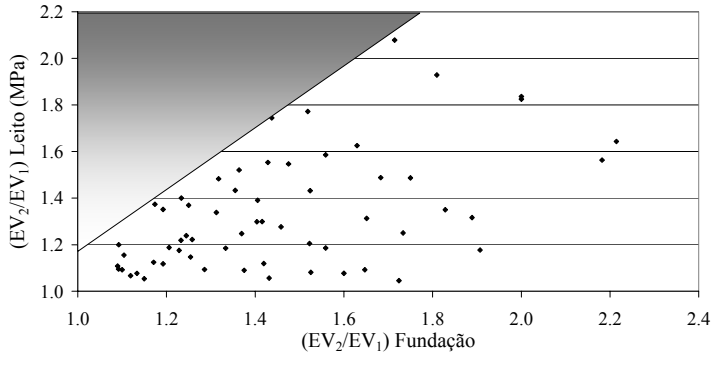


a)

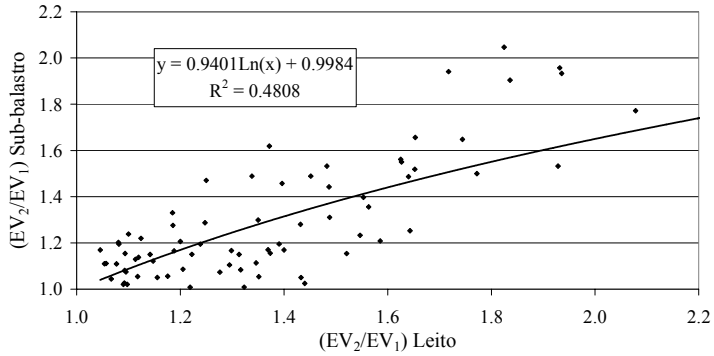


b)

Figura 7.6 – Compactação relativa em função dos valores da relação EV_2/EV_1: a) leito; b) sub-balastro.



a)



b)

Figura 7.7 – Relação EV_2/EV_1: a) na fundação existente e no leito; b) no leito e no sub-balastro.

Em conclusão, as camadas de leito da via e de sub-balastro, construídas de acordo com as espessuras que tinham sido estabelecidas, com os agregados britados de granulometria extensa, de origem calcária e granítica, respectivamente, sobre os quais se realizaram ensaios de carga triaxial cíclica em laboratório, permitiram, em geral, obter os valores do módulo de deformabilidade equivalente especificados para a plataforma renovada.

Nos locais em que houve necessidade de substituir os materiais da parte superior da fundação existente, devido às suas fracas características geotécnicas, por enrocamento, atingiram-se os valores do módulo de deformabilidade equivalente especificados.

Em condições de compactação adequada, o valor de EV_2/EV_1 relativo ao ensaio realizado sobre a camada de sub-balastro não deve ultrapassar 1,2. Para tal, deve estabelecer-se que a compactação relativa da camada de sub-balastro seja, no mínimo, igual a 99% do valor do ensaio Proctor pesado.

7.3 SUBTROÇO 2.1 (ENTRONCAMENTO-ALBERGARIA) – VARIANTE À CURVA 126/127 (ENTRE OS KM 140,750 E 142,000)

A Variante à Curva 126/127 da Linha do Norte (Figura 7.8) constitui uma construção totalmente nova e compreende zonas em aterro, com altura máxima de cerca de 13 m, e zonas em escavação. Na parte inferior do aterro foi colocada uma manta de geotêxtil e sobre esta foi construída uma camada drenante com cerca de um metro de espessura. No essencial os solos de aterro são arenosos do tipo A-1-b da classificação AASHTO, de boas características mecânicas (LNEC, 2000b).



a) b)

Figura 7.8 – Aspectos da Variante à Curva 126/127: a) colocação de solos em aterro durante a construção; b) aspecto da camada de sub-balastro (poço aberto para a construção dos maciços da catenária).

A parte superior do aterro foi construída com materiais semelhantes aos colocados no corpo do aterro, com uma espessura de 0,30 m. Da análise da informação relativa ao controlo da qualidade concluiu-se que a camada é relativamente homogénea, tendo sido atingido um grau de compactação médio de cerca de 99% do ensaio Proctor pesado.

De acordo com o projecto de execução, as camadas de leito da via e de sub-balastro foram ambas construídas com agregado britado de origem calcária de granulometria extensa, numa espessura total de 0,35 m. Tratava-se de um material não plástico, com equivalente de areia de 58% e desgaste de Los Angeles de 26% (granulometria G). A percentagem de partículas (em peso) de dimensão inferior a 0,074 mm era 5,4% e a dimensão máxima das partículas era 37,5 mm.

O valor médio da compactação relativa obtido nas camadas de agregado (média dos valores obtidos pelo método da garrafa de areia e pela sonda nuclear) durante a construção foi de 98% do ensaio Proctor pesado.

Durante os estudos que se apresentam neste trabalho – os quais tiveram início seis meses após a conclusão do aterro e se prolongaram em campanhas sucessivas ao longo de cerca de dois anos – realizaram-se também diversos ensaios para a determinação do estado de compacidade dos agregados, recorrendo ao método da garrafa de areia e à sonda nuclear.

A análise dos resultados dos ensaios realizados nas camadas de agregados nas várias épocas, no trecho entre o km 140,900 e o km 141,800, separando os que foram obtidos na zona da plataforma ferroviária correspondente à Via Ascendente (25 ensaios) daqueles que foram obtidos na zona da Via Descendente (29 ensaios), permitiu concluir que os valores médios da compactação relativa foram de 99,6% e 98,2% e os valores do desvio padrão foram de 1,9% e 2,6%, na *VD* e na *VA*, respectivamente. O teste para a diferença das duas médias com recurso à distribuição *t* de *Student* indica que não se pode aceitar a hipótese de as médias serem iguais, para um nível de significância de 5% e 52 graus de liberdade (o valor da estatística *T* que testa a diferença é 2,28, portanto acima de 1,7, que é o valor correspondente à *t* de *Student*).

A determinação dos intervalos de confiança para a média da compactação relativa em cada uma das vias, recorrendo novamente à distribuição *t* de *Student*, conduziu aos intervalos [99,0%; 100,2%] e [97,3%; 99,1%], respectivamente, para a *VD* e para a *VA*, para 95% de confiança. É de notar que, como se poderá verificar seguidamente, os valores do módulo

de deformabilidade equivalente não parecem ter sido significativamente influenciados por esta diferença.

O teor em água óptimo do ensaio Proctor pesado era de 5,8%. Os agregados foram compactados com um teor em água que variou entre 3,7% e 5,3%.

Em média, o valor do peso volúmico seco determinado em 42 locais com a sonda nuclear, a 0,30 m de profundidade, foi superior em 0,28 kN/m^3 ao valor determinado a 0,10 m de profundidade, o que se traduz em cerca de 1,3% do peso volúmico máximo determinado pelo ensaio Proctor pesado.

7.4 CAMPANHA DE ENSAIOS COM O *DIP* E O *SSG* NO SUBTROÇO 3.2

Após os trabalhos de renovação da plataforma ao km 288,325 (*VA*) procedeu-se à execução de ensaios com o *DIP* e com o *SSG*, sobre a camada de sub-balastro. Os ensaios foram realizados entre travessas, depois de colocada a nova superestrutura da via, mas ainda sem a camada de balastro definitiva (Figura 7.9a). Em zonas relativamente próximas, com características semelhantes, realizaram-se ensaios de carga estática com placa de 600 mm de diâmetro sobre o sub-balastro. Nomeadamente ao km 288,250 obteve-se um valor do módulo EV_2 de 115 MPa.



a) b)

Figura 7.9 – Aspectos dos ensaios realizados com o *SSG* ao km 288,325 (VA): a) execução do ensaio entre travessas; b) equipamento a funcionar durante a passagem de um comboio na via descendente.

As primeiras cinco repetições do ensaio com o *SSG* foram feitas depois de pousar o equipamento sobre a superfície da camada, sem colocação de areia sob o anel de carga e sem preocupações de ajuste. Entre cada repetição não se moveu o equipamento.

O segundo conjunto de cinco repetições foi realizado no mesmo local, mas após a colocação de uma camada de areia (do tipo da que é usada normalmente sob a placa dos ensaios de carga estática) com 5 mm de espessura e de um ajuste do equipamento através de dois movimentos circulares de cerca de ± 90º, associados a uma ligeira pressão na direcção vertical. Neste caso, também não se moveu o equipamento entre cada repetição.

Após a execução de cada série de cinco ensaios procedeu-se à tentativa de avaliar a marca deixada pelo anel de carga na superfície ensaiada. No primeiro caso não foi possível detectar essa marca e, provavelmente, o anel não dispôs de um contacto adequado durante o ensaio, tendo em conta o aspecto da superfície ensaiada. No segundo caso foi possível observar a marca do anel e o seu adequado apoio. Durante a execução dos ensaios ocorreu, por duas vezes, a passagem de comboios na *VD* (Figura 7.9b), o que originou vibrações.

Os ensaios realizados com o objectivo de determinar a repetibilidade do *SSG* nas condições deste local permitiram concluir que os valores do coeficiente de variação calculados a partir dos resultados das duas séries foram, em termos médios, de 9,76% e 2,89%, respectivamente, com e sem areia sob o anel.

Quando o cálculo do coeficiente de variação foi feito sem considerar o primeiro valor de cada série e os valores obtidos durante a passagem dos comboios, obtiveram-se valores de 0,58% e 1,50%, com e sem areia sob o anel, respectivamente. Estes últimos valores indicam uma boa repetibilidade do equipamento, nas condições de ensaio descritas.

Na Figura 7.10 apresentam-se os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos na primeira (ensaios 1 a 5) e na segunda (ensaios 6 a 10) séries, considerando para o coeficiente de Poisson um valor de 0,21. A utilização deste valor possibilita a comparação directa com os resultados obtidos nos ensaios de carga com placa e com o deflectómetro de impacto portátil, determinados por:

$$E = 0{,}75\, d \cdot \frac{\sigma}{\delta} \qquad \text{Eq. 7.1}$$

sendo:

- E – módulo de deformabilidade equivalente medido no 2º ciclo de carga do *ECP* ou calculado como média de 10 repetições com o *DIP* (kPa);
- d – diâmetro da placa de carga (m);
- σ – tensão aplicada (kPa);
- δ – deflexão medida (m).

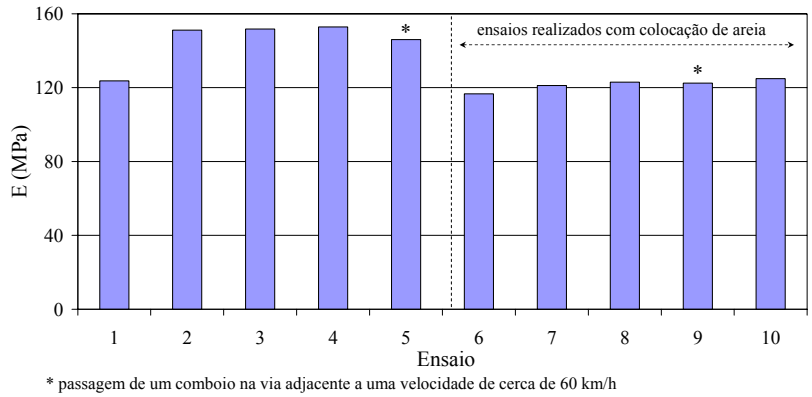


Figura 7.10 – Módulo de deformabilidade equivalente medido com o *SSG*.

Atendendo aos resultados apresentados é possível concluir que: i) é boa prática não atender ao valor do módulo obtido no primeiro ensaio de cada local (Ensaio 1, ver Figura 7.10); ii) em condições normais, os valores do módulo são semelhantes após o primeiro ensaio; iii) distintas condições de apoio do equipamento conduziram a resultados relativamente distintos; iv) as vibrações produzidas por equipamentos ou veículos em circulação podem influenciar o módulo equivalente, como se percebe pela comparação entre os valores obtidos nos ensaios 5 e 9 e os restantes, das respectivas séries.

Assim, considerou-se como valor representativo do módulo calculado a partir dos resultados do *SSG*, o valor de 123 MPa, obtido pela média dos resultados dos ensaios da segunda série, excluindo o que foi afectado pela passagem do comboio.

Após a realização dos ensaios com o *SSG*, foram executadas 3 séries de 10 ensaios cada com o *DIP*, no mesmo local, sobre uma camada de areia de 5 mm de espessura. Os valores médios da tensão aplicada pela placa de 200 mm de diâmetro, em cada série, foram 316, 208 e 32 kPa. Nestas circunstâncias, os valores médios calculados do módulo de deformabilidade equivalente foram de 147, 121 e 80 MPa, com valores de coeficiente de variação de 1,34%, 1,63% e 2,20%, respectivamente.

Os resultados dos ensaios realizados com o *DIP* mostraram uma dependência dos valores do módulo de deformabilidade equivalente em relação aos valores da tensão aplicada.

A análise conjunta dos valores do módulo de deformabilidade equivalente, obtidos com o *ECP* e com o *DIP*, permite concluir que, para valores da tensão vertical aplicada da ordem de 200 kPa o valor do módulo equivalente obtido com ambos os equipamentos foi de 115 e 121 MPa, respectivamente.

Apesar de o *SSG* aplicar tensões bastante mais baixas (cerca de 30 kPa), de os níveis de deformação impostos serem relativamente distintos e de os seus resultados serem particularmente influenciados pelas características da camada de sub-balastro (camada mais superficial), o valor do módulo de deformabilidade obtido foi semelhante aos que foram obtidos pelo *ECP* e pelo *DIP*.

7.5 CAMPANHA DE ENSAIOS COM O *MSCS* E O *ECP* NO SUBTROÇO 3.2

Durante as obras de renovação da plataforma do Subtroço 3.2 (Quintans-Ovar) da Linha do Norte, na VUP 8 - Estarreja / Samoqueiro - entre os km 288,200 e 289,400 (VA) foram realizados ensaios de carga com placa ($\phi = 600$ mm) e com o *MCSC*, sobre a camada de leito da via, após a renovação da plataforma (Figura 7.11).



a) b)

Figura 7.11 – Aspectos de ensaios realizados durante a renovação da plataforma no Subtroço 3.2: a) *ECP*; b) *MCSC*.

Sobre a camada de leito da via foram feitos ensaios de carga com placa, entre os dias 29 de Janeiro e 6 de Fevereiro de 2003, e ensaios com o *MCSC* durante duas passagens do equipamento, realizadas em 4 e 6 de Fevereiro. No trecho entre os km 288,200 e 288,355 apenas foi possível fazer uma passagem com o *MCSC*.

Os primeiros ensaios realizados com o *MCSC* no trecho entre os km 288,990 e 289,400 decorreram durante a compactação da camada (medição de 4 de Fevereiro), após quatro passagens, num mesmo local, do cilindro vibrador. Posteriormente, após a conclusão da compactação (doze passagens), procedeu-se novamente a uma campanha de ensaios (medição de 6 de Fevereiro). Nos outros locais, ambas as campanhas foram realizadas após a compactação da camada.

Na Figura 7.12 apresentam-se os diagramas obtidos nas duas campanhas de ensaio com o *MCSC* e os valores do módulo de deformabilidade equivalente calculados com base nos resultados dos ensaios de carga com placa. A análise destes elementos permite concluir que:

- os valores máximos e mínimos do módulo, obtidos nos trechos que foram sujeitos a ensaios (excluindo os que se encontram nas proximidades das passagens inferiores) foram de cerca de 160 e 60 MPa, respectivamente;
- é notória a influência das estruturas de grande rigidez, nomeadamente as passagens hidráulicas inferiores, nos valores do módulo de deformabilidade equivalente;
- as diferenças entre os resultados obtidos na primeira e segunda campanhas no trecho entre os km 288,990 e 289,400 evidenciam a grande importância de uma adequada compactação; em alguns locais houve acréscimos de cerca de 60% do valor do módulo de deformabilidade equivalente quando o número de passagens do cilindro passou de 4 para 12; o valor médio desse acréscimo foi de cerca de 30%; assim, a utilização do *MCSC* durante a compactação permitiu aferir o efeito do número de passagens do cilindro vibrador nos valores do módulo de deformabilidade equivalente;
- o *MCSC* permitiu detectar zonas em que os valores do módulo de deformabilidade equivalente são relativamente inferiores aos calculados em zonas adjacentes, como é o caso do que acontece entre, aproximadamente, o km 288,570 e o km 288,620;
- no trecho localizado aproximadamente entre o km 288,510 e o km 288,570 a colocação da camada de enrocamento sob a camada de leito permitiu obter uma subestrutura mais rígida, como se conclui pela análise dos resultados;
- no trecho aproximadamente entre o km 288,990 e o km 289,400 os valores do módulo de deformabilidade equivalente, calculados após a compactação, foram, em geral, inferiores aos do restante trecho ensaiado; nesta zona, além de não ter sido colocado geotêxtil sob a camada, o que pode influenciar os resultados obtidos, foi detectado o nível freático próximo da cota da base da camada de leito da via.

No trecho entre os km 288,200 e 288,970 os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos na segunda campanha são, em geral, superiores aos obtidos na primeira; a diferença média é da ordem dos 10%, o que pode ficar a dever-se a uma pequena variação do teor em água dos materiais.

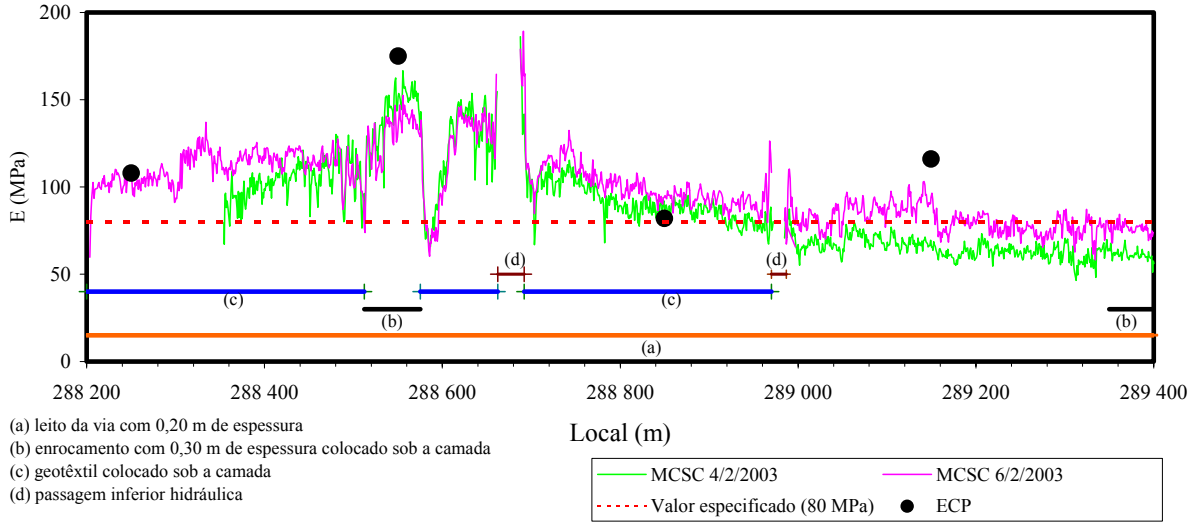


Figura 7.12 – Valores do módulo de deformabilidade equivalente determinados no topo da camada de leito da via no Subtroço 3.2 da Linha do Norte entre os km 288,200 e 289,400.

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente calculados com base nos resultados dos ensaios de carga com placa (EV_2) são próximos dos obtidos com o *MCSC* no mesmo local. De facto, comparando os resultados obtidos após a compactação da camada conclui-se que, quando se toma como referência o valor obtido com o *ECP*, as diferenças relativas entre os valores obtidos pelos dois métodos são inferiores a 20% e que o valor médio dessas diferenças é de 12%.

No local em que a partir do *ECP* se determinou um valor relativamente mais elevado do módulo de deformabilidade equivalente (km 288,550), o valor médio calculado com base nos valores obtidos nas duas passagens do *MCSC* (144 MPa) foi cerca de 18% inferior àquele. Os valores obtidos pelos dois métodos, nos ensaios realizados ao km 288,250, diferem apenas de 1 MPa.

Considerando todos os valores obtidos nos locais em que foi possível proceder a ensaios pelos dois métodos, após a conclusão da compactação da camada, pode concluir-se que foi ultrapassado o valor mínimo exigido para o módulo de deformabilidade equivalente (80 MPa).

Uma das conclusões importantes desta análise é que a colocação de uma camada de enrocamento com 0,30 m de espessura (km 288,510 a km 288,570), em substituição dos solos da parte superior da fundação existente, que tinham deficientes características geotécnicas (solos finos com teor em água elevado), permitiu compactar a camada de leito e conduziu a elevados valores do módulo equivalente medido sobre esta camada.

7.6 CAMPANHA DE ENSAIOS COM O *ECP* E O *SSG* NA VARIANTE À CURVA 126/127

Após se ter testado o *SSG* numa plataforma ferroviária renovada, em que o valor do módulo de deformabilidade equivalente era de cerca de 120 MPa (ver 7.4), procedeu-se a um conjunto de ensaios com este método na plataforma ferroviária da Variante à Curva 126/127 (Figura 7.13), onde os valores do módulo, em geral, eram relativamente superiores.

Nos resultados que agora se apresentam, de forma resumida, foram realizados 12 ensaios de carga estática com placa ($\phi = 600$ mm) e 12 séries de 10 ensaios (em cada série não se moveu o equipamento) com o *SSG*, nos mesmos locais.



a) b)

Figura 7.13 – Ensaios com o *SSG* na Variante à Curva 126/127: a) aspecto geral; b) aspecto de um local após o ensaio.

Os ensaios realizados com o objectivo de determinar a repetibilidade do equipamento permitiram concluir que os valores do coeficiente de variação, calculados a partir dos resultados de 10 repetições em cada local, foram, em termos médios, de 1,74% quando se considerou o resultado do primeiro ensaio e de 0,78% quando esse primeiro resultado não foi considerado. Os resultados indicam uma boa repetibilidade do método, para valores do módulo medidos entre 198 e 329 MPa.

A análise dos resultados apresentados na Figura 7.14 permite concluir que, na maioria das situações, os valores determinados pelo *SSG* são semelhantes aos obtidos com o *ECP*. No entanto, em alguns casos, particularmente nos ensaios realizados nos locais 1, 6, 7 e 8, os valores são muito distintos. Excluindo estes casos, o valor médio das diferenças relativas entre os valores obtidos pelos dois métodos foi de 16%.

Atendendo a que a profundidade de influência do *SSG* é menor do que a da placa de 600 mm de diâmetro, os valores obtidos por aquele método devem ter sido particularmente influenciados pelo valor do módulo de deformabilidade dos agregados, o qual, avaliado por este método, nas condições de estado em que decorreram os ensaios (teor em água médio nas camadas de agregados de 3,1%), deveria ser da ordem de 250 a 350 MPa.

Os valores relativamente mais baixos do módulo equivalente medidos nos ensaios de carga com placa nos locais 1, 6, 7 e 8, devem ter sido condicionados pelo valor do módulo dos materiais arenosos que constituem as camadas subjacentes aos agregados. Note-se que os ensaios decorreram no fim do Inverno (Março), sendo normal que, em algumas zonas, as camadas subjacentes aos agregados apresentem valores do teor em água relativamente elevados, os quais podem fazer baixar o módulo de deformabilidade daqueles solos.

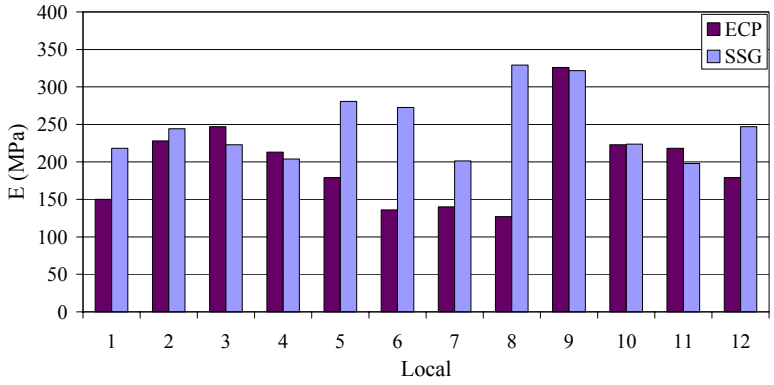


Figura 7.14 – Valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos nos ensaios realizados na Variante à Curva 126/127 com o *ECP* e com o *SSG*.

7.7 CAMPANHA DE ENSAIOS COM O *MSCS* E O *ECP* NA VARIANTE À CURVA 126/127

De acordo com os objectivos referidos no início deste capítulo, foram realizados, nas Vias Ascendente e Descendente da Variante à Curva 126/127, sobre a camada de sub-balastro, diversos ensaios de carga com placa de 600 mm de diâmetro e várias séries de ensaios com o *MCSC* (Figura 7.15). Em cada uma destas séries foram determinados valores do módulo de deformabilidade equivalente em cerca de 1200 locais distintos. O programa de ensaios consistiu em: i) 22 ensaios de carga com placa de 600 mm de diâmetro na Via Ascendente (*VA*); ii) 11 ensaios de carga com placa de 600 mm de diâmetro na Via Descendente (*VD*); iii) 7 passagens com o *MCSC* na *VA*; iv) 1 passagem com o *MCSC* na *VD*.

Os valores do teor em água medidos à superfície da camada, com recurso à sonda nuclear, variaram entre aproximadamente 2% e 3%.



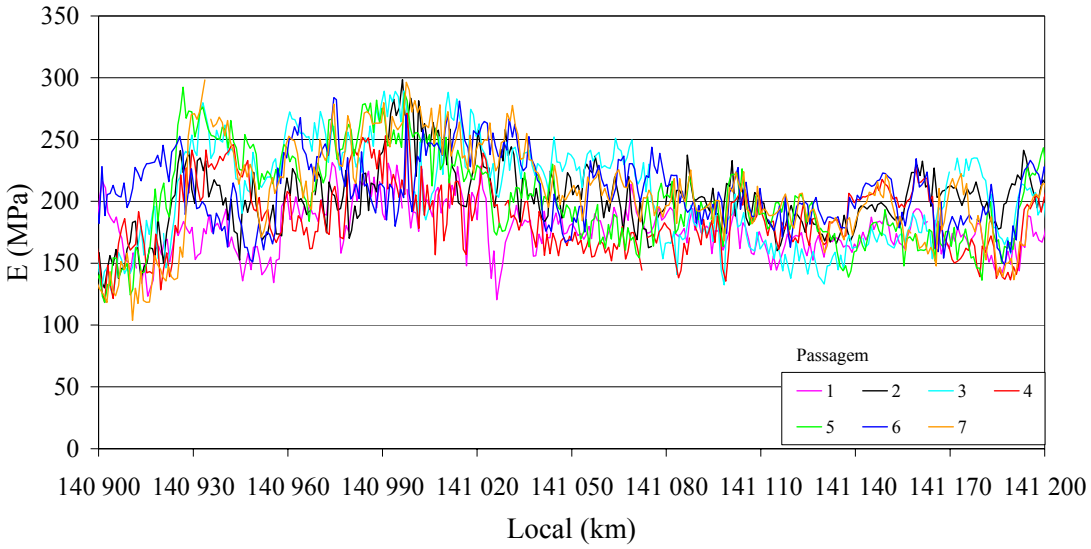
a) b)

Figura 7.15 – Ensaios na camada de sub-balastro na Variante à Curva 126/127: a) aspecto do *MCSC*; b) aspecto do ensaio de carga estática com placa.

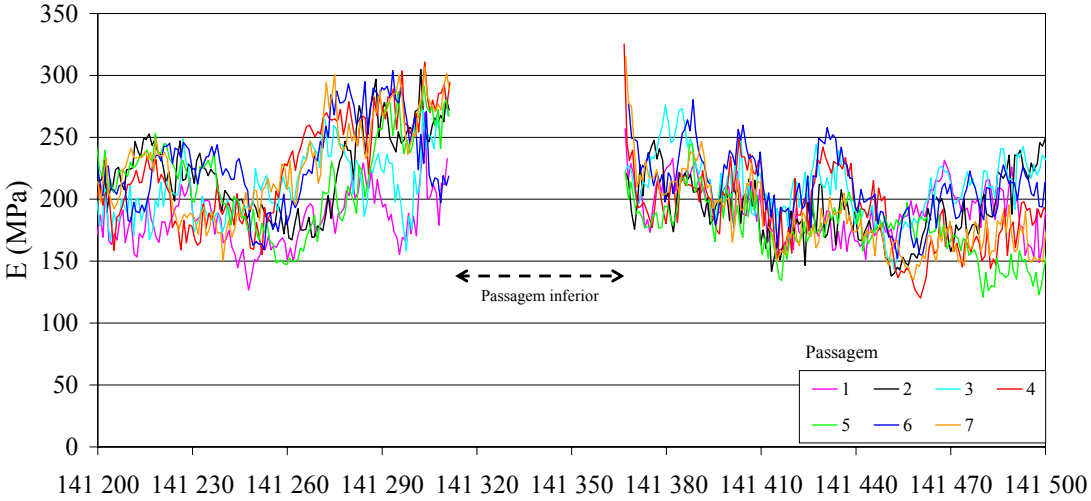
Na Figura 7.16 estão representados diversos gráficos correspondentes às sete passagens sucessivas do *MCSC* na *VA* entre o km 140,900 e o km 141,900. Em geral, os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos variaram entre 150 e 300 MPa. Nas zonas de aproximação de uma passagem inferior de betão existente no trecho, atingiram-se, em geral, valores mais elevados, da ordem dos 300 a 500 MPa (este valor não se encontra representado). Além disso, nesta zona a dispersão dos valores é mais significativa do que no restante trecho ensaiado, quer quando se comparam os valores obtidos em locais próximos, quer quando a comparação recai sobre os valores obtidos no mesmo local em passagens sucessivas.

Da análise dos dados é possível concluir que os valores do coeficiente de variação associados às diversas leituras em cada local variam entre 4% e 38% ao longo do trecho, com um valor médio de 13%. Se a análise excluir as zonas de aproximação da passagem inferior o valor máximo do coeficiente de variação baixa para 30% e o valor médio é de cerca de 10%. Assim, em condições normais concluiu-se que a repetibilidade do ensaio foi caracterizada por um coeficiente de variação da ordem de 10%.

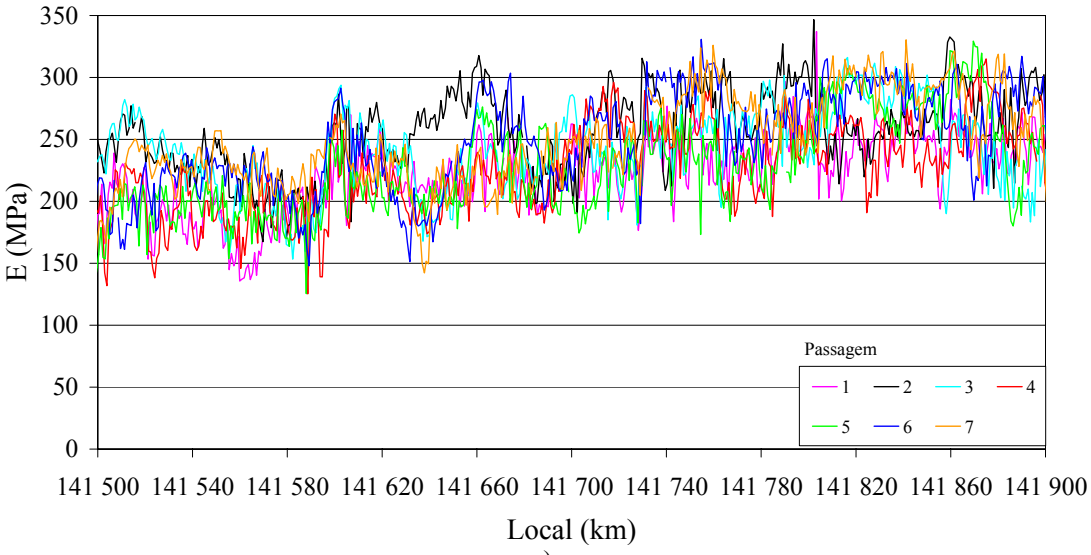
Na Figura 7.17 apresenta-se a curva que representa a média dos valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos em cada local, nas 7 passagens com o *MCSC* na Via Ascendente, e os valores calculados com base nos resultados dos ensaios de carga com placa na mesma via. Como foi referido no Capítulo 3, a relação utilizada para cálculo do valor do módulo de deformabilidade equivalente a partir da rigidez medida pelo *MCSC* foi calibrada a partir dos resultados do *ECP* com placa de 600 mm de diâmetro.



a)



b)



c)

Figura 7.16 – Valores do módulo de deformabilidade equivalente determinados em várias passagens do *MCSC* na *VA* da Variante à Curva 126/127: a) km 140,900 a 141,200; b) km 141,200 a 141,500; c) km 141,500 a 141,900.

A comparação dos valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos a partir do *ECP* com os obtidos pelo *MCSC* permite concluir que dos 22 valores de EV_2, 14 diferem em menos de 25% dos valores obtidos no mesmo local com o *MCSC*; as diferenças mais importantes referem-se a duas zonas – entre o km 140,995 e o km 141,015 e entre o km 141,605 e o km 141,615 – onde os valores, em geral, diferem mais de 50%.

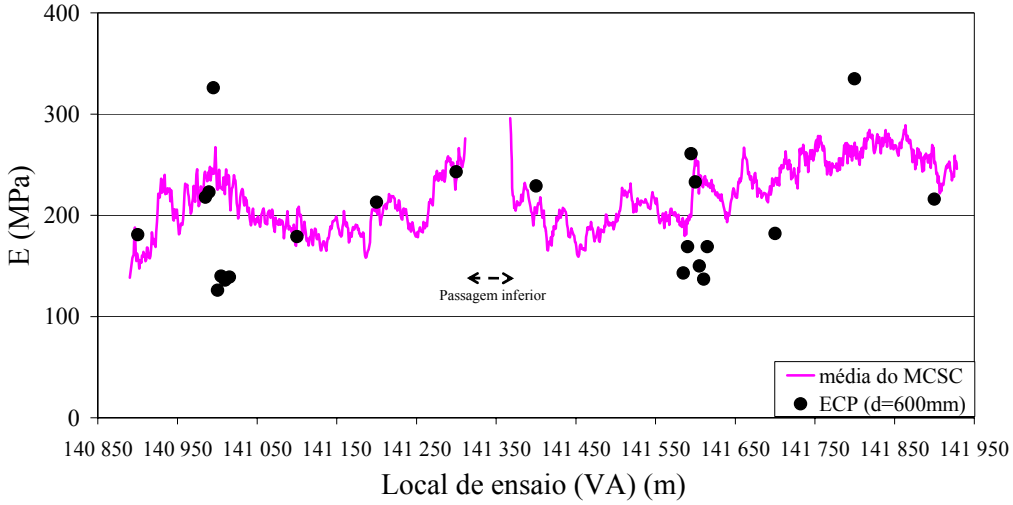


Figura 7.17 – Média dos valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos na *VA* nas várias passagens com o *MCSC* entre o km 140,850 e o km 141,950 e valores de EV_2 do *ECP*.

Na Figura 7.18 apresentam-se os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *MCSC* na *VD* e os valores de EV_2, calculados com base nos resultados dos 11 *ECP*, realizados na mesma via. A análise destes resultados permite concluir que, em média, os valores obtidos com o *MCSC* diferem dos obtidos com o *ECP* em 9%, tomando como referência estes últimos, e que a máxima diferença relativa é de 27%.

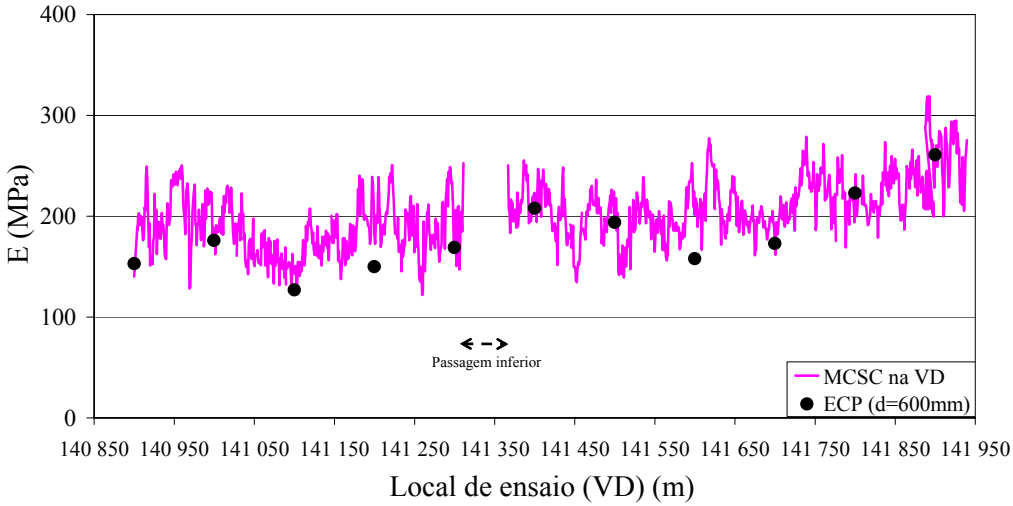


Figura 7.18 – Valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos na *VD* com o *MCSC* entre o km 140,850 e o km 141,950 e valores de EV_2 do *ECP*.

A análise global dos resultados permite concluir que os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos pelo *MCSC*, em particular na *VD*, são próximos dos obtidos pelo *ECP* com placa de 600 mm. Além disso, foi possível detectar, de forma muito evidente, zonas de elevada rigidez, como são as que constituem a aproximação à passagem inferior. A variação dos valores de EV_2 ao longo do trecho ensaiado foi maior do que a variação do módulo de deformabilidade equivalente obtida pelo *MCSC*.

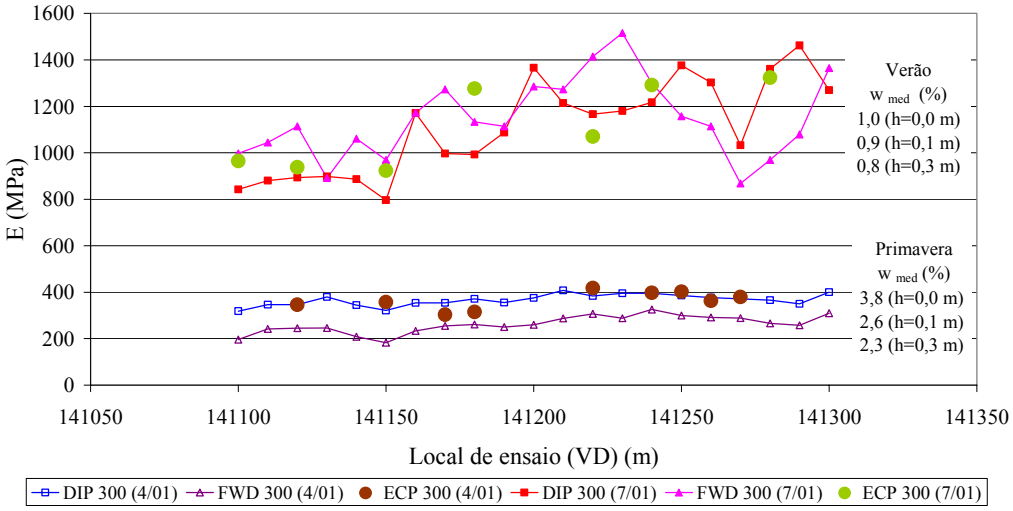
7.8 CAMPANHA DE ENSAIOS COM O *FWD*, O *DIP* E O *ECP* NA VARIANTE À CURVA 126/127

No local designado por Variante à Curva 126/127 foram realizadas diversas campanhas, em distintas épocas do ano, como o *FWD*, o *ECP* e o *DIP*, com os objectivos de: i) caracterizar a homogeneidade da plataforma ferroviária, nomeadamente conhecer a variação do módulo de deformabilidade equivalente ao longo de um trecho, em distintos alinhamentos longitudinais; ii) avaliar a variação do módulo de deformabilidade equivalente com a variação do teor em água dos materiais ao longo do ano; iii) comparar os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com distintos métodos e com distintas configurações dos equipamentos.

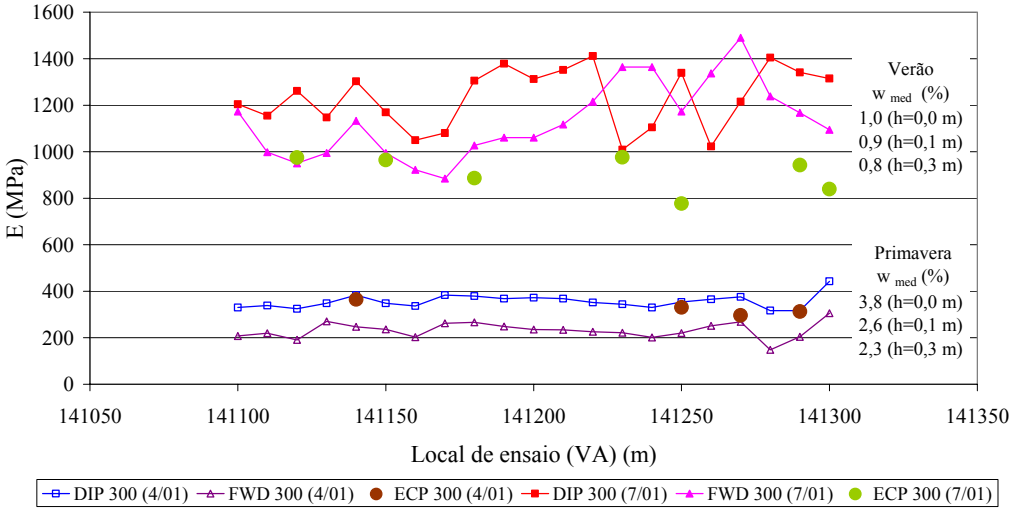
As características das placas de aplicação de carga são distintas nos diversos equipamentos. No caso do *FWD* a placa é tipicamente flexível (Antunes e Gomes Correia, 1997); no caso do ensaio de carga com placa, o conjunto de placas de diâmetros sucessivamente mais pequenos que se colocam sobre a placa que está em contacto com a superfície a ensaiar proporcionam uma elevada rigidez global, o que permite considerar que a carga é aplicada por uma placa rígida. No que se refere ao *DIP*, a placa pode ser considerada rígida, de acordo com a proposta de cálculo do módulo de deformabilidade equivalente apresentada pelo fabricante na aplicação informática que faz parte do equipamento. Apesar destas diferenças, por razões de simplificação da análise, o valor do módulo de deformabilidade equivalente foi calculado sempre com recurso à Eq. 7.1.

Na Figura 7.19 apresentam-se os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos em duas épocas do ano, na *VA* e na *VD*, com o *FWD* (20 kN), com o *DIP* (14 kN) e com o *ECP* (14 kN); apresentam-se também os valores do teor em água das camadas de agregados, medidos a diversas profundidades, nas duas campanhas. No Verão, o teor em

água medido foi de cerca de 1%; na Primavera detectou-se uma variação relativamente importante do teor em água, entre 2,3% e 3,8%, ao longo da espessura das camadas de agregados.



a)



b)

Figura 7.19 – Resultados dos ensaios realizados na Variante à Curva 126/127 com *FWD*, *DIP* e *ECP*, no Verão e na Primavera, utilizando placas de carga de 300 mm de diâmetro: a) *VD*; b) *VA*.

Nos três métodos foram utilizadas placas de carga de 300 mm de diâmetro, o que conduz a valores de tensão aplicada de 280 kPa no *FWD* e de 200 kPa no *DIP* e no *ECP*.

Os resultados obtidos na Primavera (4/01) com o *FWD* e com o *DIP* mostram que, sistematicamente, o valor do módulo de deformabilidade equivalente medido com o *DIP* é superior ao medido com o *FWD*. A relação, em média, é de cerca de 1,42 na *VD* e 1,56 na *VA*, com coeficiente de variação de 10% e 11%, respectivamente.

A diferença entre os valores obtidos com ambos os equipamentos pode estar relacionada com a diferença de rigidez das placas de carga e com a diferença de tensão aplicada, atendendo a que o comportamento dos materiais em análise é normalmente não linear. Não considerando os factores dinâmicos associados a cada um dos equipamentos, para valores semelhantes da tensão aplicada, a relação entre os valores dos dois ensaios poderia ser de cerca de 1,27 (Gurp et al., 2000), atendendo a que em ambos os casos o cálculo do módulo foi feito com recurso à Eq. 7.1.

Um aspecto importante a assinalar é o facto de a evolução dos valores do módulo equivalente determinado por ambos os métodos ser semelhante ao longo do trecho em análise, quer na *VA*, quer na *VD*.

A comparação dos valores obtidos na *VA* e na *VD*, na Primavera, com valores do teor em água mais elevados, parece indicar que existe uma zona entre o km 141,200 e o km 141,260 em que os valores do módulo equivalente são relativamente superiores na *VD*.

Os valores do módulo de deformabilidade obtidos no Verão (7/01), por ambos os métodos, quando o teor em água das camadas de agregados era de cerca de 1%, são muito mais elevados do que os que tinham sido obtidos na Primavera, quando aquele teor em água variava entre 2% e 4% ao longo da espessura das camadas de agregados. Além disso, a dispersão dos valores do módulo equivalente é relativamente mais elevada e as diferenças entre os valores obtidos pelos dois métodos é também mais importante.

Nas campanhas da Primavera e de Verão foram realizados 13 e 14 ensaios de carga estática com placa, respectivamente, que conduziram a valores médios do módulo de deformabilidade equivalente de 353 e 1011 MPa, com coeficientes de variação de 11% e 16%. Estes valores do coeficiente de variação são semelhantes aos valores máximos recomendados em algumas publicações, para conjuntos de ensaios realizados ao nível da camada de base em pavimentos rodoviários (Brandl, H., 2001a).

A análise dos valores obtidos, considerando que a distribuição de valores do módulo de deformabilidade equivalente medido à superfície segue uma lei normal, permite concluir que, com uma probabilidade de 95%, a média dos valores que se poderá obter com cada um dos equipamentos utilizados, para as duas condições de estado hídrico dos materiais consideradas, deverá situar-se nos intervalos que se apresentam no Quadro 7.1. Os valores do coeficiente de variação associados a cada distribuição variam entre 7% e 16%, o que

traduz uma relativa uniformidade do módulo medido à superfície com cada um dos equipamentos (Livneh e Goldberg, 2001).

Quadro 7.1 – Intervalos dos valores médios e coeficientes de variação do módulo de deformabilidade equivalente para uma probabilidade de 95%

Série	Valor médio de E (MPa)	Coeficiente de variação (%)
DIP 4/01	353 a 369	7
FWD 4/01	235 a 258	15
ECP 4/01	332 a 373	11
DIP 7/01	1120 a 1226	15
FWD 7/01	1091 a 1189	14
ECP 7/01	925 a 1096	16

Para comparar os valores do módulo de deformabilidade obtidos com distintas solicitações e com placas de diâmetro diferente, realizaram-se ensaios com o *FWD* em diversas configurações. Nas Figuras 7.20 e 7.21 apresentam-se os resultados dos ensaios realizados na Primavera e no Verão, respectivamente, com o *FWD*, na *VA* e na *VD*, utilizando placas de 300 e 450 mm de diâmetro e forças verticais aplicadas de 20, 50 e 75 kN. Devido a avaria do equipamento não foi possível realizar ensaios com a placa de 450 mm na campanha de Verão.

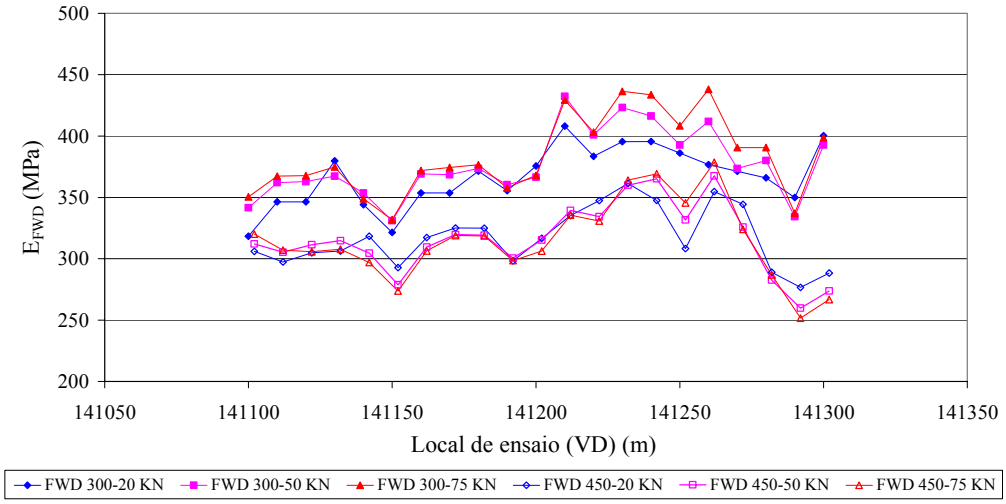
A análise dos valores do módulo de deformabilidade equivalente apresentados na Figura 7.20 permite concluir que: i) os valores obtidos com a placa de 300 mm são superiores aos obtidos com a placa de 450 mm, em média cerca de 50 a 60 MPa, traduzindo-se por uma variação de cerca de 15 a 20%, relativamente aos valores obtidos com a placa de 450 mm; ii) os valores obtidos com a placa de 300 mm parecem mostrar uma tendência para aumentar com o aumento da tensão aplicada; iii) os valores obtidos com a placa de 450 mm são semelhantes, independentemente da tensão aplicada.

A análise dos valores do módulo de deformabilidade equivalente correspondentes à época de Verão, apresentados na Figura 7.21, permite concluir que os valores do módulo diminuem, em alguns casos significativamente, com o aumento da tensão aplicada.

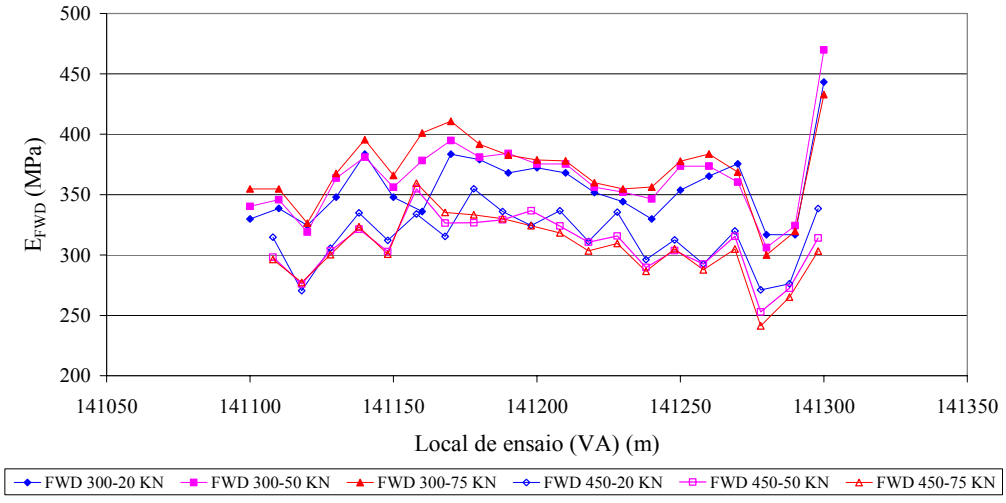
A análise conjunta dos resultados apresentados nas Figuras 7.20 e 7.21 evidencia um comportamento relativamente distinto da plataforma ferroviária nas diferentes épocas: quando o teor em água é mais elevado e, portanto, o módulo equivalente mais baixo, o

aumento da tensão aplicada influencia pouco o valor do módulo equivalente; neste caso, os resultados obtidos com a placa de menor diâmetro, teoricamente mais influenciados pelos valores do módulo dos agregados, aumentam com o aumento da tensão vertical; quando o teor em água é muito baixo, um aumento da tensão vertical aplicada provoca uma redução significativa do módulo equivalente.

Os elevados valores do módulo equivalente observados para valores muito baixos do teor em água dos materiais devem estar relacionados com a influência dos fenómenos de cimentação e de sucção, que são particularmente importantes nestas condições de estado, como se referiu no Capítulo 6. A redução do módulo com o aumento da tensão aplicada, quando o teor em água é muito baixo, pode estar relacionada com a rotura das ligações originadas pela cimentação e com a microfissuração das camadas, a qual provoca a progressiva instalação da pressão atmosférica nos vazios inter-partículas.

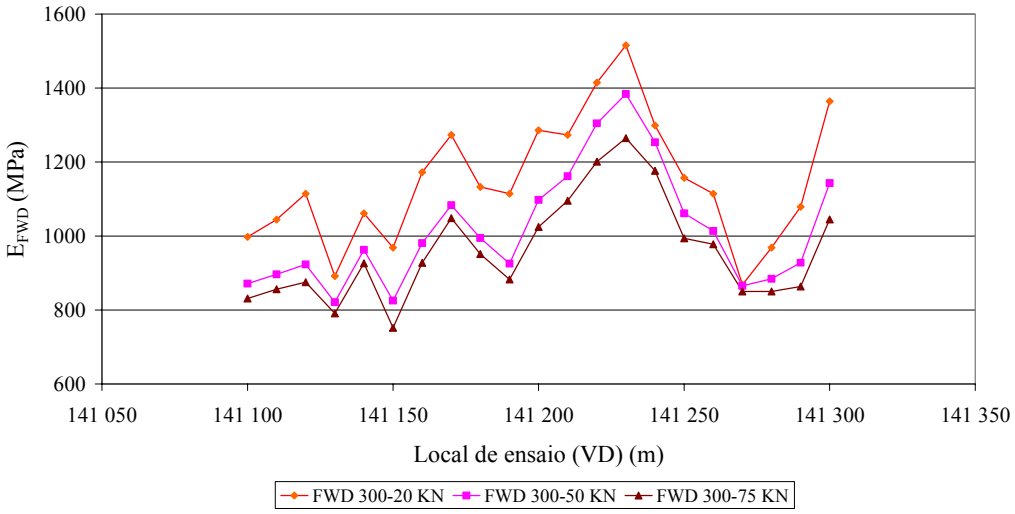


a)

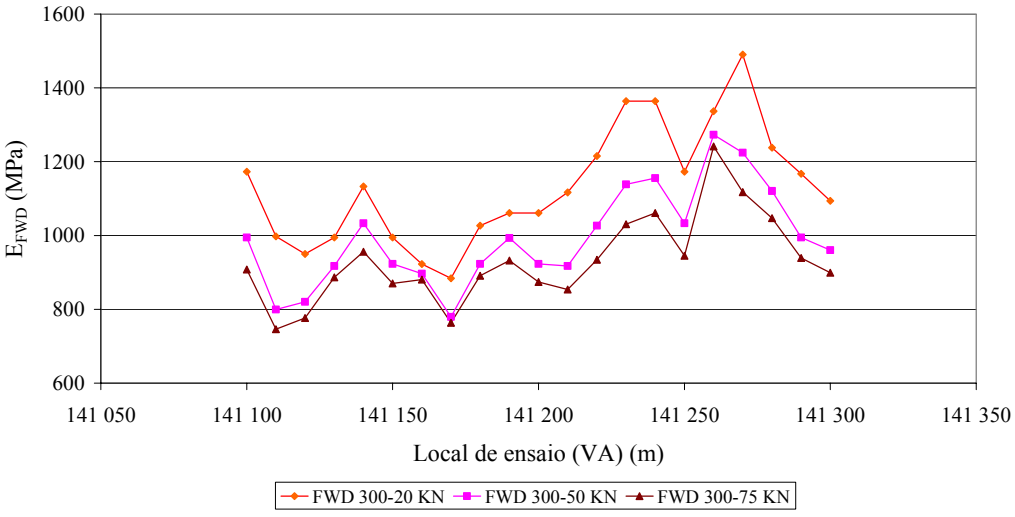


b)

Figura 7.20 – Resultados dos ensaios realizados com *FWD* na Primavera, com placas de 300 e 450 mm e forças de 20, 50 e 75 kN: a) *VD*; b) *VA*.



a)



b)

Figura 7.21 – Resultados dos ensaios realizados com *FWD* no Verão, com placa de 300 mm e forças de 20, 50 e 75 kN: a) *VD*; b) *VA*.

Na Figura 7.22 apresentam-se os resultados dos ensaios realizados com o *DIP*, com placas de 200 e 300 mm, com uma tensão aplicada, em ambos os casos, de 200 kPa. Na época em que se realizaram estes ensaios o teor em água médio das camadas era de cerca de 1,4%.

A análise dos resultados permite concluir que existem diferenças importantes associadas à dimensão da placa. Quando se reduz o diâmetro da placa de 300 para 200 mm, o módulo equivalente aumenta entre 200 a 300 MPa, traduzindo-se por variações de 40 a 100% em relação ao valor obtido com a placa de 300 mm.

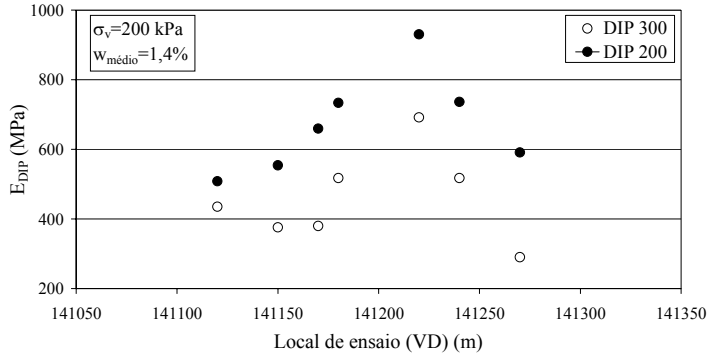


Figura 7.22 – Resultados dos ensaios realizados com o *DIP* com placas de 200 e 300 mm.

Uma análise global parece indicar que a redução do diâmetro da placa de 300 para 200 mm (*DIP*) influencia mais os valores do módulo de deformabilidade equivalente do que a redução de 450 para 300 mm (*FWD*). Atendendo a que a espessura das camadas de agregados é de cerca de 0,35 m e que o módulo de deformabilidade destes materiais deve ser superior ao dos solos colocados nas camadas subjacentes, este comportamento parece normal.

Atendendo aos valores obtidos nos diversos ensaios, pode concluir-se que a variação do módulo de deformabilidade com o teor em água é muito importante; assim, parece indicado que se proceda à caracterização da subestrutura nas condições mais desfavoráveis, isto é, para valores relativamente elevados do teor em água.

7.9 CARACTERIZAÇÃO DA PLATAFORMA FERROVIÁRIA COM MÉTODOS DAS ONDAS SÍSMICAS SUPERFICIAIS

A aplicação dos métodos das ondas sísmicas superficiais no âmbito da caracterização geotécnica era, até à data do início dos estudos realizados no âmbito desta tese, uma área de estudo relativamente pouco conhecida em Portugal e, que seja do conhecimento do autor, o método nunca tinha sido utilizado no nosso País.

Assim, antes da aplicação deste método desenvolveram-se diversos estudos "in situ", em zonas com distintas características geotécnicas e em pavimentos rodoviários, flexíveis e rígidos, com o objectivo de avaliar a possibilidade da sua aplicação no âmbito da caracterização de subestruturas de vias férreas.

Nesses estudos, cuja análise em pormenor sai fora do âmbito deste trabalho, pretendeu-se analisar a repetibilidade do método e a influência de algumas variáveis nos resultados obtidos, nomeadamente: i) a intensidade do "ruído de fundo" (vibrações produzidas por viaturas em circulação e por máquinas em operação e outros ruídos aleatórios); ii) o tipo de fonte de energia mais adequado a cada situação (neste caso, em particular, obtiveram-se bons resultados quando se utilizou o deflectómetro de impacto como fonte de energia); iii) os valores nominais de frequência de vibração (*CSW*), entre 5 e 600 Hz; iv) o espaçamento entre geofones.

Esses estudos permitiram concluir que:

i) o método não deveria ser utilizado quando operavam máquinas ou havia circulação de viaturas, pois a relação sinal/ruído tornava-se relativamente baixa, o que dificultava a análise (em algumas situações, o equipamento pesado da obra a funcionar a cerca de cem metros do local de ensaio produzia um "ruído de fundo" significativo);

ii) os resultados obtidos com o *CSW* não eram significativamente diferentes dos que eram obtidos pelo *SASW*; esta verificação, associada à dificuldade de transporte e manuseamento do vibrador (com peso superior a 60 kgf e um volume que impedia o seu transporte numa viatura ligeira), ao tempo necessário para a realização dos ensaios com o *CSW*, quando se pretende utilizar um domínio alargado de frequências, fez com que, no âmbito da caracterização da subestrutura da via férrea, se privilegiasse a técnica do *SASW* em detrimento do *CSW*;

iii) o tratamento dos dados para a obtenção da curva de dispersão, feito apenas com recurso aos programas fornecidos pelo fabricante do equipamento de ensaio, era insuficiente para se obterem resultados satisfatórios;

iv) o cálculo de forma simplificada da variação do módulo de distorção, G, com a profundidade, z, considerando a relação $z=\lambda/n$, não conduzia a resultados satisfatórios.

Tendo em atenção o que foi referido, procedeu-se à aquisição de um programa específico de análise deste tipo de dados, designado por *WINSASW 2*.0, o qual foi referido em 3.9.5. Os algoritmos deste programa permitem o tratamento do espectro de fase, a construção de uma curva de dispersão simplificada, a partir da curva de dispersão experimental, e a

determinação da distribuição da velocidade das ondas de corte em profundidade e, consequentemente, do módulo de distorção, a partir de um processo de inversão que recorre à modelação numérica do meio em análise.

Os equipamentos utilizados na análise da subestrutura da via foram os apresentados em 3.9.4.

As fontes de energia utilizadas em cada local foram: i) o vibrador, no caso do *CSW*; ii) martelos (ligeiro e pesado) e o *DIP*, no caso do *SASW*.

Os seis geofones utilizados foram sucessivamente colocados em posições distintas, correspondendo a afastamentos que variaram entre 0,10 m e 1,5 m, com o objectivo de minimizar a influência de singularidades físicas do meio em análise nos resultados finais; no caso do *SASW*, com cada uma das configurações realizaram-se vinte repetições da solicitação. Este procedimento, desenvolvido com o objectivo de atenuar sinais incoerentes, permitiu obter muitos dados, correspondentes a vários sismogramas, a partir dos quais se calcularam valores médios, no domínio da frequência.

O tratamento do espectro de fase e a construção da curva de dispersão utilizada na inversão, a partir da curva de dispersão experimental, foram feitos de acordo com o referido no Capítulo 3 (ver 3.9.5).

Atendendo a que era expectável uma variação relativamente importante da rigidez em profundidade, a curva de dispersão utilizada na inversão foi obtida a partir das curvas de dispersão médias calculadas com base nos resultados fornecidos por cada par de geofones. A inversão a partir desta curva de dispersão contempla o posicionamento dos receptores, relativamente à fonte de energia.

O valor do coeficiente de Poisson foi considerado constante e igual a 0,21; a massa volúmica admitida foi a que, em termos médios, se obteve da caracterização dos diversos materiais.

Considerando os valores dos parâmetros anteriormente referidos como dados fixos, têm-se como incógnitas do problema da inversão apenas a velocidade de propagação das ondas de corte e as espessuras das camadas. No entanto, se as camadas forem consideradas com espessura suficientemente reduzida, que permita uma simulação adequada da estratificação efectiva, a importância das espessuras na análise por inversão é mínima, conduzindo à

simplificação do processo, pelo facto de se poder considerar apenas a velocidade das ondas de corte o único parâmetro a determinar.

Atendendo a que neste trabalho se pretendia dar especial ênfase ao estudo das características da subestrutura localizada abaixo do balastro e até uma profundidade máxima relativamente pequena (2,5 a 5 m), consideraram-se espessuras reduzidas das camadas; em geral, o meio em análise foi discretizado em: i) camadas de 0,10 m de espessura desde a superfície até 1 m de profundidade; ii) camadas de 0,20 m entre 1 e 3 m de profundidade; iii) camadas de 0,3 a 0,5 m, abaixo dos 3 m.

O valor máximo do erro quadrático médio (*RMS*) admitido no final do processo de inversão foi de 5 m/s.

7.9.1 Campanha de ensaios com os métodos das ondas sísmicas superficiais, com o *DIP* e com o *ECP* no Subtroço 3.2

Durante a renovação da plataforma do Subtroço 3.2 da Linha do Norte utilizaram-se os métodos das ondas sísmicas superficiais em diversos locais, nos quais se realizaram também ensaios com o *DIP* e com o *ECP* .

Um dos locais onde os métodos das ondas foram aplicados situa-se ao km 289,350, numa zona em que a via existente foi construída sensivelmente à cota do terreno natural. Na Via Descendente foram realizados ensaios em várias fases do processo de renovação da plataforma, nomeadamente: i) após desguarnecer a via (retirar o balastro antigo); ii) após a escavação de parte dos solos existentes (em cerca de 0,35 m de espessura), realizada para possibilitar a colocação das camadas de leito da via e de sub-balastro; iii) após a colocação da camada de leito; iv) após a colocação da camada de sub-balastro. Na Via Ascendente, por razões relacionadas com a evolução dos trabalhos, só foi possível fazer ensaios e obter resultados nas duas últimas fases referidas.

Na Figura 7.23 apresentam-se alguns aspectos dos ensaios realizados.

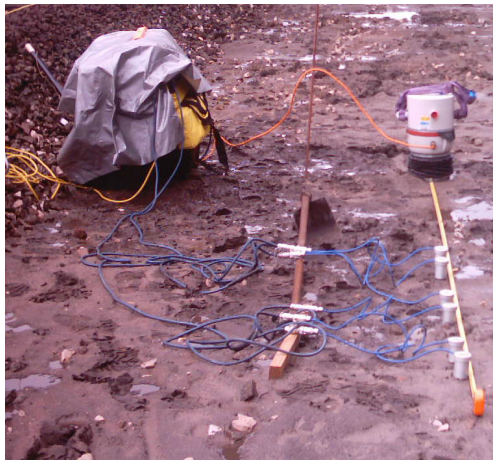
Na Figura 7.24 apresenta-se, como exemplo, a curva de dispersão e o perfil de velocidades das ondas de corte obtido ao km 289,350 VA sobre o sub-balastro.



a)



b)



c)

Figura 7.23 – Aspectos da realização dos ensaios: a) *SASW* após desguarnecer; b) *DIP* após desguarnecer; c) *CSW* após escavar.

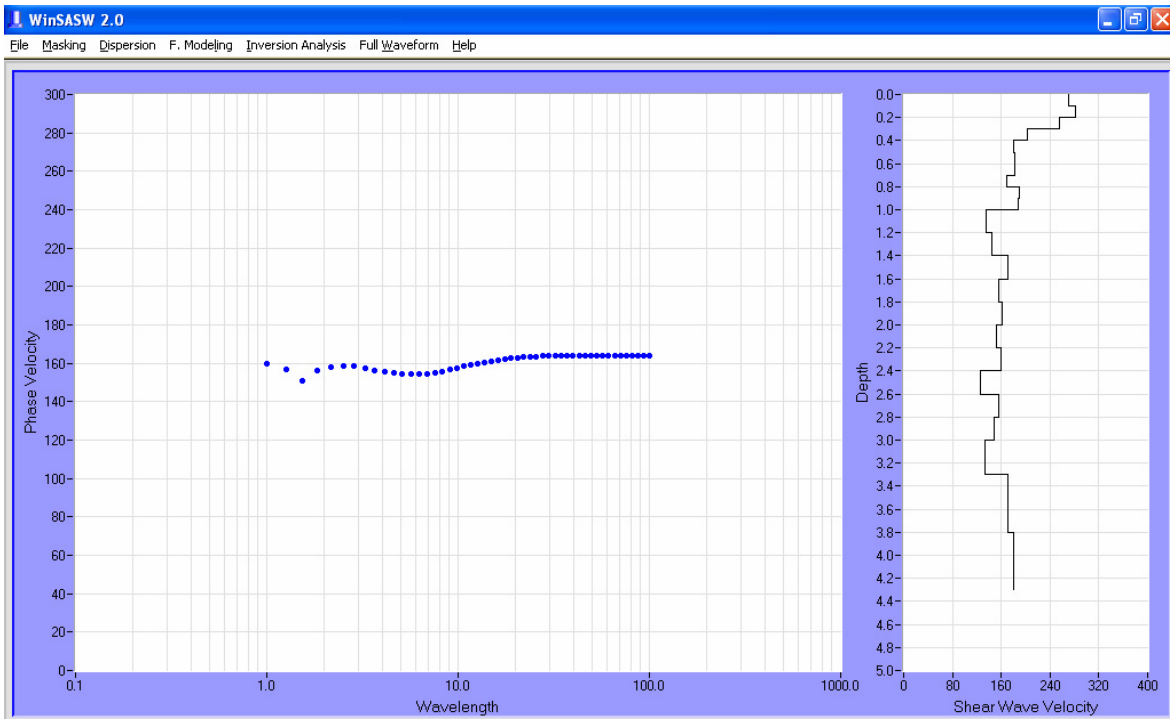


Figura 7.24 – Aspecto da curva de dispersão e do perfil de velocidades das ondas de corte obtido ao km 289,350 *VA* sobre o sub-balastro.

Na Figura 7.25 apresentam-se os valores do módulo de deformabilidade obtidos com o *SASW* durante as fases de renovação da plataforma ferroviária anteriormente referidas. As profundidades apresentadas referem-se à posição da base das travessas, antes de retirar o balastro antigo. Os valores apresentados sugerem os seguintes comentários:

- a variação do módulo de deformabilidade é relativamente importante, quer em profundidade, quer quando se comparam os valores obtidos em ensaios sucessivos;

- após desguarnecer a via obtiveram-se valores do módulo de cerca de 140 MPa à superfície, correspondendo, provavelmente, a uma zona com maior compacidade, proporcionada pela passagem dos comboios ao longo dos anos; após essa camada e até cerca de 1,0 a 1,2 m de profundidade, em média, o módulo situou-se entre 100 a 130 MPa; entre esta profundidade e até cerca de 2,0 m houve um aumento até valores da ordem de 200 a 230 MPa, ao que se seguiu uma nova diminuição, até cerca de 3,5 m de profundidade, onde os valores obtidos voltaram a ser da ordem de 100 MPa;

- os resultados obtidos após a realização da escavação de 0,35 m de profundidade parecem indicar que houve um decréscimo do módulo, relativamente aos valores obtidos à mesma profundidade na etapa anterior, em particular até cerca de 1,5 m de profundidade; este comportamento deve estar relacionado com o alívio de tensões devido à retirada dos solos;

- depois de ter sido colocada a camada de leito da via de 0,20 m de espessura de agregado calcário de granulometria extensa obtiveram-se valores do módulo de aproximadamente 300 MPa nessa camada;

- os valores do módulo na camada de sub-balastro foram da ordem de 300 a 350 MPa; a colocação desta camada sobre a camada de leito fez aumentar o valor do módulo desta última para quase 400 MPa.

Os resultados apresentados na Figura 7.25b, relativos aos ensaios realizados na Via Ascendente, primeiro após a colocação da camada de leito e depois sobre a camada de sub-balastro, mostram, em geral, tendência semelhante aos comentados anteriormente. Na zona superficial, correspondente às camadas de apoio, os valores do módulo de

deformabilidade variam entre 300 a 400 MPa. Em profundidade os valores mantiveram-se relativamente próximos de 100 MPa.

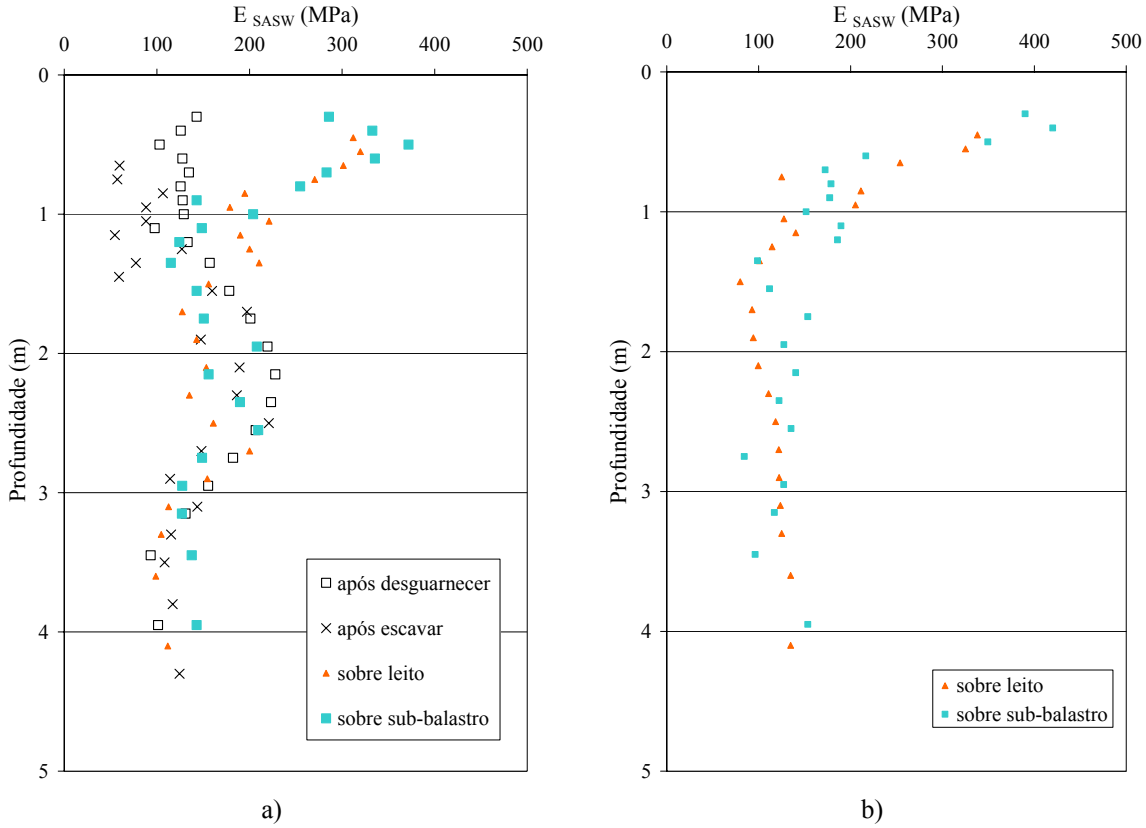


Figura 7.25 – Valores do módulo de deformabilidade medidos com o *SASW* durante a renovação da via ao km 289,350: a) *VD*; b) *VA*.

Na Figura 7.26 apresentam-se os valores relativos a ensaios semelhantes aos referidos anteriormente, mas realizados ao km 288,725 em ambas as vias. Também neste caso, a via existente foi construída sensivelmente à cota do terreno natural. No caso da Via Descendente não houve oportunidade de realizar ensaios pelos métodos das ondas sísmicas sobre a camada de sub-balastro.

Os resultados apresentados na Figura 7.26b são semelhantes aos da Figura 7.25b; no entanto, os resultados da Figura 7.26a são relativamente diferentes dos restantes: o módulo de deformabilidade aumenta de forma contínua, desde aproximadamente a profundidade da base da escavação, até cerca de 2 m de profundidade; depois ocorre um decréscimo importante, até se atingirem valores de aproximadamente 100 MPa, a cerca de 3 m de profundidade, valores esses, que são semelhantes aos que foram observados nos outros locais àquela profundidade.

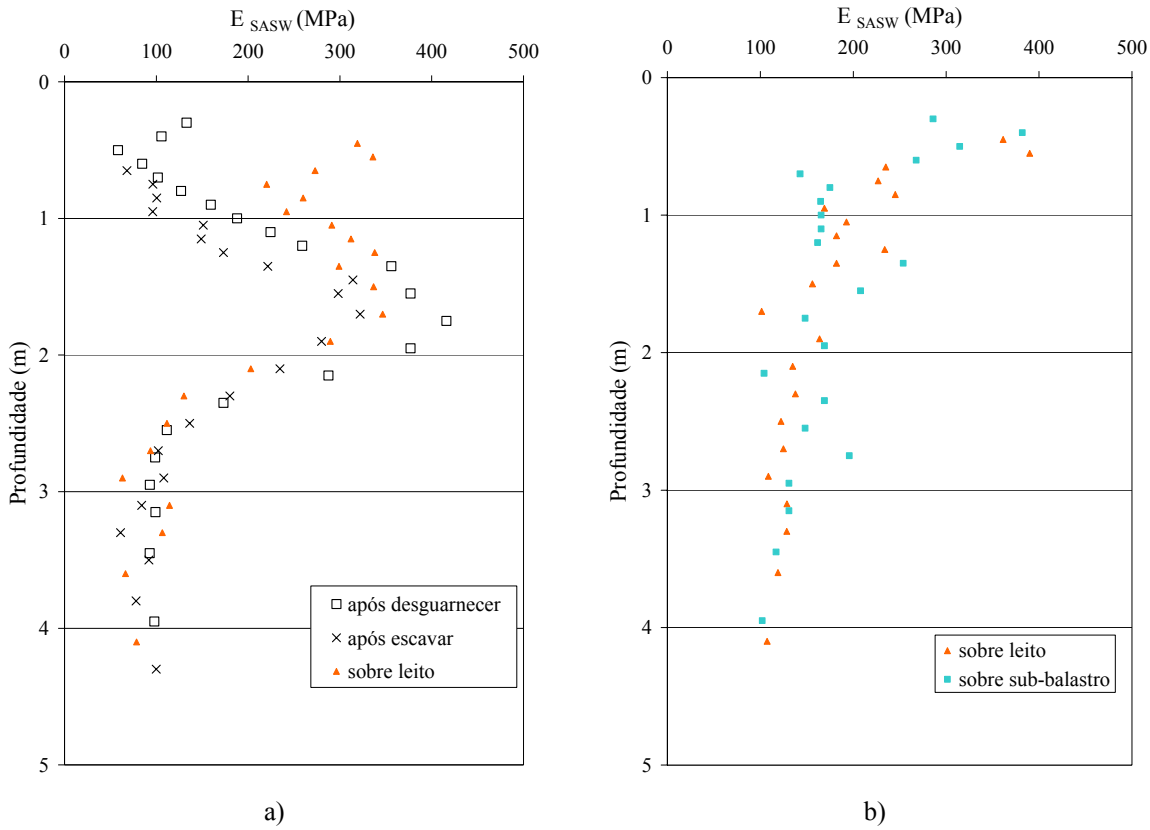


Figura 7.26 – Valores do módulo de deformabilidade medidos com o *SASW* durante a renovação da via ao km 288,725: a) *VD*; b) *VA*.

Este comportamento pode estar relacionado com o facto de existirem camadas de grande rigidez a profundidades relativamente pequenas. Em algumas circunstâncias, os resultados dos ensaios realizados com o penetrómetro dinâmico ligeiro (*PDL*) evidenciaram uma significativa mudança de resistência a uma determinada profundidade, mudança essa que impediu a continuação do ensaio até à profundidade prevista. Na Figura 7.27 apresentam-se alguns casos em que se verificam comportamentos relativamente distintos: em três locais os ensaios com o penetrómetro foram realizados até à profundidade de cerca de 2,2 m abaixo da base da travessa; nos outros três o número de pancadas necessário para fazer avançar o penetrómetro era demasiado elevado, pelo que os ensaios foram terminados antes da profundidade prevista.

Em conclusão, apesar das variações relativamente importantes dos valores do módulo com a profundidade e das diferenças obtidas, em cada profundidade, em ensaios sucessivos, é possível identificar tendências desses valores, quando os contrastes de rigidez são relativamente importantes. As diferenças obtidas em ensaios sucessivos devem estar relacionadas com as diversas operações de retirada e colocação de solos e de compactação das camadas, mas também com a repetibilidade do método.

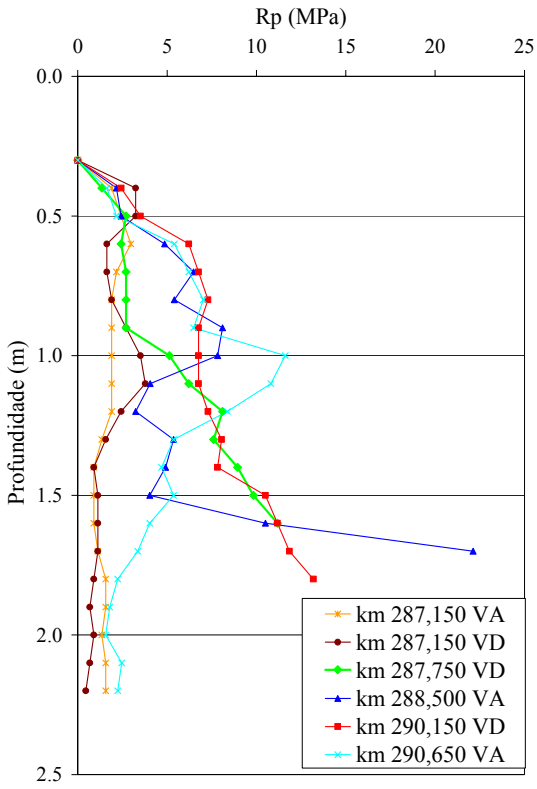


Figura 7.27 – Resistência de ponta obtida com o PDL em zonas relativamente próximas daquelas onde foram realizados os ensaios com os *SWM*.

Para profundidades relativamente pequenas, a análise conjunta dos resultados obtidos com o penetrómetro ligeiro e dos obtidos pelos métodos das ondas sísmicas superficiais pode conduzir à obtenção de informação de grande importância no âmbito da renovação da plataforma. Em alguns casos, quando a plataforma se apresenta em mau estado, evidenciando um baixo módulo de deformabilidade equivalente, a detecção, durante a fase de prospecção ou mesmo no decorrer das obras, da profundidade a partir da qual as condições melhoram, permite estabelecer critérios para o tratamento da parte superior da fundação existente e (ou) para o saneamento dos solos inadequados para formar o leito da plataforma.

No decurso dos trabalhos de renovação realizaram-se também ensaios com o *DIP* ($\phi = 300$ mm, tensão vertical de 200 kPa) na Via Descendente. Ao km 289,350 obtiveram-se valores do módulo de deformabilidade equivalente de 32 e 95 MPa, após desguarnecer a via e sobre a camada de leito, respectivamente; ao km 288,725 obtiveram-se valores do módulo de deformabilidade equivalente de 62 e 112 MPa, respectivamente.

Sobre a camada de sub-balastro realizaram-se ensaios de carga estática com placa ($\phi = 600$ mm) em ambos os locais e obtiveram-se valores de EV_2 de 131 e 163 MPa, respectivamente.

A diferença entre os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos em cada local deve estar relacionada com a diferença dos valores do módulo das camadas existentes entre a base da camada de leito e aproximadamente 2,5 m abaixo; de facto, comparando a Figura 7.25a com a Figura 7.26a, conclui-se que, nas referidas profundidades, o valor médio do módulo das camadas é de cerca de 150 e 300 MPa, respectivamente.

Num outro local, aproximadamente ao km 266, numa zona onde a plataforma antiga, que tinha sido construída após uma ligeira escavação do terreno natural, se encontrava em muito más condições, os solos foram substituídos por enrocamento numa espessura de cerca de 0,60 m; sobre esta camada colocou-se uma camada de agregado calcário de granulometria extensa e, posteriormente, uma camada de sub-balastro de agregado granítico, com espessuras de 0,50 e 0,15 m, respectivamente.

Neste local, sobre a camada de sub-balastro, obteve-se um módulo de deformabilidade (*DIP* com placa de 300 mm e tensão vertical de 200 kPa) de 130 MPa.

Realizaram-se ensaios das ondas sísmicas (Figura 7.28) com o objectivo de determinar o módulo de deformabilidade dos materiais das camadas colocadas de novo e dos materiais da fundação existente.



Figura 7.28 – Aspecto de um ensaio *CSW* realizado sobre a plataforma ferroviária.

Os resultados do ensaio *SASW* que foi efectuado neste local apresentam-se na Figura 7.29.

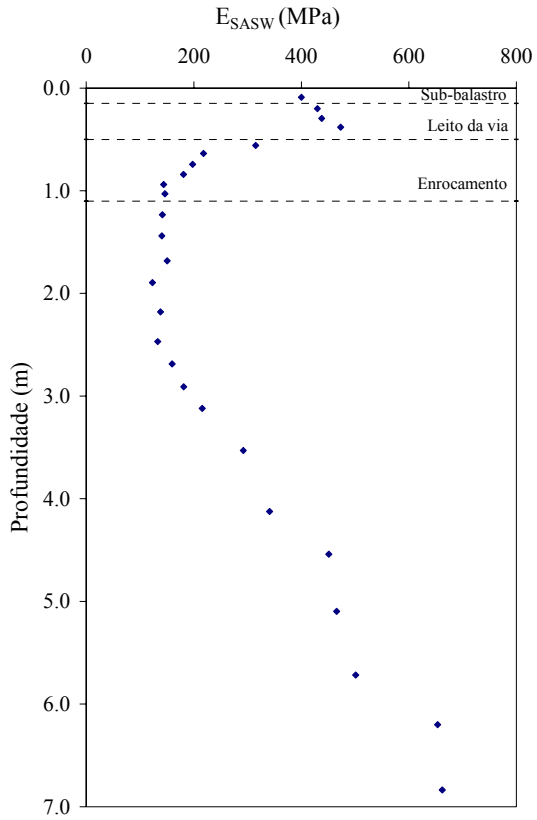


Figura 7.29 – Ensaio *SASW* efectuado numa zona onde foram substituídos solos.

Os valores do módulo de deformabilidade das camadas de sub-balastro e de leito da via variam entre aproximadamente 370 e 470 MPa. Na parte superior da camada de enrocamento os valores do módulo variam entre 180 e 320 MPa; na parte mais profunda desta camada, até cerca de 2,5 m de profundidade, os valores obtidos variam entre aproximadamente 120 e 140 MPa; a partir desta profundidade o módulo cresceu, atingindo cerca de 660 MPa, próximo dos 7 m de profundidade.

Os resultados mostram que, além de se ter obtido um valor adequado do módulo de deformabilidade equivalente na plataforma ferroviária, foi possível compactar adequadamente as camadas colocadas sobre o enrocamento, já que os valores do módulo destes materiais são relativamente elevados. A variação do módulo ao longo da espessura (0,60 m) da camada de enrocamento deve estar relacionada com o facto de esta camada ter sido construída em duas fases: numa primeira fase foi espalhado material numa espessura de 0,30 m e não se procedeu à sua compactação; numa segunda fase o material colocado foi compactado com cilindro vibrador. Parece ter sido esta compactação que propiciou um valor mais elevado do módulo de deformabilidade, detectado no ensaio *SASW*.

A análise dos resultados obtidos nos diversos locais permite concluir que o módulo de deformabilidade dos materiais das camadas de sub-balastro e de leito da via, em geral, aumenta com a profundidade, o que deve estar relacionado com o aumento da tensão efectiva e com alguma perturbação induzida à superfície, pelo equipamento de compactação.

7.9.2 Campanha de ensaios com os métodos das ondas sísmicas e com o *DIP* na Variante à Curva 126/127

Na plataforma ferroviária localizada na Variante à Curva 126/127 realizaram-se ensaios com os métodos das ondas sísmicas e com o deflectómetro de impacto portátil.

Na Figura 7.30 apresenta-se um aspecto da realização dos ensaios com os métodos das ondas sísmicas.



a) b)

Figura 7.30 – Aspecto da execução dos ensaios com os métodos das ondas sísmicas: a) *CSW*; b) *SASW*.

Na Figura 7.31 apresentam-se os valores do módulo de deformabilidade obtidos com o *SASW* na plataforma ferroviária. Os ensaios realizaram-se quando o teor em água médio, medido a 0,15 m de profundidade na camada de agregado calcário de granulometria extensa, era de 1,4%.

A análise dos resultados apresentados permite concluir que:

- na zona superficial, correspondente à camada de sub-balastro e ao leito da via (com espessura total de 0,35 m de agregado calcário de granulometria extensa),

obtiveram-se valores do módulo de deformabilidade que, em geral, variaram entre 800 e 1200 MPa;

- na zona correspondente à parte superior do aterro, até cerca de 0,30 m abaixo das camadas de agregados, os valores do módulo obtidos foram da ordem de 600 a 800 MPa;
- nas camadas relativamente mais profundas os valores variaram entre aproximadamente 300 e 500 MPa; estes resultados indiciam que o aterro construído com solos arenosos deve apresentar um bom comportamento em serviço.

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente medidos, na mesma data, na plataforma ferroviária, com ensaios de carga com o *DIP* (placa de 200 mm de diâmetro e tensão aplicada de 200 kPa), variaram entre 510 e 930 MPa; a comparação entre estes valores e os valores do módulo de deformabilidade do agregado obtidos com o *SASW* a 0,15 m de profundidade, em locais próximos, permite concluir que parece haver uma relação entre ambos os conjuntos de valores; os primeiros são, em geral, cerca de 60% dos últimos (Figura 7.32).

Salvaguardando a diferença que, naturalmente, deverá existir entre o valor do módulo de deformabilidade equivalente determinado com o *DIP* nestas circunstâncias (placa de 200 mm de diâmetro sobre um subestrutura constituída por camadas cujas características variam em profundidade) e o valor do módulo equivalente de um maciço homogéneo de agregado calcário, parece poder concluir-se que o valor do módulo equivalente determinado em ensaios de carga deste tipo se relaciona bem com o valor do módulo de deformabilidade dos materiais determinado pelo *SASW* (Figura 7.32).

A análise dos valores do módulo de deformabilidade obtidos nos agregados das camadas de leito e de sub-balastro do Subtroço 3.2 e dos obtidos no agregado calcário que constitui as camadas de leito e de sub-balastro na Variante à Curva 126/127, permite concluir que os primeiros variaram entre 300 a 500 MPa e os segundos variaram aproximadamente entre 800 e 1200 MPa.

A grande diferença observada deve estar relacionada com a discrepância entre os valores do teor em água dos materiais: no primeiro caso os ensaios decorreram após a construção, numa época de chuva, com um grau de saturação relativamente elevado dos agregados

(cerca de 70 a 85%); no segundo caso o grau de saturação dos materiais era da ordem de 20%.

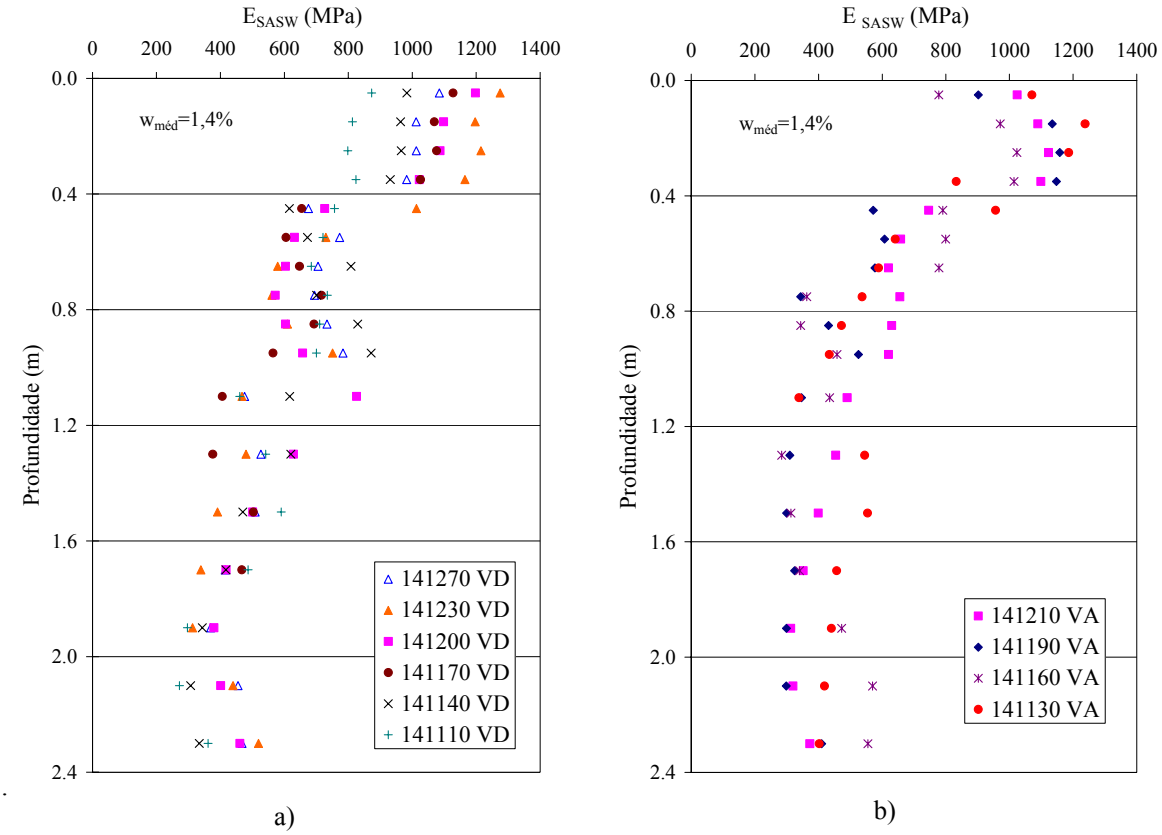


Figura 7.31 – Valores do módulo de deformabilidade medidos com o *SASW*: a) *VD*; b) *VA*.

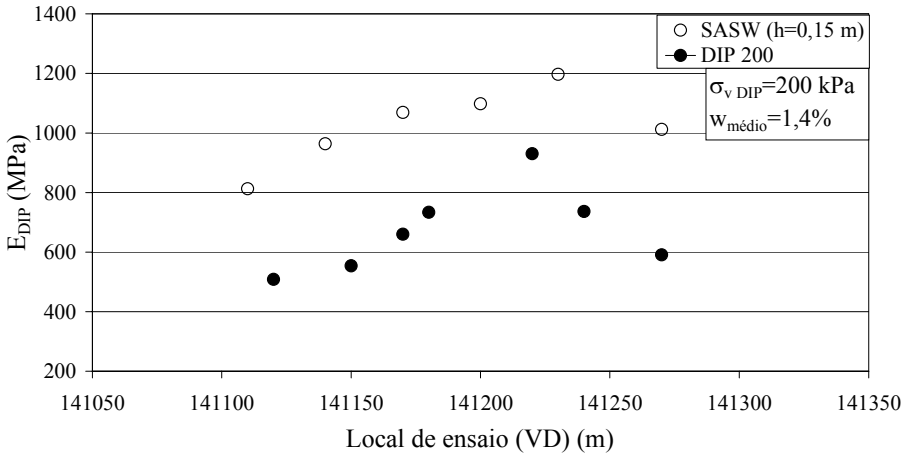


Figura 7.32 – Módulo de deformabilidade equivalente na plataforma ferroviária (*DIP*) e módulo de deformabilidade da camada de agregado calcário.

7.10 ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS COM O VEÍCULO DE INSPECÇÃO DA VIA NO TROÇO 3.1

A relação entre os níveis de qualidade da via, calculados a partir dos dados fornecidos pelo veículo de inspecção da via, antes e depois da renovação, constitui um dos mais importantes indicadores da adequação da estratégia desenvolvida para a obtenção dos propósitos estabelecidos.

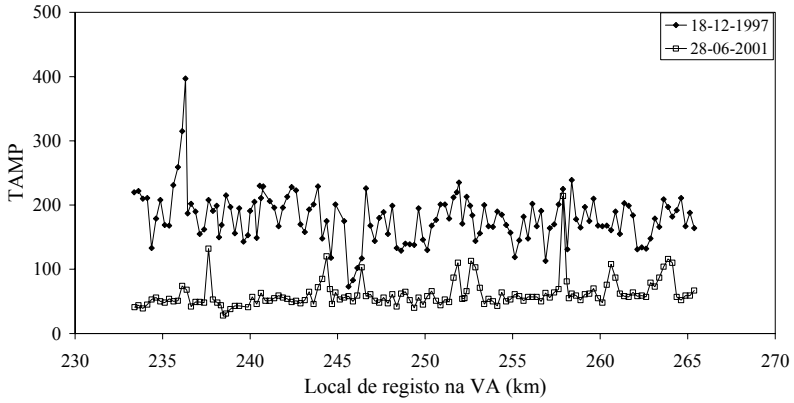
As Figuras 7.33 a 7.36 apresentam os índices de qualidade determinados em Dezembro de 1997 e em Junho de 2001, correspondentes a análises efectuadas antes e depois da renovação geral da via, respectivamente, entre o km 232 e o km 265 da Linha do Norte, nas vias ascendente (*VA*) e descendente (*VD*). Os valores apresentados em abcissas são os pontos médios dos intervalos de 250 m a que correspondem as determinações.

Os índices relativos a 1997 foram determinados, em geral, para a velocidade de circulação de 140 km/h, excepto no que se refere à *VD*, entre o km 244 e o km 264, onde foram determinados para 100 km/h, devido à circulação estar limitada a esta velocidade. Este procedimento conduziu a que, em média, os valores dos índices relativos a este trecho fossem inferiores aos restantes, o que não significa uma melhor qualidade absoluta da via.

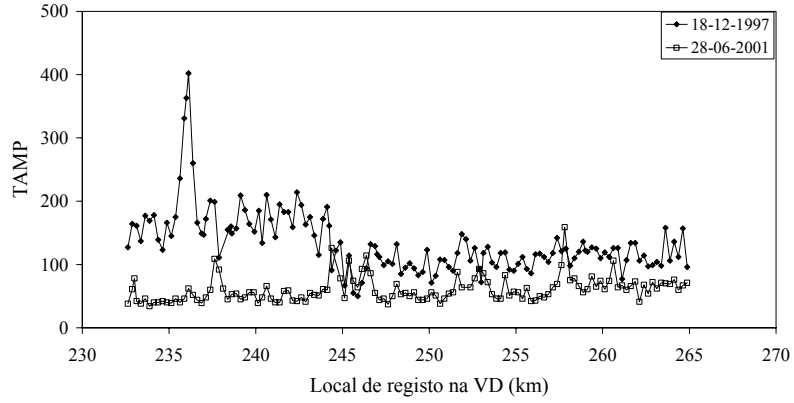
Os índices relativos a 2001 foram determinados, em geral, para a velocidade de circulação de 220 km/h.

A análise dos elementos apresentados permite verificar que existe um grande contraste entre os valores obtidos para os índices de qualidade antes e depois da renovação da via, mesmo atendendo a que foram determinados para velocidades muito distintas. Como decorre do exposto em 3.2.2, quanto mais elevados são os valores destes índices menor é o nível de qualidade da via.

Em Dezembro de 1997, a maioria dos locais auscultados da *VA*, do troço em análise, evidenciava níveis de qualidade relativamente baixos, traduzidos por índices de qualidade relativamente elevados. Os valores do Índice de Qualidade Global da Via (*TQI)* variavam entre o mau e o deficiente. Só em alguns casos pontuais esse índice atingia o aceitável.

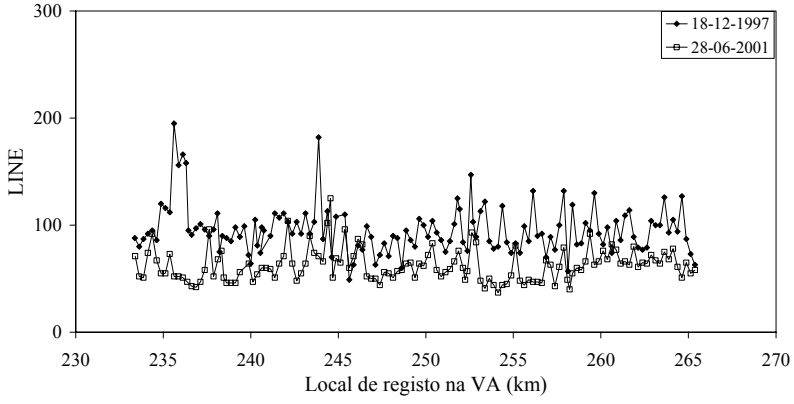


a)

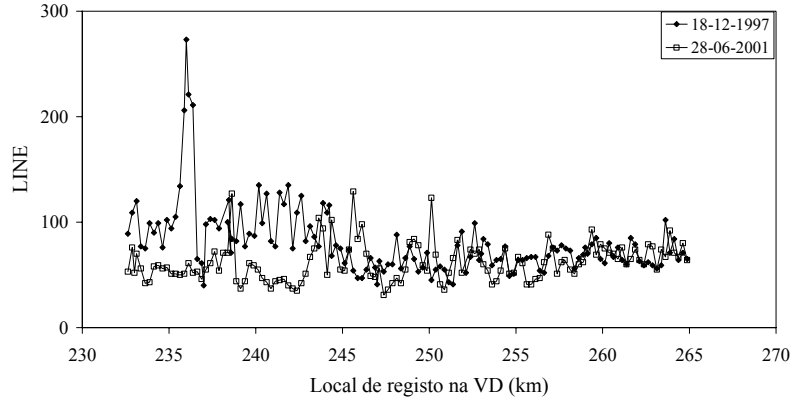


b)

Figura 7.33 – Índices de qualidade antes e após a renovação da plataforma: a) *TAMP VA*; b) *TAMP VD*.

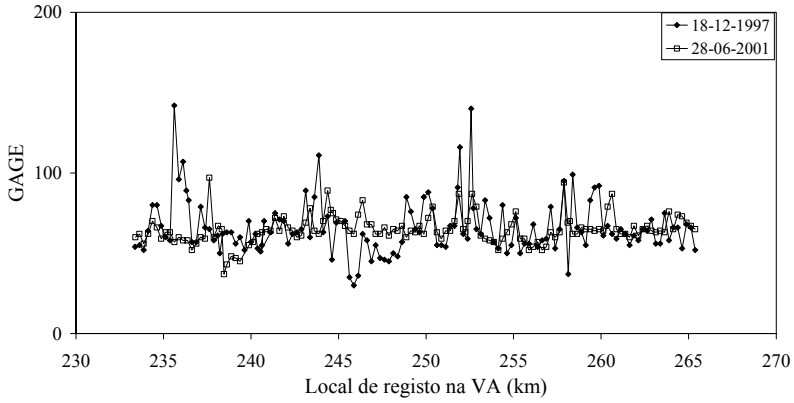


a)

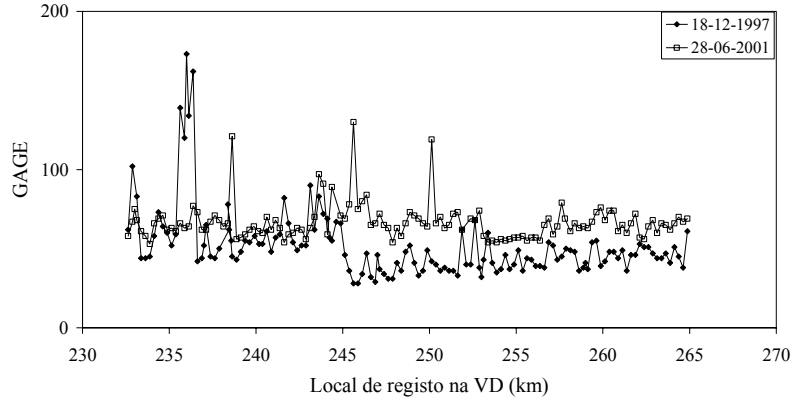


b)

Figura 7.34 – Índices de qualidade antes e após a renovação da plataforma: a) *LINE VA*; b) *LINE VD*.

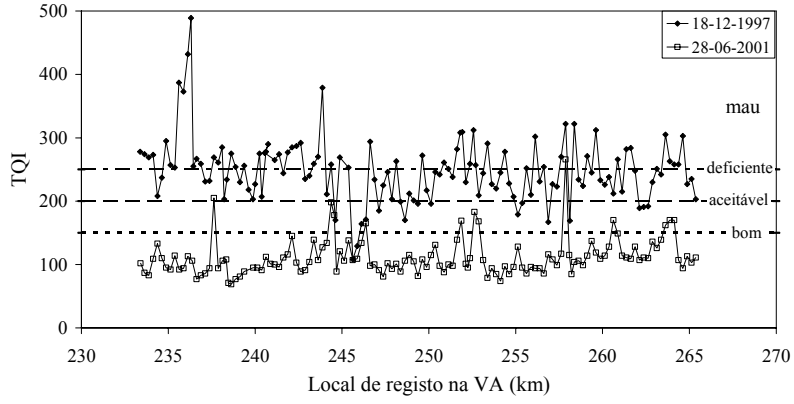


a)

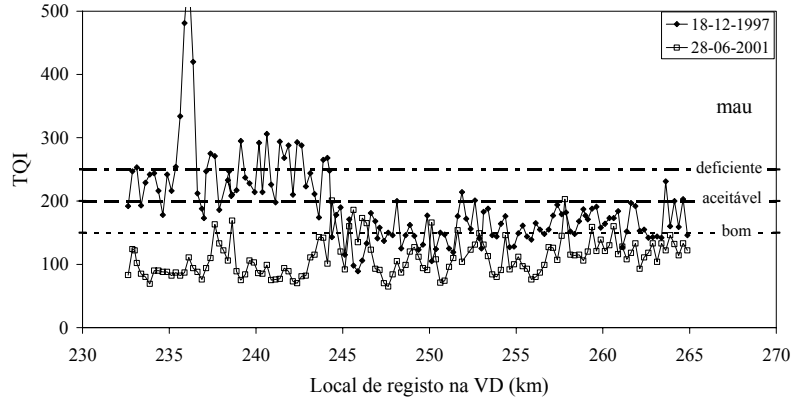


b)

Figura 7.35 – Índices de qualidade antes e após a renovação da plataforma: a) *GAGE VA*; b) *GAGE VD*.



a)



b)

Figura 7.36 – Índices de qualidade antes e após a renovação da plataforma: a) *TQI VA*; b) *TQI VD*.

No que se refere ao mesmo troço da via descendente (*VD*), em 1997 era possível observar duas situações relativamente distintas: i) entre o km 232 e o km 244, onde os índices foram calculados para uma velocidade de circulação de 140 km/h, o *TQI* foi, normalmente, superior a 200, o que indica uma via de qualidade deficiente ou má; ii) entre o km 244 e o km 264, onde os índices foram calculados para uma velocidade de circulação de 100 km/h, como anteriormente se referiu, o valor de *TQI* foi, em geral, inferior a 200, mas normalmente superior a 150, ou próximo deste valor, traduzindo uma qualidade da via entre o aceitável e o bom.

É de notar que a qualidade menos má de alguns desses locais resultava já do facto de a via ter sido pontualmente renovada. Por exemplo, entre o km 257,823 e o km 258,266 da *VA* houve renovação cerca de seis meses antes da avaliação de Dezembro, o que provavelmente está relacionado com o nível de qualidade aceitável demonstrado pelo local identificado na Figura 7.36a ao km 258,125.

No entanto, essa renovação não considerou, de forma adequada e sistemática, a qualidade da plataforma, de acordo com a prática que posteriormente viria a ser seguida e que já foi apresentada durante este trabalho. Deve ter sido esse procedimento que originou que a via tenha apresentado níveis de qualidade inferiores a bom (*TQI* >150).

Os valores dos índices obtidos no ano de 2001 são, em geral, relativamente baixos. O *TQI* foi, normalmente, inferior a 150, o que traduz um bom nível de qualidade global da via. No entanto, mesmo depois de a plataforma ter sido renovada, algumas zonas demonstraram perturbações passado pouco tempo. Estes locais normalmente constituem singularidades da via, nomeadamente zonas de "*aparelhos de mudança de via*", passagens de nível que ainda não tinham sido encerradas e passagens inferiores.

No Quadro 7.2 apresentam-se os valores médios e os desvios padrão das distribuições dos índices de qualidade obtidos em 1997 e 2001, na Via Ascendente. Os valores médios obtidos em 2001 são muito inferiores aos obtidos em 1997. Note-se que a diferença seria ainda maior se fosse tomada a mesma velocidade de referência para o cálculo dos índices, em ambas as épocas, o que traduziria de forma mais evidente a melhoria absoluta da qualidade da via, após a renovação da plataforma. No entanto, em termos de lógica de exploração parece mais adequado considerar os valores da velocidade permitida em cada uma das condições.

Os valores do desvio padrão dos índices são também significativamente distintos, traduzindo uma maior regularidade geométrica da via em 2001.

Assim, o estado da via – atendendo às características geométricas – era muito melhor em 2001, para condições de maior exigência, do que em 1997.

Quadro 7.2 – Índices de qualidade da via ascendente

Índices de qualidade	Via ascendente			
	Média		Desvio padrão	
	1997	2001	1997	2001
Nivelamento (*TAMP*)	180	61	40	23
Alinhamento (*LINE*)	96	62	23	15
Bitola (*GAGE*)	66	65	17	9
Global (*TQI*)	248	111	51	29

Considerando a definição de cada índice (ver 3.2.2), o que melhor se pode relacionar com a qualidade da plataforma é o Índice de Qualidade de Nivelamento (*TAMP*). A comparação dos valores obtidos nas duas campanhas permite concluir que foi este o índice que apresentou a maior diferença relativa dos valores médios (cerca de 66%).

O índice que menos é influenciado pela qualidade da plataforma (*GAGE*), pois depende essencialmente da superestrutura, foi o que menos variou (cerca de 2%).

A análise global dos resultados permite concluir que as zonas da via que foram renovadas sem o tratamento adequado da plataforma revelaram, a curto prazo, níveis de qualidade normalmente acima do aceitável, mas maioritariamente abaixo do bom, ou na fronteira entre o bom e o aceitável.

As zonas em que se procedeu à renovação da plataforma apresentaram, em geral, valores de *TQI* inferiores a 150, o que traduz um nível de qualidade bom.

Assim, fica clara a importância de se dispor de uma plataforma boa para ter um desempenho adequado da via e a validade da metodologia implementada com o objectivo de permitir dispor de uma plataforma com elevados padrões de qualidade.

7.11 CONCLUSÕES

Neste capítulo apresentaram-se alguns resultados relativos ao controlo da qualidade realizado durante a construção das camadas da subestrutura da via férrea em renovação. Foram também apresentados e comentados os valores do módulo de deformabilidade obtidos com os diversos métodos não destrutivos apresentados no Capítulo 3. Por último apresentaram-se e comentaram-se os resultados obtidos a partir da auscultação da via com o *VIV*, em duas campanhas realizadas em épocas distintas.

Os resultados dos ensaios realizados na subestrutura renovada no Subtroço 3.1 e no Subtroço 3.2, para a determinação do módulo de deformabilidade, permitiram concluir que:

- os valores do módulo de deformabilidade equivalente fornecidos pelos ensaios de carga com placa (EV_2) foram, em geral, superiores aos que tinham sido estabelecidos: 94% dos ensaios realizados sobre a camada de leito da via conduziram a valores de EV_2 superiores a 80 MPa; cerca de 90% dos valores obtidos sobre a camada de sub-balastro foram superiores ao valor previamente estabelecido;
- os valores de EV_2 obtidos nos ensaios realizados sobre a camada de sub-balastro dependem dos valores de EV_2 obtidos sobre a camada de leito;
- a relação EV_2/EV_1 pode constituir um indicador do grau de compactação das camadas de agregados; valores elevados desta relação, isto é, superiores a 1,2, podem indicar um baixo grau de compactação (Cr<99% do valor do ensaio Proctor pesado);
- a utilização de enrocamento nos locais em que houve necessidade de substituir os materiais da parte superior da fundação existente, devido às suas fracas características geotécnicas, permitiu compactar a camada de leito e atingir os valores do módulo de deformabilidade equivalente especificados;
- o *SSG* mostrou uma boa repetibilidade, traduzida por um valor do coeficiente de variação de cerca de 1%;
- num dos locais ensaiados obtiveram-se valores semelhantes do módulo de deformabilidade equivalente sobre a plataforma ferroviária, cerca de 120 MPa, com

o *SSG*, com o *DIP* (placa de 200 mm e tensão aplicada de 200 kPa) e com o *ECP* (EV_2, placa de 600 mm);

- num trecho ao longo do qual variavam as características da subestrutura renovada, os ensaios realizados com o *MCSC* sobre o leito da via conduziram a valores do módulo de deformabilidade entre 60 e 160 MPa; neste trecho foi possível avaliar a influência da compacidade no módulo equivalente, distinguir zonas com valores relativamente diferentes e detectar a influência do nível freático elevado nos valores do módulo; os valores do módulo de deformabilidade equivalente calculados com base nos resultados dos ensaios de carga com placa (EV_2) foram próximos dos obtidos com o *MCSC*, no mesmo local; o valor médio das diferenças relativas entre os valores obtidos pelos dois métodos foi de 12%;
- os métodos das ondas superficiais permitiram determinar os valores do módulo de deformabilidade das camadas e a sua variação, nas diversas fases da renovação da subestrutura; os valores obtidos para os agregados após a compactação foram de cerca de 300 a 400 MPa; foi possível detectar zonas de maior rigidez, em profundidade, e relacionar essa particularidade com os resultados dos ensaios de carga com placa;
- numa zona em que houve necessidade de substituir os solos da fundação existente por uma camada de enrocamento, foi possível comprovar a adequada compactação dos materiais das camadas de leito da via e de sub-balastro; verificou-se ainda a evolução do módulo ao longo da espessura da camada de enrocamento, entre 140 e 320 MPa.

Os ensaios de determinação do módulo de deformabilidade realizados na plataforma ferroviária nova situada na Variante à Curva 126/127 (aterro de solos granulares e camada de 0,35 m de espessura de agregado britado de granulometria extensa de origem calcária), permitiram concluir que:

- também neste caso o *SSG* demonstrou uma boa repetibilidade, traduzida por um valor do coeficiente de variação de cerca de 1%, para valores do módulo entre cerca de 200 e 300 MPa; em geral, os valores obtidos com o *SSG* foram próximos dos obtidos como *ECP* (EV_2); excluindo os casos em que os valores foram relativamente distintos, o valor médio das diferenças relativas entre os valores obtidos pelos dois métodos foi de 16%;

- os valores do módulo equivalente medidos com o *MCSC*, quando o teor em água das camadas de agregados era de cerca de 2% a 3%, variaram, em geral, entre 150 e 300 MPa; o valor médio do coeficiente de variação associado a sete leituras em cada local do trecho ensaiado foi de 10%; a comparação entre os valores obtidos com o *ECP* e os obtidos com o *MCSC*, permite concluir que, em média, estes diferem daqueles em 9%;
- a média dos valores do módulo equivalente, medidos com o *FWD* (placa de 300 mm e tensão aplicada de 280 kPa) quando o teor em água das camadas de agregados era de cerca de 3,8% (medido à superfície) foi de cerca de 250 MPa; nessa data a média dos valores obtidos com o *DIP* (placa de 300 mm e tensão aplicada de 200 kPa) foi de cerca de 350 MPa; o valor médio de EV_2 foi de 350 MPa;
- quando o teor em água das camadas de agregados era de cerca de 1%, os valores obtidos com o *FWD*, o *DIP* e o *ECP* foram muito elevados, isto é, os valores médios foram de cerca de 1140, 1170 e 1010 MPa;
- a diminuição do diâmetro das placas de carga conduz à obtenção de valores mais elevados do módulo de deformabilidade equivalente, o que é mais notório para diâmetros mais pequenos;
- quando o teor em água era mais elevado e, portanto, o módulo equivalente mais baixo, o aumento da tensão aplicada influenciou pouco o valor do módulo equivalente; neste caso, os resultados obtidos com a placa de menor diâmetro, teoricamente mais influenciados pelos valores do módulo dos agregados, aumentaram com a tensão vertical; quando o teor em água era muito baixo um aumento da tensão vertical aplicada provocou uma redução significativa do módulo equivalente;
- os valores do módulo de deformabilidade dos agregados medidos pelo *SASW*, quando o teor em água das camadas de agregados era de cerca de 1,4%, variaram entre 800 e 1200 MPa; na zona correspondente à parte superior do aterro, os valores do módulo obtidos foram da ordem de 600 a 800 MPa; em profundidade, o módulo variou entre 300 e 500 MPa;
- os valores do módulo de deformabilidade equivalente obtidos com o *DIP* (placa de 200 mm e tensão aplicada de 200 kPa) foram, em geral, cerca de 60% dos valores

do módulo de deformabilidade do agregado calcário obtido a 0,15 m de profundidade, como o *SASW*.

A análise conjunta dos resultados permite concluir que o valor do módulo de deformabilidade equivalente é muito influenciado pelo teor em água dos agregados que constituem as camadas de leito e de sub-balastro; assim, a caracterização destas camadas deve ser feita nas condições mais adversas, nomeadamente para valores do teor em água próximos do máximo que os materiais poderão exibir durante a exploração da via; esses valores não deverão ser muito distintos do valor do teor em água utilizado na compactação das camadas.

Os estudos desenvolvidos permitiram concluir que os métodos utilizados, nomeadamente o deflectómetro de impacto pesado (*FWD*), o *Soil Stifness Gauge* (*SSG*), o *Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo* (*MCSC*) e o *Deflectómetro de Impacto Portátil* (*DIP*) são de grande utilidade na determinação do módulo de deformabilidade equivalente "in situ" das camadas compactadas. Os *Métodos das Ondas Superficiais* (*SASW e CSW*) permitem obter o módulo de deformabilidade das camadas da subestrutura.

Os valores do módulo reversível que se obtêm com a aplicação de cada um dos métodos dependem de diversos factores, nomeadamente do tipo de materiais e das suas condições de estado (teor em água e compacidade), do nível de deformação dos materiais em resposta às tensões aplicadas, da profundidade interessada no ensaio e das características intrínsecas dos métodos utilizados na determinação. Embora pareça ser possível estabelecer relações entre os valores obtidos com cada um dos métodos, essas relações deverão ser avaliadas caso a caso, em função das subestruturas em análise e das condições de estado dos materiais.

Estes métodos caracterizam-se por: i) permitirem executar ensaios não destrutivos, o que evita atrasos nos trabalhos e custos de reparação dos locais ensaiados; ii) possibilitarem a repetição do ensaio no mesmo local, o que permite acompanhar diversas fases da vida da obra; iii) terem grande mobilidade e serem de fácil colocação em obra; iv) permitirem obter em tempo real os valores medidos e, assim, tomar opções relativas aos trabalhos de compactação, aos procedimentos de ensaio e às acções a tomar ao nível do controlo da qualidade de construção; v) terem um elevado rendimento; vi) serem de fácil operação; vi) terem um custo por ensaio relativamente baixo.

Assim, com estes métodos é possível obter um grande volume de informação em pouco tempo, com poucas perturbações para o avanço dos trabalhos e de forma muito económica, o que permite proceder a análises estatísticas sobre as grandezas em análise.

O *MCSC* permite ensaiar por dia, em contínuo, trechos com cerca de 20 km, produzindo uma quantidade de informação incomparavelmente maior do que a que é possível obter com os outros equipamentos. A medição em contínuo proporcionada pelo *MCSC* permite detectar a existência de zonas de características distintas. Em comparação com os outros métodos em análise, a principal desvantagem do *MCSC* reside no facto de necessitar de um acesso adequado à plataforma a analisar.

O *SASW* e o *CSW* permitem obter valores do módulo de deformabilidade das camadas a profundidades superiores àquelas que é possível obter com qualquer dos outros equipamentos, produzindo assim informação que permite uma caracterização até muito maior profundidade. Os ensaios realizados com o *CSW* são mais morosos e as dimensões e o peso do vibrador podem constituir uma dificuldade. A principal desvantagem destes métodos reside no facto de necessitarem de técnicos experientes para a execução e interpretação dos ensaios e de a determinação, com rigor, do módulo de deformabilidade, exigir um processamento dos dados relativamente complicado, em particular quando a variação das características das camadas em profundidade é relativamente importante.

O *DIP* e o *SSG* têm uma grande portabilidade, são muito fáceis de utilizar e fornecem o valor do módulo de deformabilidade equivalente na altura da realização do ensaio. Um único operador, com o mínimo de conhecimentos, pode realizar o ensaio, já que as pequenas dimensões do aparelho, o seu reduzido peso e as suas características técnicas permitem uma grande facilidade de transporte e de utilização. Particularmente no que se refere às aplicações nas plataformas ferroviárias, as características destes equipamentos permitem utilizá-los em locais com grandes constrangimentos, como é o caso das zonas localizadas entre as travessas da via. A execução de um ensaio (considerando o resultado de um ensaio como a média de cinco repetições no mesmo local), incluindo a preparação do local e do equipamento, demora cerca de dez minutos, o que permite a realização de um grande número de ensaios com um custo baixo.

Em particular, a utilização do *DIP* na configuração em que se colocam vários transdutores para obter as deflexões em três pontos à superfície, permite, como foi referido no Capítulo

6, estimar o módulo de deformabilidade das camadas, se as espessuras destas forem conhecidas. Além disso, a possibilidade de utilizar placas de distintas dimensões e de variar a carga aplicada permite obter resultados influenciados por camadas localizadas até profundidades distintas.

Os resultados do *SSG* são particularmente influenciados pelo módulo de deformabilidade dos materiais das camadas mais superficiais. Esta característica pode tornar o método particularmente adequado para ser utilizado no âmbito do controlo da qualidade durante a construção das camadas.

Em síntese, o recurso a este tipo de métodos pode facilitar as actividades no âmbito da garantia da qualidade, em particular do controlo da qualidade, dos empreendimentos que envolvem terraplenagens e a construção de camadas de apoio de infra-estruturas de transporte. A utilização destes métodos permite tornar mais efectiva, rápida, económica e simples a determinação do módulo de deformabilidade equivalente.

A análise dos resultados obtidos pelo *Veículo de Inspecção da Via* (*VIV*), em duas épocas distintas, permitiu concluir que os índices de qualidade obtidos a partir dos parâmetros geométricos melhoraram significativamente após a renovação da plataforma, em particular o Índice de Qualidade de Nivelamento.

CAPÍTULO 8

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO E DA VIA FÉRREA

8.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A *Ficha UIC 719R* de 1994 apresenta uma proposta para o dimensionamento de plataformas ferroviárias de vias férreas que é baseada num conjunto de estudos realizados "in situ", em trechos piloto, em ensaios laboratoriais e na modelação numérica da via e da sua fundação. Tais estudos tiveram um enquadramento próprio, em particular no que se refere aos materiais utilizados, às solicitações e à geometria dos diversos elementos da via considerados. No que se refere, nomeadamente, aos materiais das camadas de apoio que integram a subestrutura, os estudos realizados posteriormente permitiram obter um melhor conhecimento do seu comportamento e, consequentemente, a adopção no dimensionamento das camadas de leis de tensão-deformação dos materiais mais adequadas do que as então utilizadas.

As intervenções de modernização das linhas de caminho de ferro existentes em Portugal, com vista a permitir maiores velocidades de circulação e o transporte de cargas mais elevadas, exigem, como já se referiu, a verificação da adequação das características da plataforma e, eventualmente, a sua renovação. Neste caso, a aplicação dos procedimentos descritos naquele documento pode não ser automática, devido a um conjunto de factores específicos, nomeadamente: i) a bitola da via portuguesa ser superior à europeia, o que implica que a distribuição de tensões debaixo da travessa seja diferente; ii) a classificação de plataformas contida na *Ficha UIC 719R*, obtida a partir de valores do módulo de deformabilidade equivalente de 15, 25 e 80 MPa, para plataformas do tipo P1, P2 e P3, respectivamente, ser excessivamente simplificada para se adaptar às características reais das plataformas existentes; iii) a realização das obras nas vias existentes estar condicionada pela necessidade de conciliar os trabalhos com a exploração do serviço ferroviário, o que pode tornar conveniente a minimização, na medida do possível, das alterações a introduzir no traçado e na rasante da via existente.

Assim, é de toda a conveniência fazer uso de modelos de cálculo que permitam a representação do comportamento estrutural da via férrea e da sua fundação, simulando o comportamento conjunto dos seus diversos elementos, com distintas características físico-mecânicas, quando sujeitos a solicitações, nomeadamente das cargas produzidas pela circulação dos comboios, em diversas condições climatéricas.

Actualmente existem alguns programas de cálculo automático, comerciais ou de utilização livre, que permitem ao utilizador criar um modelo adaptado às condições particulares de cada problema. Na realização deste trabalho utilizou-se um modelo de equilíbrio tridimensional para representar os elementos que constituem a via e a sua fundação e para simular o comportamento do conjunto quando sujeito às acções. Recorreu-se ao programa de cálculo automático *FLAC-3D* (Itasca, 1997), que faz uso do Método das Diferenças Finitas. O cálculo explícito (Lagrangiano) e a técnica de discretização utilizados neste programa asseguram uma modelação adequada de sistemas contínuos e permitem resolver problemas de equilíbrio tridimensional com grande complexidade, geométrica e física.

Devido às suas características e em particular aos modelos constitutivos que dispõe para os diversos tipos de materiais, este programa de cálculo automático é particularmente adaptado para resolver problemas no domínio da engenharia geotécnica. Uma característica que motivou a sua escolha é a possibilidade de implementação de modelos constitutivos para os materiais, quer através de desenvolvimento de rotinas em linguagem C++ que são incorporadas no programa (como *DLL – Dinamic Link Libraries*), quer através da linguagem de programação interna ao programa, designada por *FISH*. Devido ao algoritmo de resolução empregue, a implementação de modelos constitutivos, sejam eles lineares, não-lineares, com ou sem plasticidade, é relativamente simples.

Considerando os resultados obtidos em laboratório nos ensaios de carga triaxial cíclica e a possibilidade de aproximar esses resultados pelos modelos tensão-deformação referidos no Capítulo 6, elaboraram-se rotinas para a implementação desses modelos no programa *FLAC-3D*. Implementaram-se o modelo *k-θ*, o modelo de Uzan, o modelo elástico não linear de Boyce, o modelo de Boyce sem potencial, considerando o material isotrópico, e o modelo de Boyce que considera a anisotropia.

Neste capítulo apresentam-se, para calibração do modelo, os resultados obtidos na modelação numérica de alguns ensaios de carga com placa realizados sobre o provete prismático construído na fossa de ensaio de grandes dimensões, referida no Capítulo 6.

Apresentam-se também os resultados obtidos na modelação numérica estrutural da via férrea, para a qual se consideraram diversos modelos físicos.

8.2 MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ENSAIOS REALIZADOS SOBRE A SUBESTRUTURA CONSTRUÍDA NA FOSSA DE GRANDES DIMENSÕES

Para a verificação da adequação e calibração do modelo de cálculo utilizado, em particular no que se refere aos modelos tensão-deformação implementados no *FLAC-3D*, modelou-se um ensaio triaxial com um provete cilíndrico, no qual se aplicaram solicitações semelhantes às que foram aplicadas nos ensaios de laboratório. Após a confirmação do adequado funcionamento do modelo numérico, procedeu-se à modelação numérica do comportamento da subestrutura construída na fossa de ensaios de grandes dimensões (ver Capítulo 6), quando esta foi sujeita a ensaios de carga com placa, com aplicação de distintos valores de tensão vertical.

A malha utilizada na modelação é a que se apresenta na Figura 8.1. Na sua construção utilizaram-se elementos paralelipipédicos de 8 nós e elementos de 6 nós (resultantes da degeneração dos elementos de 8 nós). Atendeu-se à dupla simetria do modelo e consideraram-se dimensões em planta de 2,0×2,0 m^2 e em profundidade de 2,80 m. O número total de elementos e de nós é de 4880 e 5805, respectivamente. Na fronteira inferior foram impedidos os deslocamentos verticais e ao longo da fronteira vertical foram impedidos os movimentos horizontais.

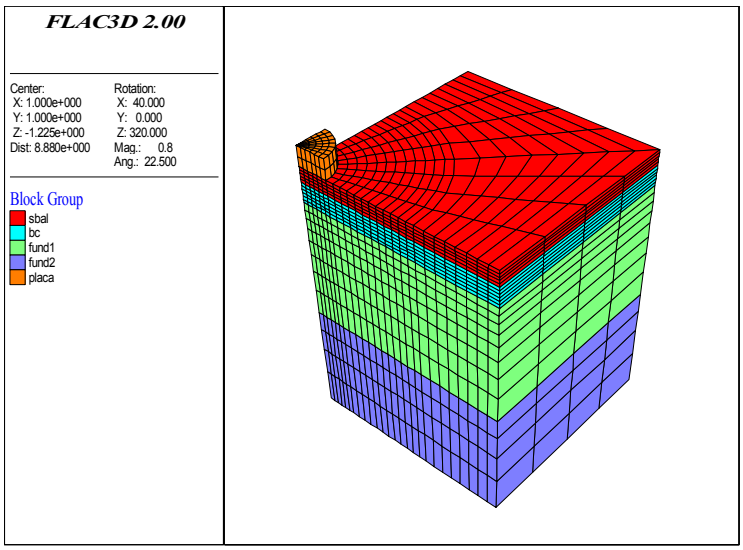


Figura 8.1 – Malha de elementos utilizada na modelação dos ensaios realizados sobre a subestrutura construída na fossa de ensaios de grandes dimensões.

A placa de carga, de 600 mm de diâmetro, foi modelada física e geometricamente de forma a poder ser considerada rígida, de acordo com o que aconteceu nos ensaios.

O solo de fundação sobre o qual assenta a camada de balastro contaminado foi considerado com um comportamento elástico. Considerou-se uma variação linear em profundidade do módulo de deformabilidade, atendendo aos valores do módulo de deformabilidade equivalente medidos durante a construção do provete prismático (60 MPa na superfície superior e 120 MPa 1,2 m abaixo).

Para a camada de balastro contaminado, de 0,20 m de espessura, foi considerado um comportamento traduzido pelo modelo de Boyce com anisotropia, para o qual se utilizaram os parâmetros apresentados no Quadro 6.13 relativos ao balastro contaminado seco de granulometria média (K_a = 224,5 MPa, G_a = 230,6 MPa, n = 0,536, γ = 0,924). Na modelação do comportamento elasto-plástico do balastro contaminado utilizou-se o critério de rotura de Mohr-Coulomb, com um ângulo de atrito de 55º e coesão nula.

Além dos cálculos onde se considerou o comportamento elasto-plástico do balastro contaminado, realizaram-se também cálculos onde não se considerou o modelo de plasticidade para este material.

O comportamento dos agregados britados de granulometria extensa (0/37,5 mm), que constituíam ambas as camadas de sub-balastro de 0,15 m de espessura, foi também modelado considerando o modelo de Boyce com anisotropia; os parâmetros do modelo utilizados correspondem à situação em que o teor em água é de 1,9%, nas camadas de agregado calcário e granítico (ensaios CS1 e GS8 referidos no Capítulo 6); assim, recorrendo às Eqs. 6.8, 6.9, 6.11 e 6.12 e considerando a média dos valores de n e γ obtidos nos ensaios laboratoriais, tem-se:

Granito – K_a = 159,1 MPa; G_a = 154,2 MPa; n = 0,535; γ = 0,910;

Calcário – K_a = 266,7 MPa; G_a = 228,8 MPa; n = 0,570; γ = 0,894.

O valor de K_0 foi tomado igual a 1 (Stewart et al., 1985), o ângulo de atrito foi considerado igual a 55º e a coesão foi considerada nula, em ambos os casos.

8.2.1 Análise da distribuição de tensões na subestrutura construída na fossa de ensaios

De acordo com o que se referiu no Capítulo 6, foram colocadas oito células de tensão total na subestrutura construída na fossa de ensaios de grandes dimensões (Figura 8.2). Em termos de localização em planta colocaram-se quatro células na metade do modelo correspondente à camada de sub-balastro de agregado calcário e as outras quatro na zona onde foi construída a camada de sub-balastro de agregado granítico. A distribuição das células ao longo da profundidade foi semelhante em ambos os casos: i) uma célula colocada na vertical, no solo de fundação, na zona mais superficial; ii) uma célula colocada na horizontal, no topo do solo de fundação, mas desfasada em planta da anterior cerca de 1 m; iii) uma célula colocada na vertical, na camada de balastro contaminado (o diâmetro da célula é semelhante à espessura da camada), na mesma zona, em planta, da primeira; iv) uma célula colocada na horizontal no topo da camada de balastro contaminado, na mesma zona, em planta, da segunda. No Quadro 8.1 apresentam-se as designações das células e a sua localização.

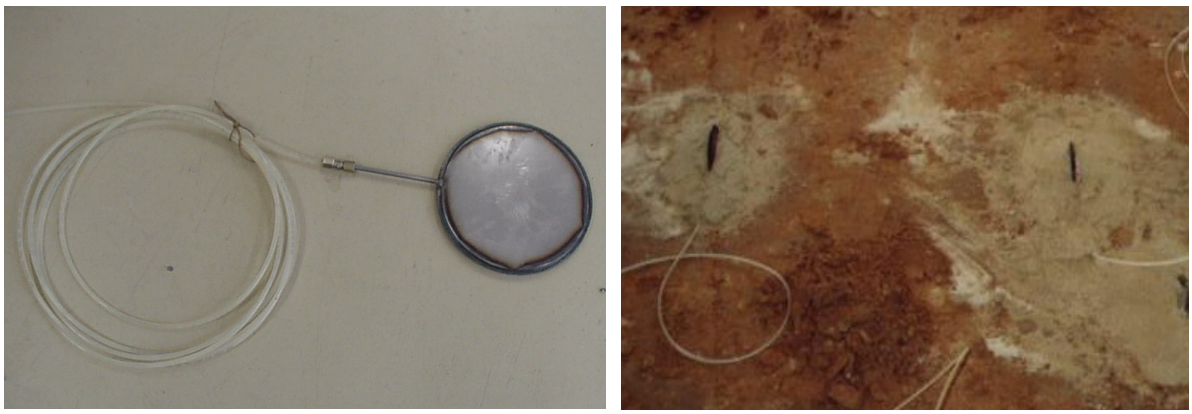


Figura 8.2 – Células de tensão total instaladas na fossa de grandes dimensões: a) pormenor de uma célula; b) pormenor da instalação das células colocadas na vertical no solo de fundação.

As células que estão na camada de balastro contaminado foram colocadas depois de terem decorrido os ensaios realizados sobre esta camada, referidos no Capítulo 6.

Para determinar a distribuição das tensões verticais e horizontais no interior das camadas foram realizados ensaios de carga sobre as células colocadas na horizontal e na vertical, respectivamente, para diversos valores da tensão vertical aplicada.

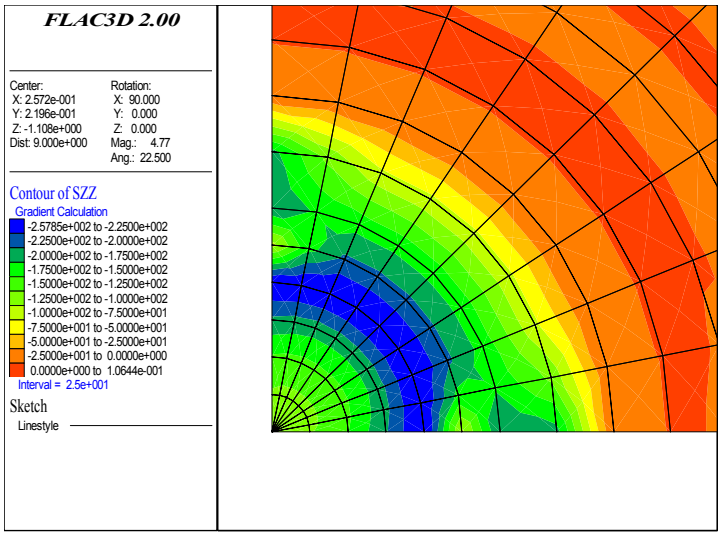
Quadro 8.1 – Designação e localização das células de tensão total

Designação	Posição	Localização em planta	Localização relativamente às camadas	h (m)
C1	vertical	Sob a camada de agregado granítico	No solo de fundação	0,50
C3	horizontal		Sobre o solo de fundação	0,35
C10	vertical		Na camada de balastro contaminado	0,25
C12	horizontal		Sobre o balastro contaminado	0,15
C4	vertical	Sob a camada de agregado calcário	No solo de fundação	0,50
C6	horizontal		Sobre o solo de fundação	0,35
C7	vertical		Na camada de balastro contaminado	0,25
C9	horizontal		Sobre o balastro contaminado	0,15

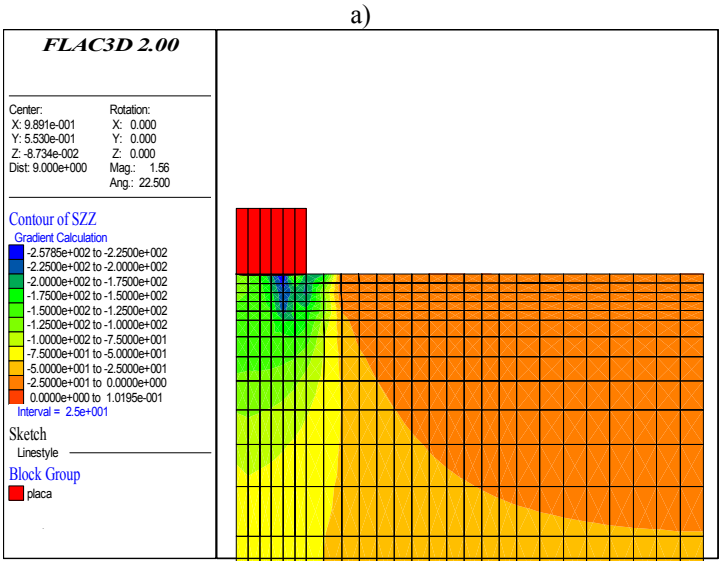
h – profundidade do centro da célula, relativamente ao topo da camada de sub-balastro.

Atendendo a que as células têm 20 cm de diâmetro, o valor das tensões a cada profundidade foi determinado a partir da média dos valores da tensão calculados em pontos (*centróides* dos elementos) que se situam afastados em planta até um máximo de 10 cm do eixo de carga. Este procedimento parece ser o mais correcto, atendendo a que, devido à elevada rigidez da placa, o valor da tensão vertical na zona solicitada é mínimo no centro da placa e máximo na zona próxima do seu bordo; os deslocamentos verticais sob a placa são praticamente iguais em todos os pontos. Este fenómeno está retratado na Figura 8.3, onde se apresenta a distribuição, em planta e em perfil, das tensões verticais e a distribuição espacial dos deslocamentos verticais no maciço. É de notar que os valores negativos da tensão representam compressões.

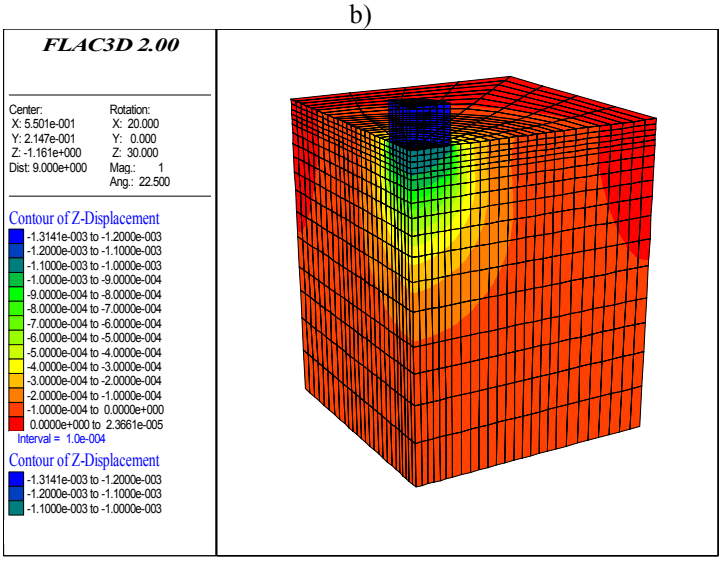
Na Figura 8.4 apresenta-se a distribuição, em profundidade, da tensão horizontal obtida em dois cálculos, quando se modelou o ensaio de carga com placa realizado sobre a camada de balastro contaminado; num caso considerou-se o comportamento elasto-plástico deste material (modelo de Boyce com anisotropia e modelo de Mohr-Coulomb) e no outro apenas elasticidade variável (modelo de Boyce com anisotropia). A análise dos resultados permite concluir que a modelação numérica que não considera o comportamento elasto-plástico do balastro contaminado colocado sobre o solo da fundação é inadequada, pois conduz a tensões horizontais de tracção (valores positivos). O mesmo tipo de conclusão, relativamente aos resultados obtidos na modelação numérica das camadas de apoio da via férrea, levou outros autores a adoptar modelos elasto-plásticos na modelação do comportamento dos materiais que constituem essas camadas (ORE, 1983d).



a)



b)



c)

Figura 8.3 – Modelação de um ensaio realizado sobre o balastro contaminado: a) distribuição em planta das tensões verticais; b) distribuição em perfil das tensões verticais; c) distribuição espacial de deslocamentos verticais.

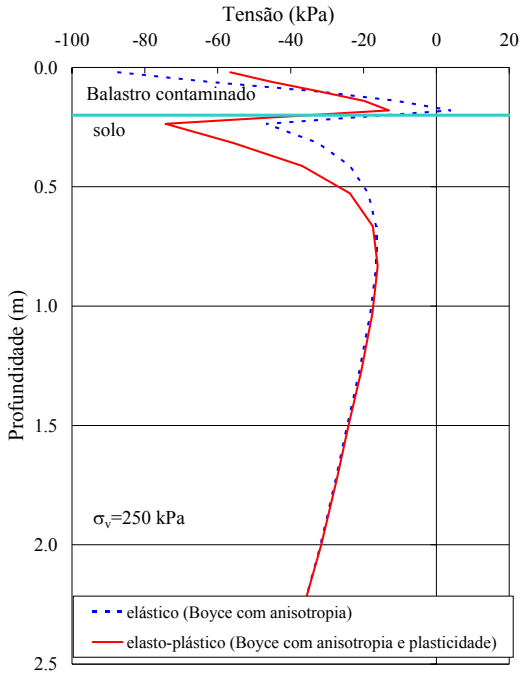


Figura 8.4 – Tensão horizontal devida ao peso próprio e à pressão de 250 kPa aplicada pela placa sobre a camada de balastro contaminado (raio até 10 cm do centro).

Na Figura 8.5 apresentam-se os valores das tensões verticais e horizontais, medidas e calculadas, quando se procedeu a ensaios de carga sobre as camadas de sub-balastro, aplicando uma tensão vertical de 250 kPa, nos locais que, em planta, correspondem à posição das células de tensão total. A análise dos resultados permite concluir que:

i) os valores da tensão vertical medidos nas células colocadas na horizontal sobre o solo de fundação (C3 e C6) são semelhantes aos calculados;

ii) os valores da tensão vertical medidos nas células colocadas na horizontal sobre o balastro contaminado (C9 e C12) são ligeiramente inferiores aos calculados; as diferenças obtidas são de cerca de 7,5% e 10%, nas células C9 e C12, respectivamente;

iii) no que se refere às células C7 e C10 (colocadas na vertical no interior da camada de balastro contaminado), a sua grande dimensão, relativamente à espessura da camada, e a importante variação da tensão horizontal em profundidade, torna difícil comparar os valores calculados com os valores medidos; os valores da tensão horizontal calculados na zona central da camada de balastro contaminado são inferiores aos que foram medidos nas células C7 e C10; apesar de as diferenças relativas serem importantes, os valores absolutos são relativamente próximos;

iv) a célula C1, colocada na vertical, no solo de fundação, sob a camada de agregado granítico, não funcionou; na célula C4, colocada também na vertical, no solo de fundação, mas sob a camada de agregado calcário, mediu-se um valor próximo do calculado.

Na Figura 8.6 apresentam-se os valores das tensões verticais e horizontais medidos nas diversas células e os valores calculados em locais próximos, devidos à aplicação, através da placa, de diversos valores da tensão vertical. Em geral, os valores medidos são próximos dos valores calculados; as diferenças mais significativas correspondem às células C7 e C12; neste caso, as diferenças mais importantes correspondem aos valores de tensão vertical aplicada pela placa, que variam entre 120 e 200 kPa; atendendo aos valores observados na célula C9 (colocada sob a camada de calcário), para valores da tensão vertical aplicada semelhantes, pode concluir-se que os valores medidos na célula C12 são relativamente anómalos.

Em geral, é possível concluir que os valores calculados das tensões são próximos dos valores medidos.

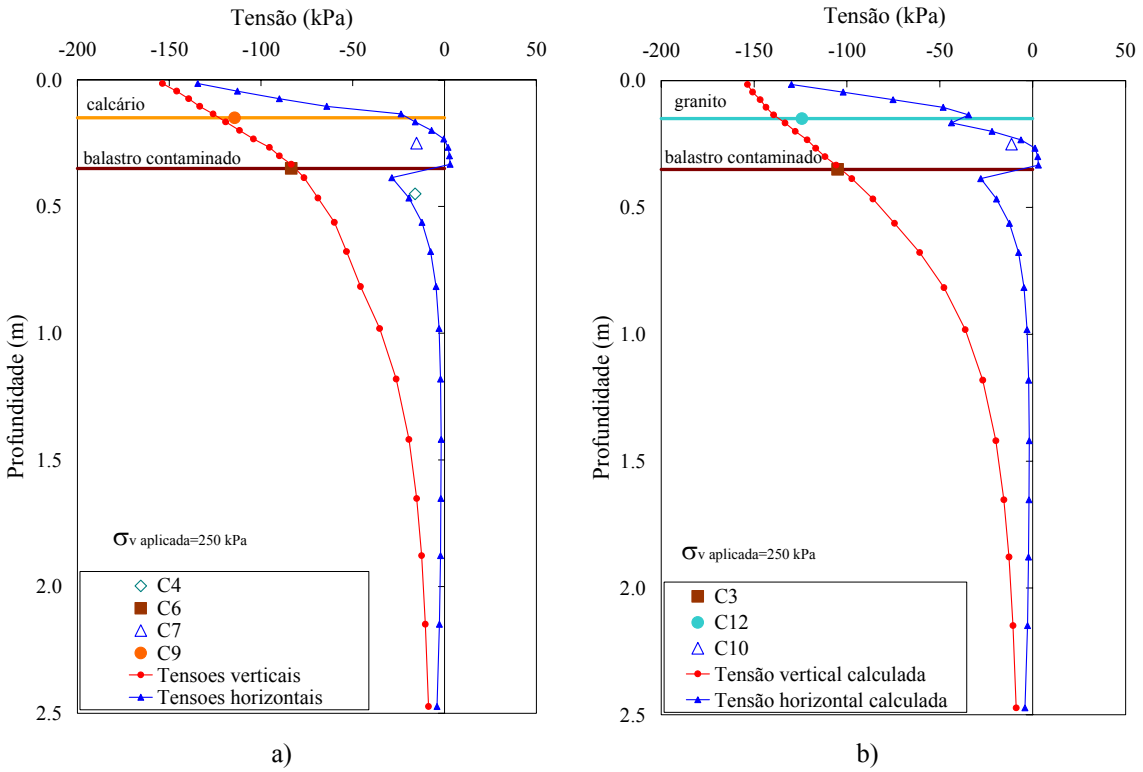


Figura 8.5 – Distribuição das tensões vertical e horizontal sob a placa, quando a pressão aplicada à superfície foi de 250 kPa: a) sobre a camada de calcário; b) sobre a camada de granito.

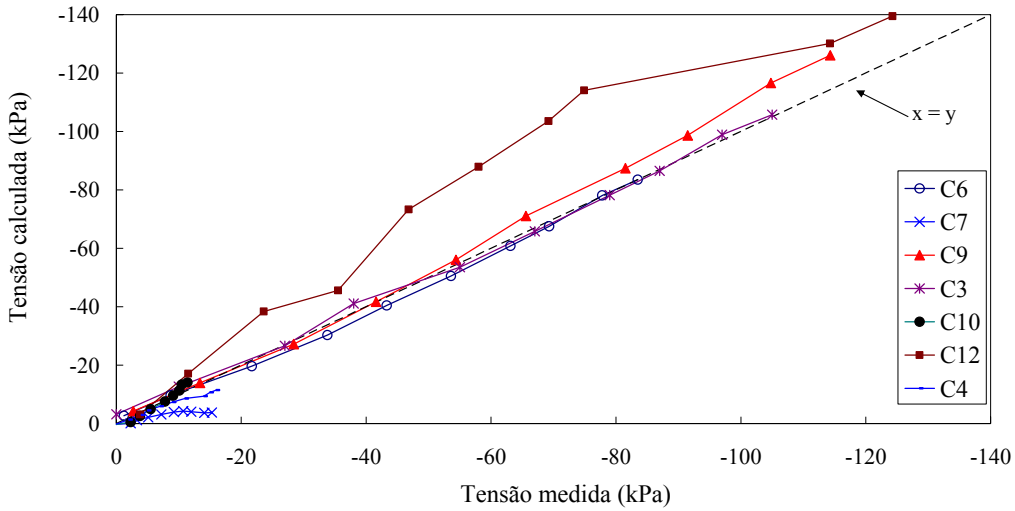


Figura 8.6 – Tensões medidas durante os ensaios e calculadas no *FLAC-3D*.

8.2.2 Análise das deflexões na superfície da subestrutura construída na fossa de ensaios

Durante os ensaios de carga com placa as deflexões na superfície das camadas ensaiadas foram medidas de acordo com o referido no Capítulo 6.

Na Figura 8.7 apresentam-se as deflexões medidas em BCL3 e BCL4 (ver Capítulo 6) e as calculadas pelo *FLAC-3D*, sob a placa e na superfície da camada de balastro contaminado, para uma tensão vertical aplicada de 250 kPa. Como foi referido, em cálculos distintos consideraram-se dois modelos de comportamento para o balastro contaminado: o modelo de Boyce com anisotropia; o modelo de Boyce com anisotropia, associado ao critério de rotura de Mohr-Coulomb.

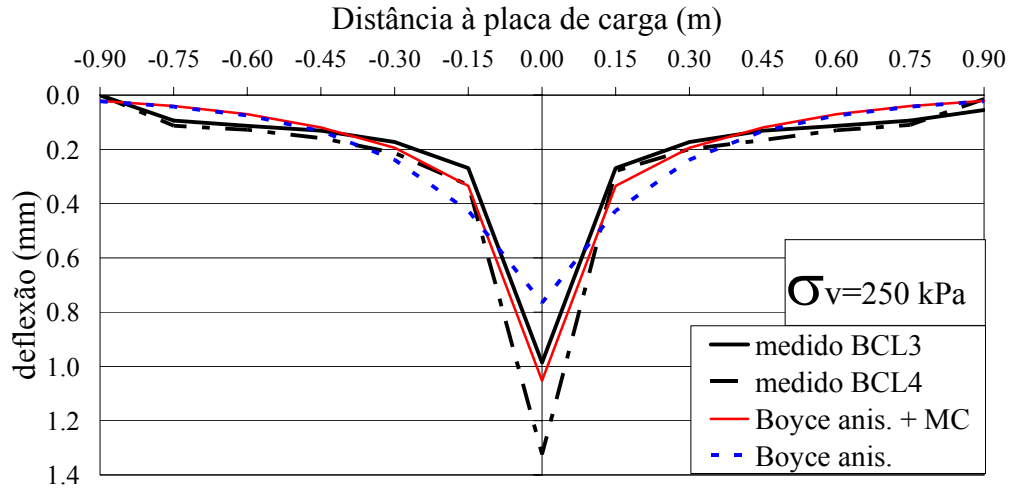


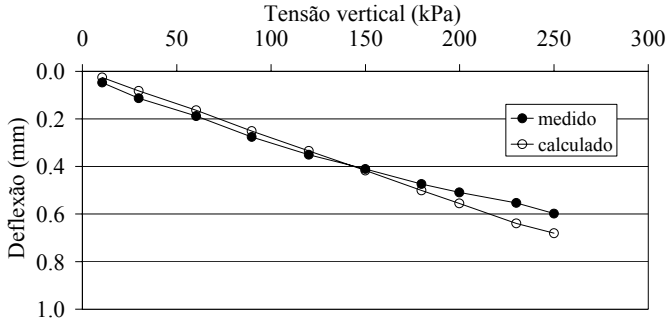
Figura 8.7 – Comparação entre as deflexões medidas em BCL3 e BCL4 e as calculadas pelo modelo de Boyce com anisotropia (com e sem critério de rotura), para uma pressão aplicada pela placa de 250 kPa.

No Anexo III apresentam-se as deflexões obtidas quando se modelou, sucessivamente, a aplicação dos diversos valores da tensão vertical considerados nos ensaios realizados sobre a camada de balastro contaminado.

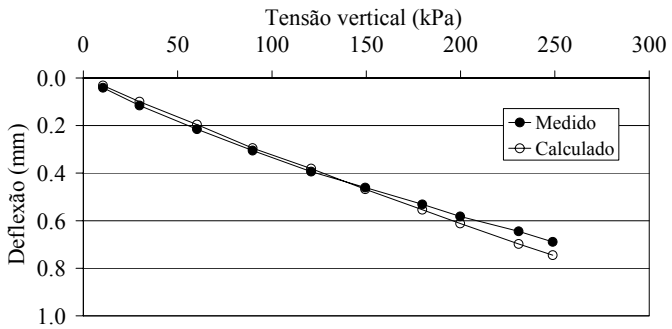
Em geral, os valores calculados aproximam relativamente bem os valores observados. No entanto, sistematicamente, a deflexão calculada no ponto que se situa a 15 cm da placa de carga é superior ao valor medido; esta diferença pode estar relacionada com o facto de o modelo de tensão-deformação que foi considerado para o solo de fundação poder não representar adequadamente o comportamento deste material. No entanto, não se recorreu a modelos mais complexos (Dawson e Gomes Correia, 1996), porque sobre este solo não se realizaram ensaios que permitissem obter parâmetros adequados a tais modelos.

A modelação que considera o critério de rotura no comportamento do balastro contaminado conduz a deflexões mais próximas das que foram observadas.

Na Figura 8.8 apresentam-se os valores das deflexões medidas na placa de carga durante os ensaios CS1 (w=1,9%) e GS8 (w=1,9%), realizados sobre as camadas de agregados de granulometria extensa, e as calculadas pelo *FLAC-3D*, para os diversos valores da tensão vertical aplicada. Os resultados obtidos permitem concluir que os valores calculados da deflexão são, em geral, semelhantes aos observados.



a)



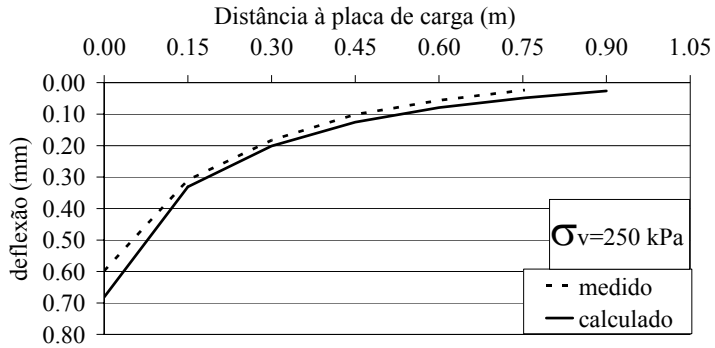
b)

Figura 8.8 – Deflexões medidas na placa de carga e calculadas pelo *FLAC-3D*: a) ensaio CS1 (w=1,9%); b) ensaio GS8 (w=1,9%).

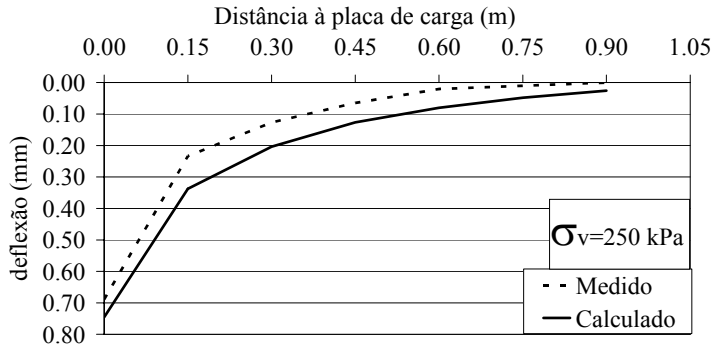
Na Figura 8.9 apresentam-se os valores das deflexões medidas e das calculadas na placa e nos pontos instrumentados à superfície das camadas de agregados, nos ensaios CS1 e GS8, quando a tensão vertical aplicada foi de 250 kPa. Os valores calculados são relativamente próximos dos valores medidos, em particular os que se referem ao ensaio realizado sobre a camada de agregado calcário (CS1).

No Anexo III apresentam-se as deflexões obtidas na placa e na superfície das camadas, quando se modelou, sucessivamente, a aplicação dos diversos valores da tensão vertical considerados nos ensaios realizados sobre as camadas de agregados de granulometria extensa. Em geral, os valores calculados são semelhantes aos medidos; sistematicamente, a semelhança é maior nos ensaios realizados sobre a camada de agregado calcário.

Atendendo aos resultados apresentados, pode concluir-se que o modelo numérico permitiu obter valores das tensões no interior das camadas e de deflexões na superfície semelhantes aos valores observados nos ensaios de carga com placa realizados sobre a camada de balastro contaminado e sobre as camadas de agregados.



a)



b)

Figura 8.9 – Deflexões medidas e calculadas na placa e nos pontos instrumentados à superfície: a) ensaio CS1 (w=1,9%); b) GS8 (w=1,9%).

8.3 MODELAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DA VIA

8.3.1 Determinação da carga dinâmica máxima

A carga dinâmica que actua sobre o carril pode ser calculada a partir da carga estática, considerando os estudos desenvolvidos por Prud'homme (1970).

A carga estática transmitida por uma roda ao carril, Q_0, é dada por:

$$Q_0 = (M_s + M_{ns}).g \qquad \text{Eq. 8.1}$$

sendo:

M_s – massas suspensas (kg);
M_{ns} – massas não suspensas (kg);
g – aceleração da gravidade (m/s^2).

O movimento dos veículos origina uma oscilação das massas suspensas (carruagens) e das não suspensas (*bogies*). A frequência própria de oscilação das primeiras é da ordem de 1 Hz, enquanto que a das massas não suspensas é de cerca de 30 a 40 Hz. Esta diferença significativa permite considerar que ambas as oscilações são independentes.

Considerando os movimentos oscilatórios das massas suspensas e os das não suspensas, é possível deduzir o desvio padrão, θ, das sobrecargas dinâmicas que correspondem à carga estática Q_o de uma roda, através dos desvios padrão correspondentes às cargas dinâmicas devidas a ambos os tipos de massas:

$$\theta_s = B.\left(\frac{M_s}{1000}\right) \qquad \text{Eq. 8.2}$$

$$\theta_{ns} = \left(\frac{A}{1000}\right).V.\left(M_{ns}.\frac{Q_{din}}{Z_{din}}\right)^{0,5} \qquad \text{Eq. 8.3}$$

sendo:

θ_s – desvio padrão da carga dinâmica devida às massas suspensas (kN);
B – B* . (V/100);
B* – valor da aceleração vertical máxima das massas suspensas (m/s^2) circulando a 100 km/h; pode adoptar-se: B* = 0,1g ≅ 1 m/s^2;
θ_{ns} – desvio padrão da carga dinâmica devida às massas não suspensas (kN);
A – parâmetro obtido do espectro contínuo de defeitos de nivelamento da via, que pode ser considerado 0,45 (mm);
V – velocidade (km/h);
Q_{din}/Z_{din} – rigidez global dinâmica do carril (kN/mm);
Q_{din} – carga dinâmica que actua sobre o carril;
Z_{din} – deflexão do carril quando solicitado pela carga dinâmica Q_{din}.

Numa primeira aproximação, pode considerar-se que a rigidez global dinâmica do carril coincide com a rigidez global estática, calculada a partir dos valores das tensões e deformações obtidos no cálculo em que se consideram as cargas estáticas, isto é:

$$\frac{Q_{din}}{Z_{din}} \cong \frac{Q_0}{Z_0} \qquad \text{Eq. 8.4}$$

em que:

Q_0 – carga estática correspondente à carga dinâmica Q_{din};
Z_o – deflexão do carril quando solicitado pela carga estática Q_o.

Atendendo a que as sobrecargas dinâmicas correspondentes às massas suspensas são estatisticamente independentes das correspondentes às massas não suspensas, o desvio padrão, θ, da sobrecarga dinâmica devida à soma de ambas, é dado por:

$$\theta = \left(\theta_s^2 + \theta_{ns}^2\right)^{0,5} \qquad \text{Eq. 8.5}$$

A sobrecarga dinâmica máxima, por roda, correspondente a um intervalo de confiança de 97% (usual em cálculos resistentes), será (supondo a distribuição normal):

$$Q_{máx} = \left(M_{ns} + M_s\right).g + 2{,}2\,\theta \qquad \text{Eq. 8.6}$$

Num eixo representativo das cargas de veículos ferroviários, pode considerar-se que o valor que corresponde a M_{ns}, é dado por:

$$M_{ns} = \alpha.\left(M_{ns} + M_s\right) \qquad \text{Eq. 8.7}$$

com $\alpha = 0{,}15$ para veículos clássicos e $\alpha = 0{,}10$ para veículos de alta velocidade.

Para uma carga estática por eixo igual ou inferior a 225 kN ($P_o = 2\,Q_0 \leq 225$ kN), a *Ficha UIC 518* (UIC, 2001) recomenda, para dimensionamento, a adopção de uma carga dinâmica, por roda, calculada da seguinte forma:

$$Q_{din} = \min\left(Q_{máx}; Q_{\lim 1}; Q_{\lim 2}\right) \qquad \text{Eq. 8.8}$$

com

$$Q_{\max} = Q_0 + \delta\left(Q_0\right) \qquad \text{Eq. 8.9}$$

$$Q_{\lim 1} = Q_0 + C \qquad \text{Eq. 8.10}$$

$$Q_{\lim 2} = f(V) \qquad \text{Eq. 8.11}$$

sendo:

$\delta(Q_0)$ – min (2 Q_0; 2,2 θ);
C – 90 kN;
f(V) – 180 kN, para 200 < $V \leq$ 250 km/h.

No caso da Linha do Norte, a velocidade máxima de projecto é de 220 km/h e a carga máxima por eixo de 225 kN, como se referiu no Capítulo 5. Assim, o valor da carga dinâmica a considerar será o menor dos valores entre 180 kN e (112,5+2,2 θ) kN.

8.3.2 Cálculos tensão-deformação da via férrea com o modelo numérico de equilíbrio tridimensional

O programa de cálculo automático anteriormente referido foi utilizado para modelar, em equilíbrio tridimensional, o comportamento da via férrea renovada. Para tal, consideraram-se as dimensões e as características mecânicas dos elementos que constituem a via e a sua fundação e a solicitação dinâmica aplicada pelos comboios. Esta foi modelada através da aplicação numa travessa de uma carga dinâmica correspondente a um eixo padrão de carga estática de 225 kN.

A malha de elementos, apresentada na Figura 8.10, foi estabelecida considerando a simetria geométrica quer na direcção transversal à via, em relação a um eixo vertical situado a meia distância entre os carris, quer na direcção longitudinal, considerando um eixo vertical a meio da travessa solicitada; o desenvolvimento da malha é de 2,5 m na direcção paralela aos carris, de 3,75 m na direcção transversal e de aproximadamente 3,5 m abaixo da cota de implantação das travessas (variando em função das espessuras das camadas colocadas acima da fundação); o número total de elementos paralelipipédicos de 8 nós utilizados na modelação de todos os elementos constitutivos da via e da sua fundação é de 26928 e o número de nós de 30368.

Em termos de ligações da malha nas fronteiras, consideraram-se restringidas todas as translações na base do modelo. Nas fronteiras laterais foram restringidas apenas as translações normais aos planos verticais de fronteira, de modo a respeitar as condições do problema, em particular a simetria.

Modelou-se o carril, o elemento de apoio do carril na travessa, cinco travessas (incluindo a solicitada), as camadas de balastro, de sub-balastro, de leito da via e (ou) de balastro contaminado e a fundação (terreno natural ou aterro).

O carril, do tipo *UIC 60*, foi modelado como um paralelepípedo regular, com um número de elementos suficiente para reproduzir de forma adequada a rigidez de flexão do carril; a dimensão horizontal do carril, na direcção transversal à via, foi considerada igual à da sua base; a sua altura foi estabelecida de forma a que a secção transversal do conjunto de elementos que o modelam tenha o mesmo momento de inércia que a secção verdadeira. Estes elementos foram considerados como tendo comportamento elástico linear; os valores do módulo de Young e do coeficiente de Poisson considerados foram 210 GPa e 0,3, respectivamente, e o peso volúmico foi de 79,5 kN/m^3.

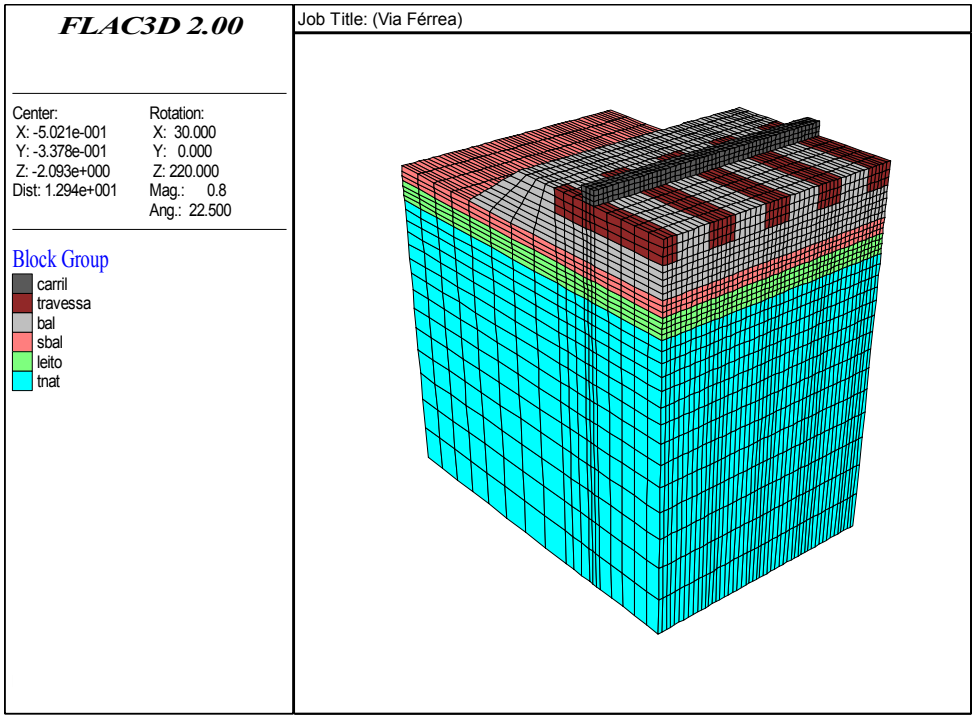


Figura 8.10 – Malha de elementos utilizada na modelação da via férrea e da sua fundação.

Os elementos de apoio dos carris sobre as travessas foram modelados com elementos de junta triangulares sem espessura, com rigidez normal de 244 kN/mm (Williams e Pérez, 1998).

As travessas, de betão armado do tipo monobloco, foram modeladas como paralelepípedos de momento de inércia e superfície de apoio equivalentes. Tal como nos carris, considerou-se um comportamento elástico linear para o material das travessas. Os valores

de módulo de Young e do coeficiente de Poisson foram 50 GPa e 0,25, respectivamente, e o peso volúmico de 25,5 kN/m^3.

No que se refere à camada de balastro, modelou-se o balastro localizado sob as travessas, o que se encontra entre as travessas e o que constitui o prisma lateral (Ver Figura 2.1). Sob as travessas a camada de balastro tem uma espessura de 30 cm. O modelo de comportamento do balastro traduz uma variação do módulo de deformabilidade com a tensão, dada pela lei K-θ (ver Capítulo 6), com coeficientes k = 22682 e n = 0,30 (Nunes, 1991). Considerou-se o critério de rotura de Mohr-Coulomb, com coesão nula e um ângulo de atrito de 45º. O peso volúmico considerado para o balastro foi de 17,3 kN/m^3.

Consideraram-se vários modelos de subestrutura, nos quais se mantiveram as características da camada de balastro e se variaram as características das camadas de sub-balastro, do leito da via e da fundação subjacente, de acordo com algumas das soluções estruturais adoptadas no projecto de renovação da plataforma da Linha do Norte (geometrias G1, G2 e G3).

Com o objectivo de avaliar a resposta da estrutura em diferentes condições climatéricas, realizaram-se cálculos em que os materiais foram considerados em estado seco e outros em que os parâmetros assumidos no modelo tensão-deformação se referem a materiais (balastro contaminado e (ou) agregados de granulometria extensa) com teor em água elevado (molhados). Modelaram-se também duas situações que pretendem representar subestruturas subdimensionadas, uma das quais sem sub-balastro (G4) e outra com uma camada de sub-balastro de 0,15 m de espessura e com uma plataforma com módulo de deformabilidade equivalente de 40 MPa.

No Quadro 8.2 apresentam-se, de forma resumida, as características das camadas consideradas nos diversos modelos analisados. No Quadro 8.3 apresentam-se os valores dos parâmetros do modelo de Boyce com anisotropia (ver Capítulo 6), relativos aos agregados de granulometria extensa (0/37,5 mm) e ao balastro contaminado, considerados nos cálculos. Estes valores foram obtidos recorrendo às Eqs. 6.8, 6.9, 6.11 e 6.12 e considerando a média dos valores de n e γ obtidos nos ensaios laboratoriais.

Nos agregados de granulometria extensa, o teor em água representativo do estado seco é o teor inferior em quatro pontos percentuais ao valor óptimo determinado no Capítulo 6; os valores dos parâmetros relativos aos materiais molhados são os que correspondem ao valor óptimo. No caso do balastro contaminado de granulometria média, os valores

considerados, relativamente ao estado seco e ao estado molhado, são os apresentados no Quadro 6.13.

Nos materiais em que se consideraram modelos de elasticidade variável considerou-se um valor mínimo do módulo de deformabilidade de 50 MPa.

Quadro 8.2 – Características das camadas dos modelos analisados

Modelo/Cálculo		Sub-balastro	Leito da via	Fundação sob o leito
Geometria G1	G1S	0,15 m de AGS	0,20 m de ACS	F1
	G1M	0,15 m de AGM	0,20 m de ACM	F1
Geometria G2	G2S	0,15 m de AGS	0,35 m de ACS	F2
	G2M	0,15 m de AGM	0,35 m de ACM	F2
Geometria G3	G3S	0,15 m de ACS	0,20 m de BCGMS	F1
	G3M	0,15 m de ACM	0,20 m de BCGMM	F1
Geometria G4		--	--	F2
Geometria G5	G5S	0,15 m de AGS	--	F2
	G5M	0,15 m de AGM		F2

AGS – agregado granítico seco;
AGM – agregado granítico molhado;
ACS – agregado calcário seco;
ACM – agregado calcário molhado;
BCGMS – balastro contaminado de granulometria média seco;
BCGMM – balastro contaminado de granulometria média molhado;
F1 – fundação com comportamento elástico: módulo de deformabilidade de 60 MPa;
F2 – fundação com comportamento elástico: módulo de deformabilidade de 40 MPa.

Quadro 8.3 – Parâmetros do modelo de Boyce com anisotropia

Designação do material	K_a (MPa)	G_a (MPa)	n	γ
AGS	169,4	167,5	0,535	0,910
AGM	101,1	78,9	0,535	0,910
ACS	286,6	244,0	0,570	0,894
ACM	172,7	157,1	0,570	0,894
BCGMS	224,5	230,6	0,536	0,924
BCGMM	165,8	151,8	0,525	0,881

O peso volúmico considerado foi de 21,0 kN/m^3 no caso do balastro contaminado e de 23,0 kN/m^3 no caso dos agregados de granulometria extensa. O valor de K_0 foi tomado igual a um. Considerou-se o modelo de rotura de Mohr-Coulomb, com coesão nula e ângulo de atrito de 55º, para os agregados de granulometria extensa e para o balastro contaminado.

A camada que representa a fundação subjacente ao leito da via foi modelada com cerca de 3 m de espessura. O comportamento do solo foi admitido elástico linear, com módulo de deformabilidade de 60 e 40 MPa, conforme o modelo considerado, sendo o coeficiente de Poisson de 0,4. O peso volúmico considerado foi de 19,5 kN/m^3.

A carga dinâmica provocada pela passagem dos comboios foi aplicada sobre a travessa central e foi distribuída pelos nós do carril, que se situam no plano transversal à via que passa no eixo de simetria. Esta carga foi obtida tendo em atenção as especificações de projecto e as expressões referidas 8.3.1. Os valores de Q_{din}/Z_{din} obtidos nos cálculos, foram de cerca de 30 kN/mm, o que conduziu a uma carga dinâmica de cerca de 170 kN por roda. Na aplicação desta carga consideraram-se as condições de simetria da malha.

Na Figura 8.11 apresentam-se para o cálculo G1S as tensões verticais e horizontais que se instalam sob a travessa, em profundidade, devidas ao peso próprio e à acção do comboio e as que correspondem apenas à acção do comboio.

As tensões horizontais (Sx e Sy) decrescem de forma muito acentuada com a profundidade, até à base da camada do leito da via. Quando se considera o peso próprio da estrutura e a carga do comboio (Figura 8.11a), o valor mínimo da tensão horizontal é próximo de zero, mas não se anula; a carga devida apenas ao comboio provoca tensões de tracção (valores positivos) na base da camada do leito (Figura 8.11b).

A tensão vertical (Sz) provocada pela acção do comboio vale cerca de 90 kPa ao nível da base das travessas, cerca de 60 kPa no topo do sub-balastro, 50 kPa no topo do leito da via e 40 kPa no topo do solo da fundação subjacente. A 3,5 m de profundidade, a tensão vertical é cerca de 15% da que foi calculada ao nível da base das travessas.

No que se refere às deflexões sob a travessa, em profundidade, provocadas pela acção do comboio (Figura 8.12), elas valem cerca de 1,1 mm ao nível da base das travessas e são nulas, por imposição das condições de fronteira do modelo, a cerca de 3,5 m de profundidade.

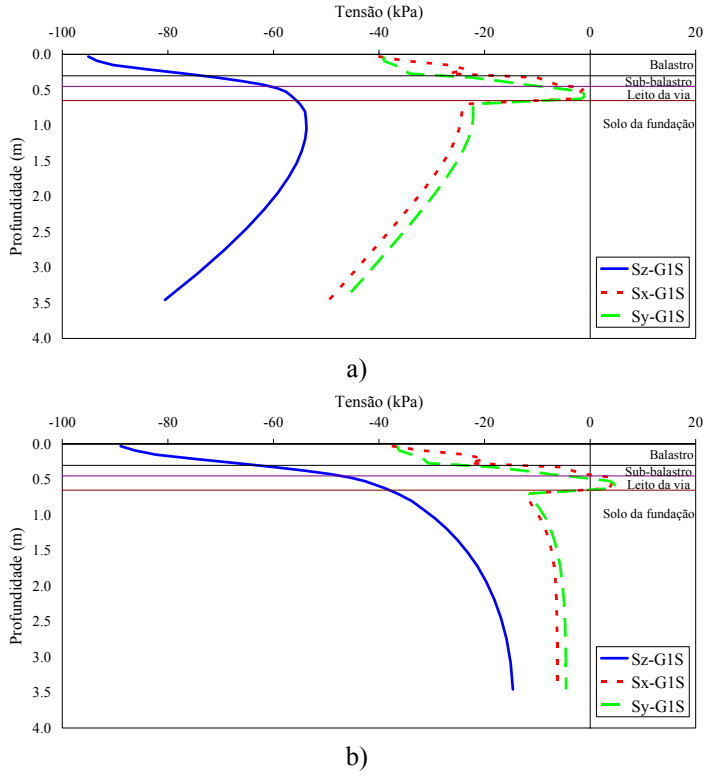


Figura 8.11 – Tensões verticais e horizontais sob a travessa, em profundidade: a) devidas ao peso próprio e à acção do comboio; b) devidas apenas à acção do comboio.

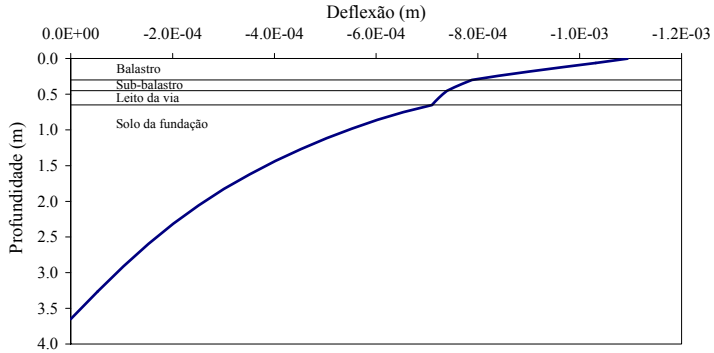


Figura 8.12 – Deflexões sob a travessa, em profundidade, devidas à acção do comboio.

Na Figura 8.13 e na Figura 8.14 apresentam-se os valores da tensão vertical e das deflexões, respectivamente, devidos à acção do comboio, obtidos nos cálculos G1S (Geometria 1 com agregados de granulometria extensa secos) e G1M (Geometria 1 com agregados de granulometria extensa molhados), no alinhamento do carril e no alinhamento da travessa solicitada, ao nível da base das travessas e no topo da fundação.

A análise das curvas apresentadas permite concluir que o facto de se molharem os materiais das camadas de sub-balastro e do leito da via não altera significativamente os resultados obtidos. Apenas no que se refere às deflexões ao nível da base das travessas são

visíveis diferenças, traduzidas por um aumento de cerca de 6% da deflexão máxima no cálculo G1M, em relação à do cálculo G1S.

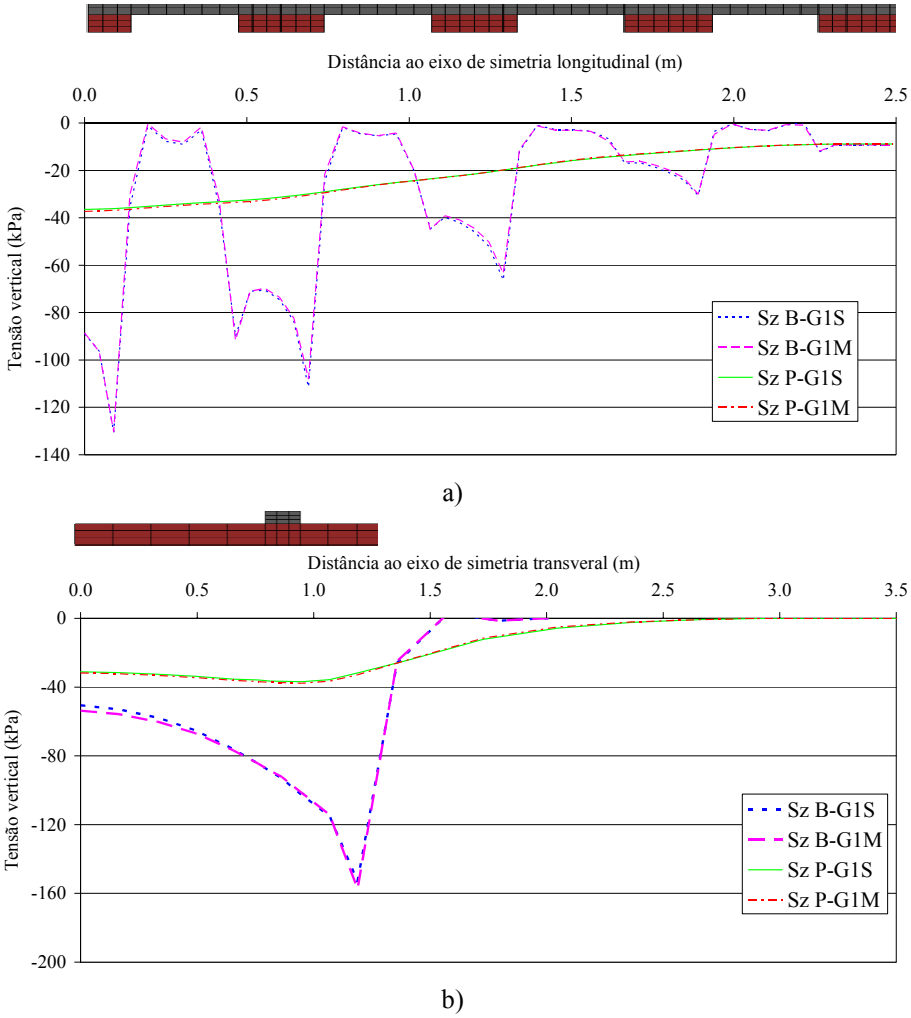


Figura 8.13 – Tensão vertical obtida nos cálculos G1S e G1M ao nível da base das travessas (Sz B) e no topo da fundação (Sz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada.

No Anexo III apresentam-se resultados semelhantes obtidos nos cálculos G2S, G2M, G3S, G3M, G5S e G5M.

A distribuição da tensão vertical obtida sob as travessas é algo irregular e está relacionada com a geometria e com a elevada rigidez destas, relativamente ao balastro subjacente. Considerando a distribuição longitudinal da tensão vertical, a repartição da carga pelas travessas é tal que a mais solicitada transmite cerca de 25% da carga para o balastro e as sucessivamente mais afastadas cerca de 20%, 11%, 5% e 2%, respectivamente.

A variação da tensão vertical no topo da fundação, na direcção longitudinal, é muito suave. A distribuição longitudinal desta tensão é tal que a uma distância de 2,5 m da aplicação da

carga a tensão vale cerca de 25% da tensão máxima, calculada sob a zona de aplicação da carga.

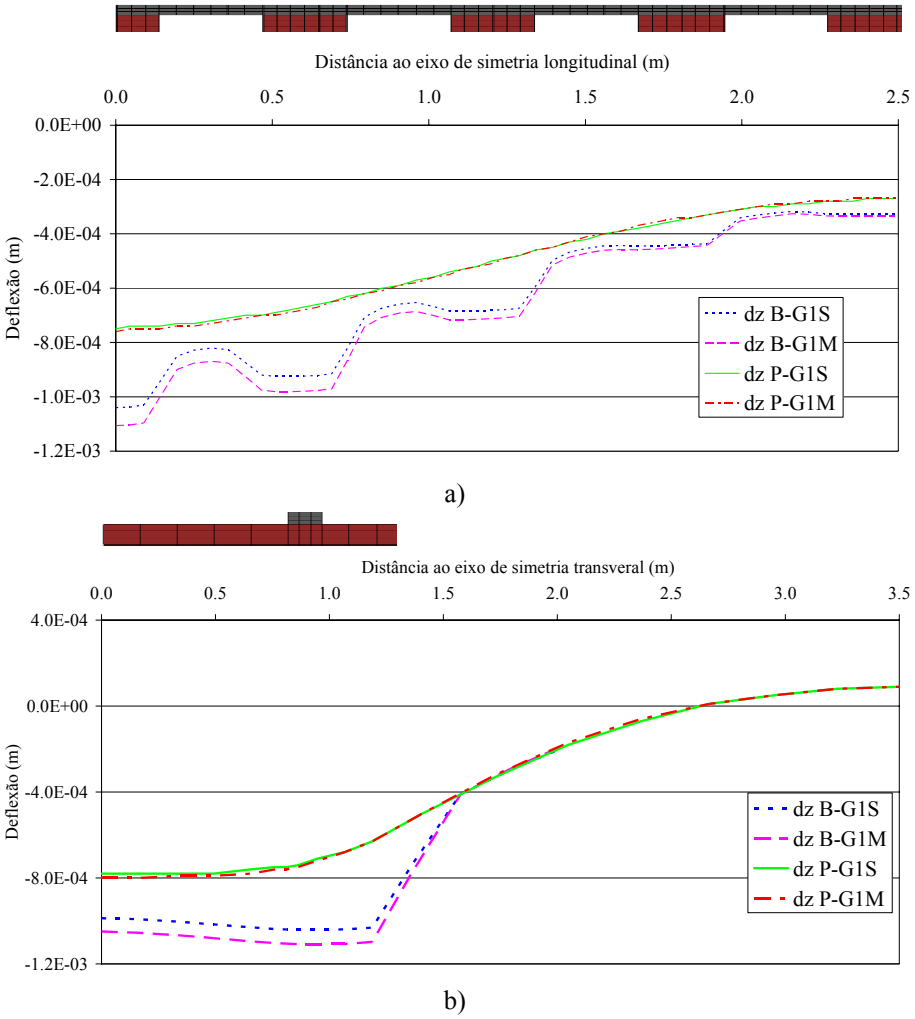


Figura 8.14 – Deflexão obtida nos cálculos G1S e G1M ao nível da base das travessas (dz B) e no topo da fundação (dz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada.

O perfil das deflexões obtidas ao nível da base das travessas reflecte, de forma evidente, o posicionamento destas. No que se refere às deflexões obtidas no topo da fundação, a variação longitudinal é relativamente suave.

Na zona do modelo mais afastada da travessa solicitada (2,5 m de distância da zona de aplicação da carga), a deflexão é cerca de 30% da deflexão máxima, no que se refere aos valores obtidos ao nível da base das travessas e 36% quando se analisam os valores obtidos no topo da fundação.

Na Figura 8.15a apresenta-se, para os diversos modelos, a tensão vertical no alinhamento do carril, ao nível da base das travessas, devida à carga aplicada pelo comboio. Embora,

em geral, os valores obtidos nos diversos cálculos sejam da mesma ordem de grandeza, a diferença entre o valor máximo obtido no cálculo G1S (130 kPa) e o valor máximo obtido no cálculo G4 (118 kPa) é de cerca de 10%.

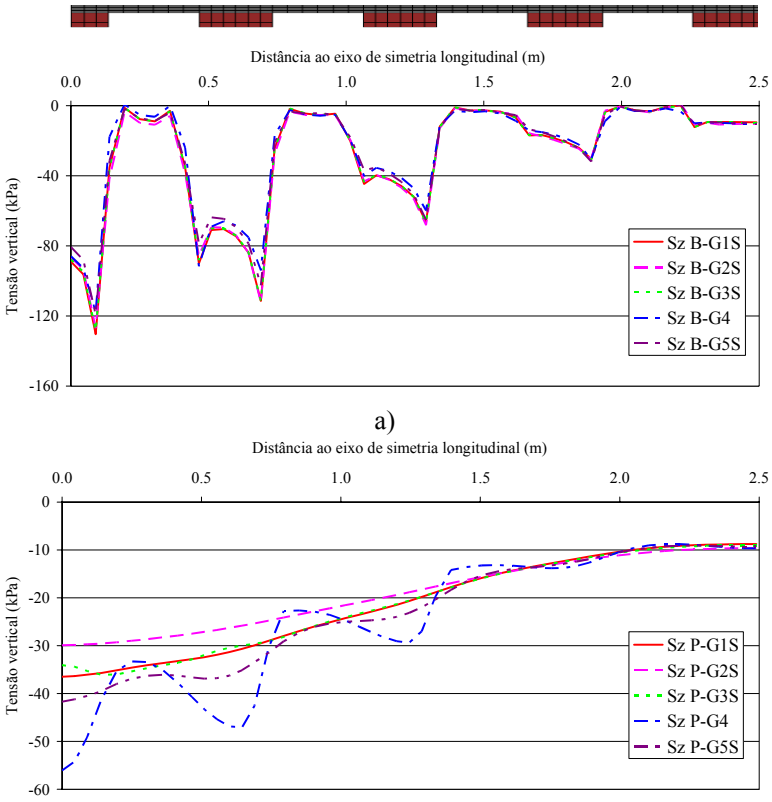
Na Figura 8.15b apresenta-se a tensão vertical, no alinhamento do carril, no topo da fundação. A distribuição da tensão vertical e os valores máximos observados variam de forma importante conforme o modelo analisado. No cálculo G4, devido à ausência da camada de sub-balastro, a tensão vertical na plataforma varia de forma importante na direcção longitudinal, em função do posicionamento das travessas. O valor mais baixo da tensão vertical máxima foi obtido no cálculo G2S (cerca de 30 kPa); nos cálculos G1S e G3S a tensão vertical máxima foi de cerca de 35 kPa; nos cálculos G4 e G5S essa tensão foi de 56 e 42 kPa, respectivamente, o que representa aumentos de cerca de 87% e 40%, em relação ao valor obtido em G2S.

Na Figura 8.16 apresenta-se a distribuição da tensão vertical, devida à carga aplicada pelo comboio, no alinhamento da travessa solicitada.

Ao nível da base das travessas observa-se que os valores mais elevados da tensão vertical ocorrem junto à extremidade da travessa; o valor mais elevado foi obtido no cálculo G4 (183 kPa), sendo cerca de 20% superior ao valor máximo obtido no cálculo G1S. Assim, conclui-se que as subestruturas subdimensionadas conduzem a valores mais elevados da tensão vertical, não só na fundação, mas também na camada de balastro.

Ao nível do topo da fundação, observa-se a tendência para uma maior variação da tensão sob a zona solicitada (ao longo do desenvolvimento da travessa), com o aumento do valor absoluto; além disso, verifica-se também que o ponto onde ocorre o maior valor da tensão vertical tende a ficar mais próximo da extremidade da travessa, com o aumento do valor absoluto. Os valores máximos da tensão vertical obtidos nos cálculos G4 e G5S são 128% e 53% superiores aos obtidos no cálculo G2S, respectivamente.

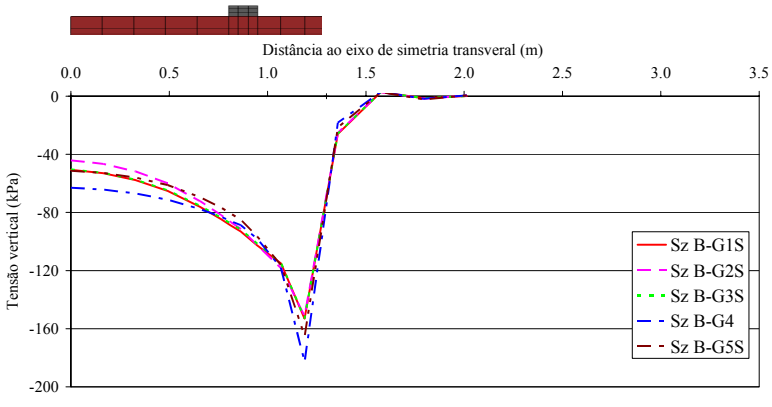
A deflexão no alinhamento do carril devida à carga do comboio, ao nível da base das travessas e no topo da fundação, relativa aos diversos cálculos, é apresentada na Figura 8.17. Na Figura 8.18 apresenta-se a deflexão no alinhamento da travessa solicitada, ao nível da base das travessas e no topo da fundação.



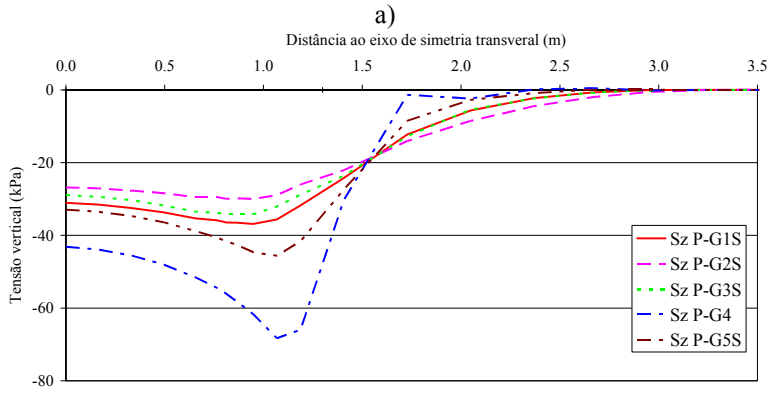
a)

b)

Figura 8.15 – Tensão vertical no alinhamento do carril: a) ao nível da base das travessas; b) no topo da fundação.

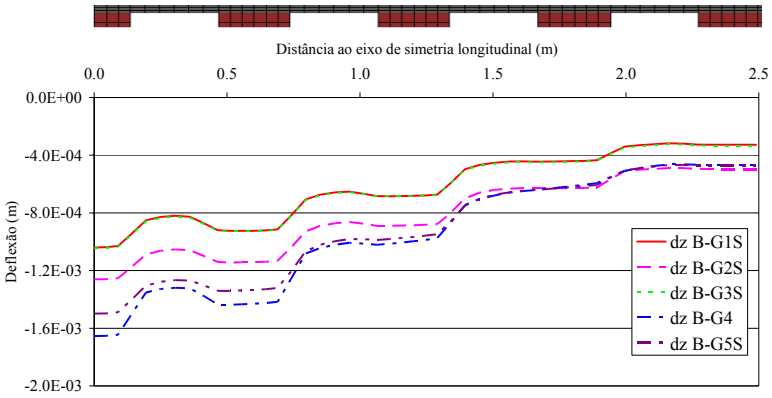


a)

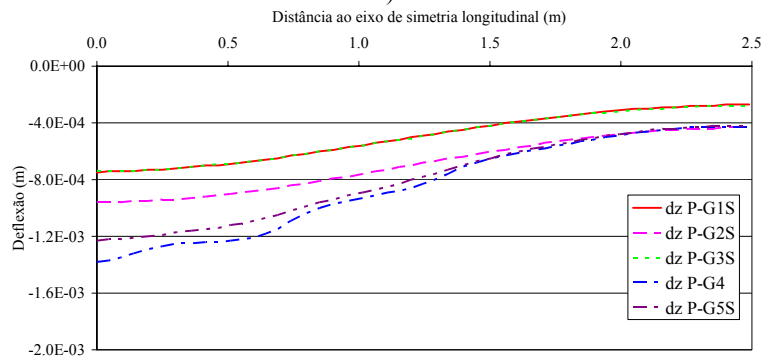


b)

Figura 8.16 – Tensão vertical no alinhamento da travessa solicitada: a) ao nível da base das travessas; b) no topo da fundação.

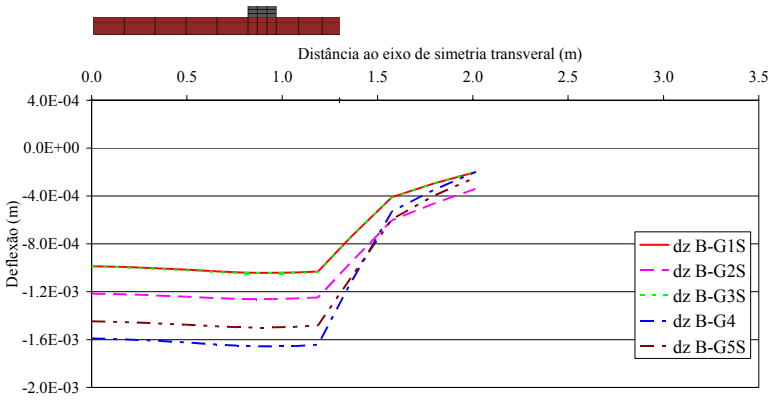


a)

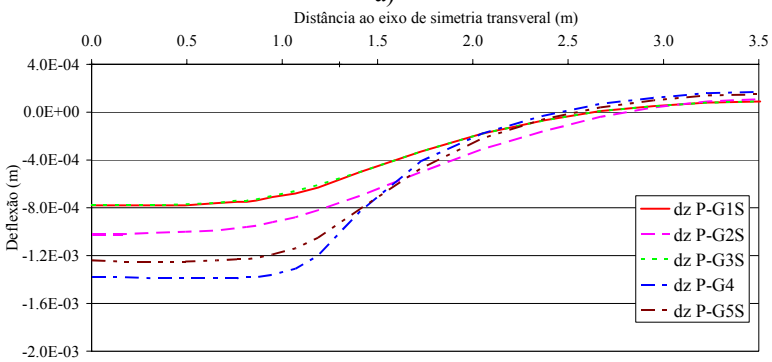


b)

Figura 8.17 – Deflexão no alinhamento do carril: a) ao nível da base das travessas; b) no topo da fundação.



a)



b)

Figura 8.18 – Deflexão no alinhamento da travessa solicitada: a) ao nível da base das travessas; b) no topo da fundação.

Embora a deflexão ao nível da base das travessas, ao longo do seu desenvolvimento longitudinal, seja semelhante em todos os pontos, a deflexão máxima ocorre sob o carril. No topo da fundação, em particular nos cálculos G1S, G2S e G3S, a deflexão máxima ocorre sob a zona central da travessa.

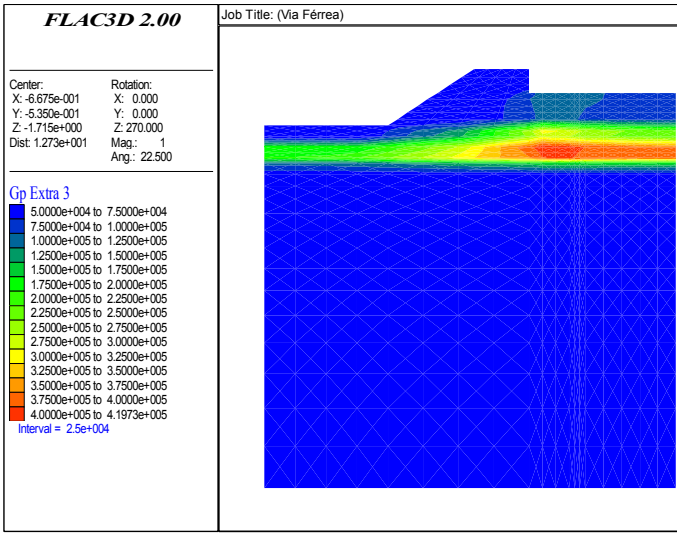
Os modelos G1S e G3S apresentam valores de deflexão semelhantes, quer ao nível da base das travessas, quer ao nível do topo da fundação, sendo os valores máximos 1,05 e 0,78 mm, respectivamente; o modelo G2S apresenta, ao nível da base das travessas e ao nível do topo da fundação, valores máximos superiores em 20% e 30% relativamente aos anteriormente referidos, respectivamente; no modelo G5S, aqueles valores são superiores em 43% e 59% e no modelo G4 em 57% e 74%, respectivamente.

Em geral, pode concluir-se que o módulo de deformabilidade da fundação condiciona de forma importante as tensões e as deflexões obtidas na subestrutura.

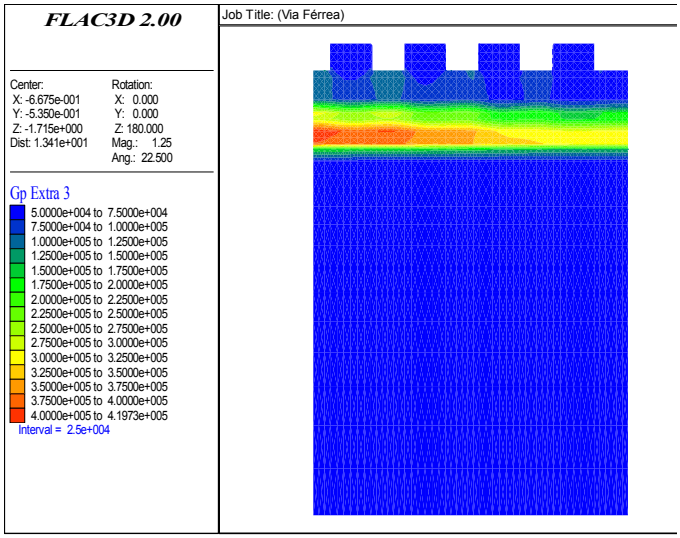
Na Figura 8.19 apresentam-se para o cálculo G1S colorações indicativas da distribuição do módulo de deformabilidade e da tensão vertical, resultantes do peso próprio e da acção do comboio, num plano vertical transversal à via, que intersecta a zona central da travessa solicitada e num plano vertical longitudinal, que intersecta as travessas próximo da sua extremidade; apresenta-se também a distribuição espacial dos deslocamentos verticais. Nestas representações omite-se o carril e as travessas para tornar a escala de cores mais adequada à análise.

A análise destas figuras permite concluir que as tensões verticais mais elevadas se concentram na camada de balastro, sob a travessa solicitada e sob a travessa adjacente a esta, particularmente entre o carril e a extremidade das travessas, de acordo com o que foi anteriormente referido. Os deslocamentos mais elevados concentram-se nas camadas de apoio e no topo da fundação, ao longo da zona subjacente à travessa solicitada e à travessa adjacente. Os maiores valores do módulo de deformabilidade situam-se naquelas zonas, mas nas camadas de sub-balastro e de leito da via; o valor máximo obtido na camada do leito, constituída por agregado calcário de granulometria extensa, foi de cerca de 420 MPa.

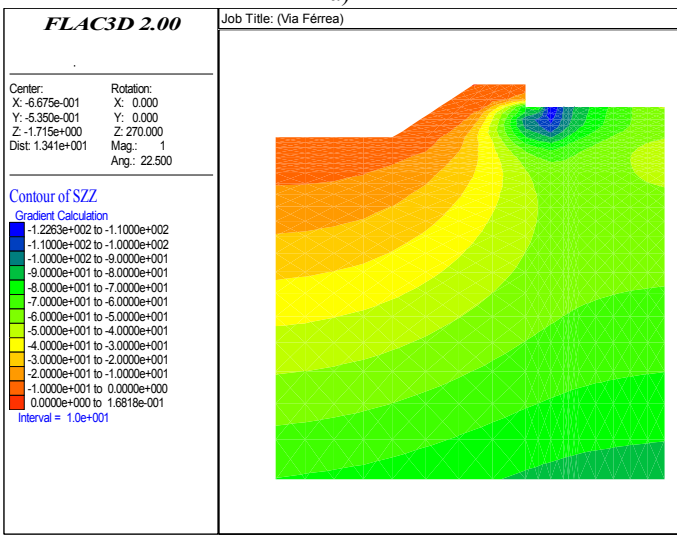
No Anexo III apresentam-se figuras semelhantes à Figura 8.19, relativas aos cálculos G1M, G4 e G5M. Comparativamente com os resultados já comentados, é de salientar o valor do módulo de deformabilidade relativamente mais baixo (cerca de 260 MPa) que se obtém na camada do leito da via quando se considera o material molhado (G1M).



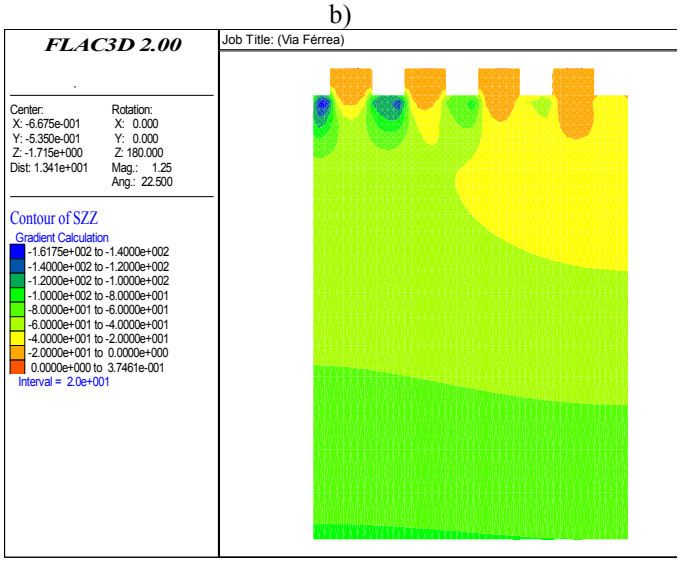
a)



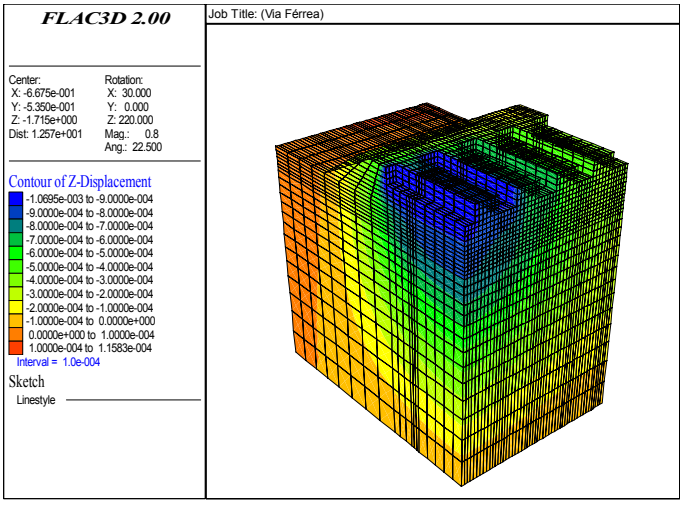
b)



c)



d)



e)

Figura 8.19 – Resultados do cálculo G1S: a) módulo de deformabilidade no plano transversal; b) módulo de deformabilidade no plano longitudinal; c) tensão vertical no plano transversal; d) tensão vertical no plano longitudinal; e) deslocamentos verticais no espaço.

8.3.3 Algumas considerações sobre o dimensionamento das camadas de apoio da via férrea

No âmbito do projecto de renovação da plataforma ferroviária da Linha do Norte, as espessuras das camadas de apoio (balastro+sub-balastro) e das camadas de reforço da subestrutura (leito da via), foram estabelecidas atendendo aos critérios especificados na *Ficha UIC 719R* e aos resultados da aplicação do método referido em 2.8.4.

Como se referiu em 2.8.3, outros métodos baseiam o dimensionamento em relações entre a extensão vertical máxima na plataforma, o número de aplicações de carga e o valor desta. Para tal, é necessário estabelecer um horizonte de projecto, especificar um valor admissível para a extensão vertical permanente e proceder à determinação do número de aplicações de carga nesse período.

Como se referiu no Capítulo 5, o projecto de modernização da Linha do Norte estabelecia que, em termos de tráfego, a linha estava inserida no Grupo 3 da UIC, isto é, o tráfego de cálculo, T_f, corresponde a um valor que se situa entre 40000 e 80000 toneladas por dia (UIC, 1989).

Considerando os elementos fornecidos pela REFER, nomeadamente o diagrama de tráfego observado que se apresenta na Figura 8.20 – o qual se pode considerar representativo da actual exploração da Linha do Norte – e o volume de tráfego nos dias não úteis, procedeu-se à determinação do tráfego de cálculo, T_f, recorrendo à expressão (UIC, 1989):

$$T_f = \lambda_v.\left(S_v.T_v^{'}\right)+\lambda_m.\left(S_m.K_m.T_m^{'}\right) \qquad \text{Eq. 8.12}$$

sendo:

- T'_v – tonelagem média diária relativa a comboios de passageiros (toneladas);
- T'_m – tonelagem média diária relativa a comboios de mercadorias (toneladas);
- S_v – coeficiente que depende da velocidade máxima dos comboios de passageiros, considerado igual a 1,45;
- S_m – coeficiente que depende da velocidade dos comboios de mercadorias, considerado igual a 1,25;
- K_m – coeficiente que depende da carga e da agressividade da carga por eixo, considerado igual a 1,30;
- λ_v, λ_m – coeficientes que dependem do tipo de comboio, considerados iguais a 1,08 e 1,00, respectivamente.

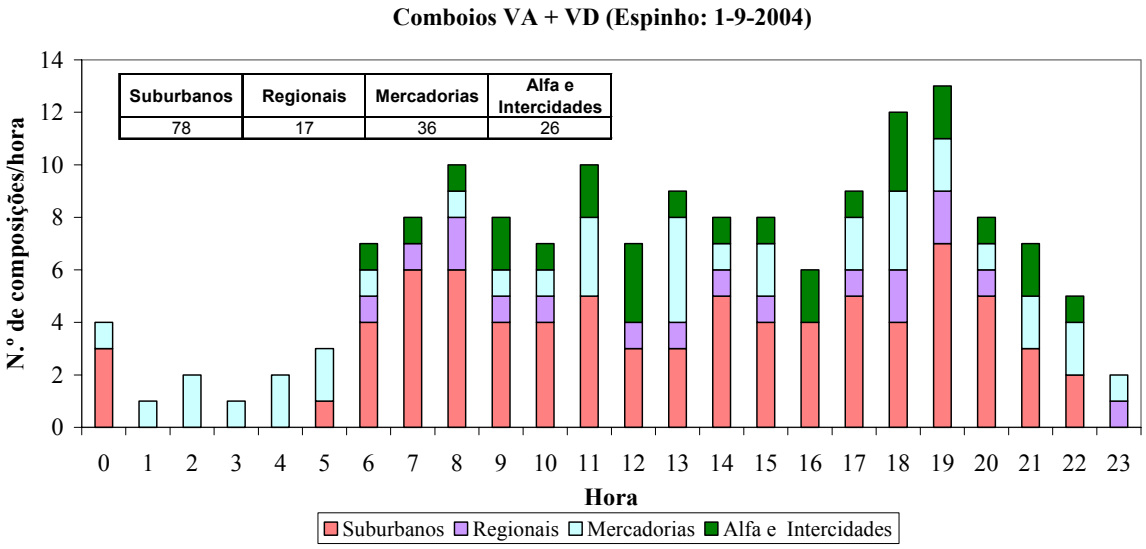


Figura 8.20 – Diagrama utilizado na determinação do tráfego de cálculo.

O tráfego médio assim calculado foi de cerca de 40000 toneladas por dia. Nestas circunstâncias, considera-se que, no período que decorrerá até ao horizonte de projecto, o tráfego de cálculo pode ser o valor médio do intervalo que representa o Grupo 3, isto é, 60000 toneladas por dia.

Para o cálculo do número de aplicações de carga relativas a este volume de tráfego, considerou-se que: i) no futuro a distribuição relativa de tráfego entre comboios de mercadorias e comboios de passageiros manter-se-á semelhante à actual; ii) uma aplicação de carga corresponde à passagem de quatro eixos, de dois *bogies* de duas carruagens consecutivas (Li, 1994). Assim, o número de passagens, N_i, de um conjunto de oito rodas com carga unitária Q_i, relativas a um tráfego T_i, é dado por:

$$N_i = \frac{T_i}{8Q_i} \qquad \text{Eq. 8.13}$$

Atendendo a que a carga por eixo considerada para os comboios de passageiros foi de 140 kN e que para os comboios de mercadorias foi de 225 kN, para obter o número de aplicações de carga do eixo padrão (225 kN), converteu-se o número de aplicações de carga dos eixos de 140 kN num número equivalente de aplicações de carga do eixo padrão. Para tal, recorreu-se à expressão (Li e Selig, 1998b):

$$N_i^{eq} = N_i \left(\frac{Q_{di}}{Q_d} \right)^{m/b} \qquad \text{Eq. 8.14}$$

sendo:

N_i^{eq} – número de passagens do eixo padrão, equivalente ao número de passagens do eixo que se quer transformar em eixo padrão;
N_i – número de passagens do eixo com carga unitária por roda Q_{di}, relativas a um tráfego T_i;
Q_{di} – carga dinâmica por roda do eixo que se quer transformar em eixo padrão;
Q_d – carga dinâmica por roda do eixo padrão;
m, b – parâmetros que dependem do tipo de solo; neste caso considerou-se um valor de 12,5 para a relação m/b.

Note-se que a relação *m/b*, à qual é normal atribuir um valor de cerca de cinco (ver 2.8.3), foi considerada com valor de 12,5, de acordo com os resultados dos estudos apresentados por Li e Selig (1996), em particular no que se refere a solos do tipo CL da Classificação Unificada, os quais representam cerca de 25% dos solos caracterizados na subestrutura da Linha do Norte, nomeadamente nos locais onde se realizaram as valas (ver Capítulo 5). No caso em análise, o número de aplicações de carga difere em cerca de 10%, quando se comparam os valores obtidos em cada uma das situações. Assim, o número total médio diário de aplicações de carga representativas do eixo padrão, no período que decorrerá até ao horizonte de projecto, é de cerca de 375.

Procedeu-se à aplicação da Eq. 2.18 para a determinação da deformação plástica acumulada na fundação, considerando os modelos utilizados nos cálculos realizados com o *FLAC-3D*; os parâmetros *a*, *b* e *m*, foram considerados iguais a 1,1, 0,16 e 2,0, respectivamente (Li e Selig, 1998a); considerou-se que os solos de fundação de cada modelo, os quais exibem valores do módulo reversível da ordem de 60 e 40 MPa, apresentam valores da resistência à compressão estática superiores a 100 kPa (Li, 1994). Atendendo aos valores obtidos nos cálculos para a tensão deviatórica dinâmica na plataforma, que foram de cerca de 30 kPa, nos modelos G1, G2 e G3, ao número de aplicações de carga anteriormente determinado e considerando um horizonte de projecto de 50 anos (segundo indicação da REFER), conclui-se que a deformação plástica durante esse período, será de cerca de 1,2%; este valor pode considerar-se admissível em linhas de alta velocidade, às quais se exige um elevado desempenho (Woldring, 2001).

Por outro lado, considerando os valores da tensão deviatórica dinâmica na plataforma obtidos nos modelos G4 e G5S, que foram de 51 e 39 kPa, respectivamente, e atendendo às mesmas premissas de projecto, obtêm-se valores da deformação plástica de 3,5% e 2,1%, respectivamente, no período considerado. Estes valores poderão ser demasiado elevados, em particular o valor obtido para o modelo G4, atendendo às condições normais de

fundação das vias férreas e ao valor máximo do assentamento a longo prazo admitido, o qual, como se referiu em 2.7.3.4, poderá ser de 10 cm.

8.4 CONCLUSÕES

Neste capítulo procedeu-se à modelação numérica do comportamento estrutural da via férrea e de alguns dos ensaios de carga com placa realizados sobre o provete prismático de grandes dimensões, construído em laboratório.

Utilizou-se um modelo numérico de equilíbrio tridimensional, no qual foi possível programar os modelos tensão-deformação, cujos parâmetros foram determinados a partir dos resultados dos ensaios de carga triaxial cíclica realizados em laboratório, sobre provetes cilíndricos.

Em geral, os valores das tensões e das deflexões calculados foram semelhantes aos valores observados, quer quando os ensaios foram realizados sobre a camada de balastro contaminado, quer quando foram realizados sobre as camadas de agregados de granulometria extensa.

As tensões e as deformações calculadas nas diversas subestruturas da via férrea analisadas, permitiram concluir que as soluções estruturais adoptadas na renovação de alguns trechos da plataforma da Linha do Norte deverão proporcionar um adequado desempenho da via, até ao horizonte de projecto.

As diferenças entre os valores das tensões e das deformações obtidos numa subestrutura dimensionada adequadamente e os obtidos numa subdimensionada, permitiram evidenciar a importância da adequada caracterização da plataforma existente e do adequado dimensionamento das camadas de reforço e de sub-balastro.

Em geral, dos resultados obtidos conclui-se que o recurso ao modelo de cálculo utilizado neste estudo permite conhecer o comportamento estrutural da via e da sua fundação. Assim, atendendo às características do modelo – nomeadamente no que se refere à possibilidade de representar as características geométricas da via, de permitir o estabelecimento de distintas leis de comportamento mecânico dos materiais e, ainda, de permitir representar as solicitações impostas pelos comboios – ele pode ser utilizado em diversas situações, quer no âmbito dos estudos de renovação das plataformas ferroviárias, quer no projecto de vias novas, em particular as de alta velocidade, quer ainda nos estudos

de avaliação do desempenho, que poderão ser desenvolvidos com base em resultados de observação do comportamento da via durante a exploração.

Além disso, um modelo de cálculo deste tipo permite proceder a estudos paramétricos que visem optimizar soluções estruturais e avaliar o comportamento da estrutura quando se utilizam materiais distintos dos habituais, nomeadamente no que se refere à construção das camadas de apoio da via.

CAPÍTULO 9

CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A RENOVAÇÃO DE PLATAFORMAS FERROVIÁRIAS

Numa época em que a qualidade das infra-estruturas de transportes é determinante para as condições de vida das sociedades e para o seu desenvolvimento, o transporte ferroviário tem potencialidade para retomar o importante papel que assumiu no século XIX e parte do século XX e voltar a desempenhar um papel fundamental na política de transportes, quer a nível nacional, quer a nível europeu. De facto, existem diversos factores que podem diferenciar positivamente a utilização dos caminhos de ferro, em relação à utilização de outras alternativas (rodoviária, aérea, fluvial), como por exemplo, a segurança, a rapidez, o conforto, a economia e a protecção ambiental (poupança de recursos naturais, diminuição da poluição atmosférica e descongestionamento dos aeroportos e estradas). Em particular, no âmbito do transporte de mercadorias, a capacidade de transporte de grandes cargas com um consumo energético relativamente moderado pode ser um factor competitivo relevante.

No entanto, a competitividade do transporte ferroviário face a outras alternativas, depende das condições de exploração, designadamente da possibilidade de cumprir os horários com a indispensável segurança de circulação e, no caso dos transportes de mercadorias, do aumento das cargas por eixo. Tais condições dependem, por um lado, de uma adequada gestão do material circulante, com o objectivo de satisfazer a procura e, por outro, da existência de condições de qualidade no estado da linha que permitam quer a prática das velocidades estabelecidas nos horários, quer a passagem de comboios com cargas elevadas. Na óptica deste trabalho apontam-se como principais condicionantes à prática daquelas velocidades, as que se prendem com as restrições à circulação relacionadas quer com o inadequado desempenho da via – nomeadamente da subestrutura – quer com as intervenções para realizar trabalhos de conservação e reabilitação.

A modernização de linhas férreas centenárias é uma actividade da maior importância para as empresas que exploram as redes de transporte ferroviário devido aos elevados custos envolvidos e às perturbações que induz na exploração. Além disso, os trabalhos de

renovação da via interferem com a vida dos utentes, pelo facto de condicionarem a utilização normal dos serviços e com as sociedades em geral, pelo facto de os volumes de materiais, quer os necessários às obras (obtidos em empréstimo e em pedreiras), quer os que são substituídos (a colocar em depósito), poderem ser muito importantes, em termos ambientais.

Em termos técnicos, a experiência adquirida com as obras de renovação pode proporcionar o acréscimo de conhecimento que é de grande utilidade para a correcta concepção de futuras linhas férreas, particularmente no que se refere à via.

O aspecto económico associado à exploração das linhas de caminho de ferro tem sido considerado cada vez mais importante. As diferentes administrações europeias, têm vindo a alertar para a necessidade da redução significativa do custo global do transporte ferroviário, onde se incluem os custos dos trabalhos de conservação, de reabilitação, de renovação e de exploração, incluindo os suportados pelos utentes quando há atrasos.

Como forma de viabilizar economicamente a actividade do transporte ferroviário, dever-se-ão procurar minimizar as intervenções de reabilitação da via a realizar após a entrada em serviço, o que implica, entre outros aspectos, que nos trabalhos de modernização se inclua a renovação da plataforma por forma a garantir a capacidade de carga necessária às novas exigências de operação.

A renovação da via férrea envolve um conjunto de tarefas de alguma complexidade, quer ao nível do projecto, quer ao nível da execução. Assim, um aprofundado conhecimento do comportamento da via, dos materiais que constituem os diversos componentes, dos processos construtivos e dos métodos de avaliação do desempenho, constitui um elemento chave na obtenção das melhores soluções.

Neste trabalho pretendeu-se dar um contributo para o desenvolvimento de uma metodologia a utilizar na renovação de plataformas ferroviárias em serviço, em particular no que se refere aos estudos de avaliação da capacidade de carga e técnicas de renovação.

Essa contribuição contempla, essencialmente, novos conhecimentos relativos a: i) identificação dos mecanismos que conduzem à degradação da subestrutura da via férrea; ii) caracterização física e mecânica da subestrutura que se encontra em exploração e dos materiais que a constituem, assim como daqueles que são utilizados durante o processo de renovação; iii) determinação, com recurso a um modelo numérico, das tensões e deformações que se instalam na subestrutura devido à aplicação das cargas dos comboios,

em diversas condições climáticas; iv) avaliação da deformabilidade da plataforma renovada.

9.2 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Um dos principais mecanismos de deterioração da subestrutura da via férrea é a contaminação da camada de balastro com partículas finas. O tipo e a intensidade da contaminação depende de vários factores, nomeadamente do tipo de balastro, das características das camadas subjacentes, do tipo de tráfego, das condições climáticas e do estado de conservação da via. No âmbito da renovação da subestrutura, a camada de balastro contaminado pode desempenhar um papel estrutural importante, se for integrada na nova subestrutura. Para isso, é necessário proceder à sua adequada caracterização, bem como à das camadas subjacentes.

A análise dos dados que foram sendo coligidos a partir da caracterização "in situ" da subestrutura antiga da Linha do Norte permitiu estabelecer algumas relações entre as características dos materiais da fundação (intrínsecas e de estado) e as condições de deterioração da via, nomeadamente no que se refere à contaminação do balastro.

Foi também possível estabelecer algumas relações empíricas entre características intrínsecas e de estado dos materiais e o módulo de deformabilidade equivalente da plataforma existente. Estas relações, assim como as que se estabeleceram entre o valor do módulo de deformabilidade equivalente e a resistência deduzida a partir do ensaio realizado com o penetrómetro dinâmico ligeiro, serão por certo de grande utilidade em estudos relativos à renovação de subestruturas de vias férreas; essa utilidade poder-se-á revelar, nomeadamente, quando houver muitas condicionantes à realização de uma adequada caracterização da subestrutura através de ensaios de carga "in situ", no zonamento de trechos com características geotécnicas semelhantes e no estabelecimento de planos de prospecção e de caracterização a partir da análise de elementos existentes (da construção, da reabilitação ou do desempenho).

Os resultados dos ensaios obtidos com deflectómetro de impacto portátil na determinação do módulo de deformabilidade equivalente da plataforma antiga permitiram concluir que este método pode constituir um importante contributo para a caracterização das

plataformas ferroviárias, quando se equacionam os aspectos técnicos, económicos e logísticos associados a esta actividade.

A aplicação do método do georadar revelou-se adequada para a determinação da espessura e das características das camadas de apoio da via férrea. A informação obtida é de grande interesse, não só no âmbito da renovação das vias antigas, mas também na gestão da conservação durante a exploração, nomeadamente na detecção da evolução das características das camadas. O método proporciona a obtenção de perfis contínuos, permite obter resultados em tempo real, não induz perturbações significativas na exploração da via e, devido ao seu carácter de repetibilidade, permite comparar resultados obtidos em datas distintas.

No âmbito desta dissertação deu-se particular destaque ao estudo das características e do comportamento do balastro contaminado, cuja contaminação foi provocada pelos "finos" e "partículas finas" originadas pelo desgaste das partículas de balastro calcário. Considerou-se que nestas situações o comportamento da plataforma deve ter sido satisfatório, o que poderá permitir manter a subestrutura antiga e sobre ela colocar camadas de agregados britados, nomeadamente de sub-balastro.

Em face dos distintos valores do índice de contaminação que foram observados no balastro contaminado "in situ", durante os estudos laboratoriais estabeleceram-se três curvas granulométricas distintas (designadas por grossa, média e fina), com o objectivo de simular o balastro moderadamente contaminado, contaminado e muito contaminado..

O estudo das características de resistência do balastro contaminado, através de ensaios de carga triaxial quase-estática em provetes cilíndricos de grandes dimensões, mostrou que o comportamento do material pode ser muito distinto, em função do índice de contaminação e do estado hídrico.

O equipamento de carga triaxial cíclica de grandes dimensões (ϕ = 300 mm) desenvolvido durante esta dissertação permitiu estudar as características mecânicas, nomeadamente o módulo reversível e a deformação permanente, do balastro contaminado e dos agregados britados de granulometria extensa, utilizados nas camadas da subestrutura durante as obras de renovação da plataforma de alguns troços da Linha do Norte. Os resultados obtidos mostraram que o comportamento mecânico dos materiais, que depende das solicitações aplicadas, do estado de compacidade e do teor em água, pode ser aproximado por diversos

modelos tensão-deformação que normalmente têm sido considerados adequados para modelar o comportamento de agregados.

O valor do "módulo reversível característico" do balastro contaminado seco variou entre aproximadamente 900 e 1200 MPa, correspondendo os valores mais elevados aos provetes de granulometria grossa; quando os ensaios decorreram com os provetes molhados obtiveram-se valores entre 700 e 900 MPa; nos agregados britados de granulometria extensa o "módulo reversível característico" variou com o teor em água, entre 600 e 1250 MPa no caso do calcário e entre 300 e 900 MPa no caso do granito. A variação do "módulo reversível característico" com o teor em água é semelhante nos dois tipos de agregados.

A deformação permanente dos materiais depende do número de ciclos de carga e da tensão aplicada. Os modelos numéricos utilizados para aproximar o comportamento mecânico dos materiais quando sujeitos a muitos ciclos de carga, com valores distintos de tensão aplicada, mostraram uma relativamente boa adequação. Os agregados mostraram uma dependência da deformação permanente relativamente ao teor em água. A sua molhagem provocou um aumento brusco na taxa de deformação axial permanente, principalmente nos agregados que tinham sofrido um número elevado de aplicações de carga num estado muito seco.

A avaliação geral do comportamento mecânico dos materiais no que se refere à deformação permanente, feita a partir dos resultados dos ensaios de laboratório, permitiu concluir que o agregado calcário apresenta deformações axiais permanentes relativamente menores do que o agregado granítico; o balastro contaminado de granulometria média apresenta um comportamento semelhante ao dos agregados, para valores de q/p relativamente baixos; para valores de $q/p \geq 2{,}0$, os valores da extensão permanente são relativamente mais elevados no balastro contaminado, particularmente para valores elevados da tensão média.

Os resultados dos ensaios de laboratório mostram que os critérios empíricos de selecção de agregados baseados nos resultados dos ensaios de Los Angeles não são suficientes para avaliar o desempenho mecânico dos agregados; materiais com partículas com resistência à fragmentação relativamente mais baixa, podem exibir valores mais elevados do módulo reversível e menores deformações permanentes.

Os estudos laboratoriais desenvolvidos em modelos prismáticos de grandes dimensões, construídos em fossas de ensaio, permitiram modelar fisicamente uma subestrutura nova e uma subestrutura em processo de renovação. Na subestrutura nova obtiveram-se valores do módulo equivalente reversível que variaram com a natureza do agregado britado e com o teor em água, entre aproximadamente 200 e 800 MPa; na subestrutura sujeita ao processo de renovação, sobre a camada de sub-balastro (colocada sobre uma camada de balastro contaminado), o valor do módulo de equivalente reversível variou entre aproximadamente 90 e 160 MPa, na zona construída com agregado granítico e entre 120 e 200 MPa, na zona construída com agregado calcário.

Os resultados obtidos nos modelos de grandes dimensões evidenciam um comportamento muito distinto da subestrutura da via quando varia o teor em água dos materiais: com o aumento do teor em água diminui o módulo de deformabilidade equivalente e aumenta a deformação permanente. Assim, é de extrema importância garantir: i) a regularidade geométrica da camada de sub-balastro, de modo a que a evacuação das águas que caem na via se processe rapidamente por escorrência superficial; ii) impedir que o nível freático atinja o leito da via; iii) garantir o adequado funcionamento dos dispositivos de drenagem.

As rápidas variações do teor em água dos agregados depois de colocados em camadas, observadas "in situ" e nos ensaios laboratoriais, apontam para a necessidade de se proceder à avaliação do módulo de deformabilidade equivalente logo após a compactação, que deverá ocorrer com um teor em água semelhante ao valor de compactação.

O comportamento da camada de balastro contaminado, que permanecerá na subestrutura depois desta ser renovada, deve ser satisfatório, quer em termos de módulo de deformabilidade reversível quer no que se refere à deformação permanente, quando sobre ela for construída uma camada de sub-balastro de agregado britado; durante as obras de renovação da via, sempre que possível, deve manter-se inalterada a camada de balastro contaminado, se o propósito for mantê-la na subestrutura renovada da via e se se pretender contar com o seu contributo estrutural; a alteração do estado de compacidade e do estado de tensão devidos à compactação induzida pela passagem de muitos comboios ao longo de vários anos, pode reduzir significativamente as características mecânicas da camada.

As especificações baseadas no desempenho, que começam a ser utilizadas quer no âmbito do controlo da qualidade da construção das camadas das infra-estruturas de transportes, quer na avaliação das subestruturas que se encontram em exploração, estabelecem,

nomeadamente, a necessidade de se cumprirem valores mínimos do módulo de deformabilidade equivalente. Atendendo às dificuldades relativas à utilização sistemática e com grande frequência, do ensaio de carga com placa, analisaram-se e aplicaram-se diversos métodos que permitem a determinação "in situ" do módulo de deformabilidade equivalente da subestrutura e do módulo das camadas que a constituem.

A aplicação desses métodos permitiu concluir que os valores do módulo reversível que se obtêm dependem de diversos factores, nomeadamente do tipo de materiais e das suas condições de estado (teor em água e compacidade), do nível de deformação dos materiais em resposta às tensões aplicadas, da profundidade interessada no ensaio e das características intrínsecas dos métodos utilizados na determinação.

Parece ser possível estabelecer relações entre os valores obtidos com cada um dos métodos; no entanto, essas relações deverão ser avaliadas caso a caso, em função das subestruturas em análise e das condições de estado dos materiais.

A implementação dos modelos tensão-deformação, validados nos ensaios triaxiais de carga cíclica, num modelo numérico por diferenças finitas permitiu modelar numericamente a via férrea e a sua fundação, assim como alguns dos ensaios realizados em laboratório. Na modelação dos ensaios de laboratório obtiveram-se valores de tensões no interior do maciço e deslocamentos na superfície semelhantes aos observados. A modelação numérica da via, considerando modelos de subestrutura distintos, nomeadamente materiais distintos, em diferentes condições de estado e distintas espessuras de camadas, permitiu analisar as diferenças, em termos da distribuição de tensões e de deslocamentos, em cada modelo.

A análise dos indicadores de qualidade relacionados com os parâmetros geométricos da via, permitiu concluir que o seu desempenho após a renovação da plataforma tem sido bom.

9.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A modernização de outras linhas férreas deverá continuar a proporcionar a oportunidade de caracterizar as subestruturas das vias. Assim, dever-se-á testar a validade das relações apresentadas, entre as características dos materiais e EV_2, e melhorá-las, se possível ajustando-as em função da natureza dos materiais e das suas condições de estado.

O estudo dos efeitos das propriedades electro-químicas das partículas – propriedades essas que dependem da composição mineralógica dos agregados – pode ajudar a esclarecer fenómenos que condicionam a deformabilidade destes materiais, em particular para uma dada distribuição granulométrica.

Em termos do equipamento de carga triaxial cíclica de grandes dimensões desenvolvido neste trabalho, seria interessante promover o seu melhoramento, de forma a tornar possível a medição de sucções no interior dos provetes.

O estudo do comportamento da deformação permanente dos materiais das camadas de apoio da via, nomeadamente no que se refere à influência da tensão aplicada em materiais com distintas condições de estado, deve ser feito com muitos ciclos de carga (valores tipicamente superiores a 10^6), para se poder definir os limites de comportamento dos materiais. Devem também procurar aprofundar-se as relações entre a deformação num determinado estágio do ensaio e o comportamento a longo prazo dos materiais.

No que se refere ao método de prospecção por georadar, devem continuar-se os estudos no sentido de estabelecer os valores e as possíveis variações das propriedades dieléctricas dos materiais que normalmente constituem a via férrea. Em particular, esses estudos devem ser desenvolvidos atendendo ao grau e ao tipo de contaminação do balastro, assim como à litologia, distribuição granulométrica e ao teor em água dos agregados que normalmente constituem as camadas de sub-balastro e de leito da via.

Relativamente aos métodos não destrutivos, utilizados para determinar o módulo de deformabilidade equivalente das camadas da subestrutura, dever-se-ão aprofundar os estudos que permitam relacionar, em situações típicas, os resultados obtidos nos diferentes métodos. Ainda relativamente à utilização destes métodos no âmbito da realização de ensaios de controlo da qualidade, será interessante promover um estudo que permita relacionar os resultados por eles obtidos com os obtidos pelos métodos que permitem o controlo da compactação em contínuo (*RICCC – Roller Integrated Continuos Compaction Control*).

Na interpretação dos ensaios de propagação de ondas sísmicas superficiais, julga-se que é particularmente pertinente desenvolverem-se estudos de modelação numérica tridimensional da propagação das ondas em vias férreas, considerando a superestrutura. Poder-se-á, assim, aplicar o método sobre a camada de balastro em vias em exploração e

determinar os valores do módulo de deformabilidade desta camada e das camadas subjacentes.

A construção de provetes prismáticos de grandes dimensões, em particular na fossa de maiores dimensões, permitirá o estudo do comportamento de diversas soluções que se prevê que possam ser utilizadas nos processos de renovação, em complemento, ou em alternativa, daquelas que agora foram analisadas, nomeadamente recorrendo a outro tipo de materiais. Poder-se-ão analisar soluções que permitam evitar que os materiais naturais estejam expostos a variações tão importantes do teor em água – como as que se verificam nas camadas de sub-balastro – recorrendo à construção de camadas de materiais ligados, com ligantes hidráulicos ou betumes asfálticos. Essas soluções estruturais poderão ser modeladas numericamente, recorrendo ao modelo utilizado nesta tese.

Dever-se-á dar especial enfoque à avaliação do desempenho das subestruturas das vias férreas novas e renovadas, recorrendo à sua monitorização e ao acompanhamento da evolução do seu comportamento durante a exploração, de forma a validar as soluções adoptadas. Da análise sistemática dos índices de qualidade determinados pelo *Veículo de Inspecção da Via* (*VIV*) utilizado pela REFER, poder-se-ão obter indicadores importantes relativos ao comportamento da via, os quais seria interessante relacionar com as diversas soluções de renovação adoptadas na subestrutura, nomeadamente, o reforço mediante a colocação de camadas de agregados britados e a reconstrução com saneamento de materiais e a colocação de novas camadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (1993). Guide for design of pavement structures. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA.

Abe, N.; Sekine, E.; Kamiura, M.; Maruyama, T.; Miura, Y. (1998). Stability processing evaluation method for the subgrade using the HFWD. Proceedings of the Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, pp. 301-310.

Adegoke, C.; Chang, C.; Selig, E. (1979). Study of analytical models for track support systems. Transportation Research Record 733, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 12-19.

Alfelor, R. M.; Carr, G. A.; Fateh, M. (2001). Track degradation assessment using gage restraint measurements. Transportation Research Record 1742, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 68-77.

Al-Hunaidi, M. O. (1992). Difficulties with phase spectrum unwrapping in spectral analysis of surface waves non-destructive testing of pavements. Canadian Geotechnical Journal 29, pp. 506-511.

Allen, J. J. (1973). The effects of non-constant lateral pressures on the resilient properties of granular materials. Ph. D. Thesis. University of Illinois, Urbana.

Allen, J. J.; Thompson, M. R. (1974). Resilient response of granular materials subjected to time-dependent lateral stresses. Transportation Research Record 510, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp.1-13.

Alva-Hurtado, J. E. (1980). A methodology to predict the elastic and inelastic behavior of railroad ballast. Ph.D. Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA.

Anderson, W. F.; Key, A. J. (2000). Model testing of two-layer railway track ballast. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 4, pp. 317-323.

Antunes, M. L. (1993). Avaliação da capacidade de carga de pavimentos utilizando ensaios dinâmicos. Tese de Doutoramento. Universidade Técnica de Lisboa.

Antunes, M. L.; Gomes Correia, A. (1997). Variação sazonal do módulo de deformabilidade "in situ" da fundação de pavimentos. Actas do 6º Congresso Nacional de Geotecnia, IST, Lisboa, Volume 2, pp. 765-774.

AREA (1996). Manual for Railway Engineering.Washington, D.C..

AREMA (2000). Manual for Railway Engineering. Washington, D.C..

Armitage R.; Sharpe P. (2000). Track bed evaluation: the application of new technologies. The 2nd Annual Infrastructure Maintenance and Renewal Event for the European Rail Industry. London.

Askegaard, V.; Brink, A.; Ullidtz, P. (1998). Pressure cell applicability. Proceedings of the Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, pp. 1481-1490.

Association Internationale Permanente des Congres de la Route (AIPCR) (1995). Évaluation in situ des matériaux de couche de forme. Comité Technique des Terrassements, Drainage, Couche de Forme (C12), Paris, France.

Aubry, D.; Baroni, A.; Clouteau, A.; Fodil, A.; Modaressi, A. (1999). Modélisation du comportement du ballast en voie. Proceedings of XII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam. A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 1733-1736.

Balay, J.; Gomes Correia, A.; Jouve, P.; Hornych, P.; Paute, J. L. (1998). Étude expérimentale et modélisation du comportement mécanique des graves non traitées et des sols supports de chaussées. Dernières avancées. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 216, pp. 3-18.

Baldi, G.; Hight, D. W.; Thomas, G. E. (1988). A reevaluation of conventional triaxial test methods. Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock. ASTM STP 977, pp. 219-263.

Barksdale, R. D. (1972). Repeated load test evaluation of base course materials. Ph.D. Thesis. Georgia Institute of Technology, Atlanta, USA.

Barksdale, R. D.; Itani, S. Y. (1989). Influence of aggregate shape on base behavior. Transportation Research Record 1227, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp.173-182.

Becker, E.; Chan, C.; Seed, B. (1972). Strength and deformation characteristics of rockfill materials in plane strain and triaxial compression. University of California at Berkeley, USA.

Bellotti, R.; Ghionna, V.; Jamiolkowski, M.; Robertson, P. K. (1989). Shear strength of sand from CPT. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, A. A. Balkema, Rotterdam Vol. 1, pp. 179-184.

Biarez, J. (1962). Contribution à l'étude des propriétés mécaniques. des sols et des matériaux pulvérulents. Thèse de Doctorat. Université de Grenoble, France.

Birmann, F. ; Cabos, P. (1967). Détermination de la variation de la compacité du ballast sous les charges de service à l'aide des rayons gamma. Bulletin Mensuel de l'Association International du Congrès des Chemins de Fer, Mars, pp. 196-216.

Birmann, F. (1968). Solution théorique et expérimentale de problèmes pour voies pour grandes vitesses spécialement en ce qui concerne le trace des courbes et des raccords, les tolérances d' établissement et d'entretien et la stabilité dynamique. Conséquences pour la construction des voies et des aiguillages. Bulletin mensuel de l'Association International du Congrès des Chemins de Fer, Vol. XLV, No. 5, pp. 493-563.

Black, K.; Kopac, P. (1992). The application of Ground Penetrating Radar in highway engineering. Public Roads, Vol. 56 No. 3, pp. 96-103.

Blacklock, J. (1978). Evaluation of railroad lime slurry stabilization. Federal Railroad Administration, Office of Research and Development, Washington, D.C., USA.

Bolt, B. (1976). Nuclear explosions and earthquakes. The parted veil. New York: W.H. Freeman.

Boyce, J. R. (1976). The behaviour of a granular material under repeated loading. Ph.D Thesis. University of Nottingham, UK.

Boyce, J. R.; Brown, S. F.; Pell, P. S. (1976). The resilient behaviour of a granular material under repeated loading. Proceedings of Australian Road Research Board, Vol. 8, pp. 8-19.

Boyce, J. R. (1980). A non-linear model for the elastic behaviour of granular materials under repeated loading. Proceedings of the International Symposium on Soil Under Cyclic and Transient Loading, Swansea, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 285-294.

Branco, F. E. F.; Gomes Correia, A. (1990). Teores em água de equilíbrio nas estradas portuguesas. Memória n.º 749, LNEC, Lisboa.

Brandl, H. (2001a). Compaction of soil and other granular material – interactions. Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures. Outcome of European Technical Committee No. 11 (ECT 11). International Society for soil mechanics and geotechnical engineering. A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 3-11.

Brandl, H. (2001b). Geotechnics of railtrack structures. Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures. Outcome of ECT 11 of International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 271-288.

Brown, S. F.; Pell, P. S. (1967). An experimental investigation of the stresses, strains, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads. Proceedings of the 2nd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, USA, pp.487-504.

Brown, S. F.; Hyde, A. F. L. (1975). Significance of cyclic confining stress in repeated-load triaxial testing of granular material. Transportation Research Record 537, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 49-58.

Brown, S. F.; Austin, G.; Overy, R. F. (1980). An instrumented triaxial cell for cyclic loading of clays. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 3, No. 4, pp. 145-152.

Burnham, T.; Johnson, D. (1993). In Situ Foundation Characterization Using the Dynamic Cone Penetrometer. Minnesota Department of Transportation, Office of Research Administration, USA.

Caminhos de Ferro Portugueses (CP) (1994a). Descrição geral do veículo de análise geométrica EM-120. Nota Técnica de Via, NTV – 003.

Caminhos de Ferro Portugueses (CP) (1994b). Tolerância dos parâmetros geométricos por classe de via. Nota Técnica de Via, NTV – 004.

Castro, G. (1988). Penetrómetros. Penetrómetro estático tipo holandês (CPT). Penetrómetros dinâmicos (SPT e PDL ou (DPL). Informação Técnica, Geotecnia, ITG 11 - LNEC, Lisboa.

CBPC (2000). Prima 100 FWD. Comparative measurements. Internal Report. Vejen.

Chambers, S. K. (1980). Stresses in railroad track – The Talbot Reports. American Railway Engineering Association (AREA), Washington, D.C., USA.

Chang, C; Adegoke, C.; Selig, E. (1980). Geotrack model for railroad track performance. Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 106, No. GT11, pp.1201-1218.

Chang, D.; Kang, Y.; Roesset, J.; Stokoe II, K. (1992). Effect of depth to bedrock on deflection basins obtained with dynaflect and falling weight deflectometer tests. Transportation Research Record 1355, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 8-16.

Charles, J. A.; Watts, K. S. (1980). The influence of confining pressure on the shear strength of compacted rockfill. Géotechnique 30, No. 4, pp. 353-367.

Chemins de Fer Fédéraux (CFF) (1997). Infrastructure et ballast. Prescriptions pour les nouvelles voies et les renouvellements. Berne, Suisse.

Chen, D. (1999). Determination of bedrock depth from falling weight deflectometer data. Transportation Research Record 1655, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 127-134.

Chen, D.; Wu, W.; He, R.; Bilyeu, J.; Arrelano, M. (1999). Evaluation of in-situ resiliente modulus testing techniques. Geotechnical Special Publication, ASCE, No. 89, pp. 1-11.

Chen, J.; Mustaque, H.; LaTorella, T. M. (1999). Use of falling weight deflectometer and dynamic cone penetrometer in pavement evaluation. Transportation Research Record 1655, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp.145-151.

Chen, L. S. (1948). An investigation of stress-strain and strength characteristics of cohesionless soils. Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, Vol. 5, pp. 35-43.

Cheung, L. W.; Dawson, A. R. (2002). Effects of particle and mix characteristics on performance of some granular materials. Transportation Research Record 1787, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 90-98.

Cimadevilla, E. L. (1996). Peospección geofísica de alta resolución mediante geo-radar. Aplicación a obras civiles. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Madrid, Espanha.

Clarke, C. W. (1957). Track loading fundamentals – Part 1, Introduction: Track wheel loading. Railway Gazette, Vol. 106, pp. 45-48.

Coleman, D. (1985). Synthesis of railroad design methods, track response models, and evaluation methods for military railroads. US Army Engineer Waterways Experiment Station, Geotechnical Laboratory, USA.

Collingwood, B. I. (1988). An investigation of the causes of railroad ballast fouling. MSc Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA.

COST 324 (1997). Long Term Performance of road pavements. Final Report of the Action. European Commission. Luxembourg.

COST 337 (2000). Unbound granular materials for road pavements. Final Report of the Action. European Commission. Luxembourg.

Davis, J.; Annan, A. (1989). Ground-penetrating radar for high-resolution mapping of soil and rock stratigraphy. Geophysical Prospecting, No. 37, pp. 531-551.

Dawson, A. R; Thom, N. H.; Paute, J.-L. (1996). Mechanical characteristics of unbound granular materials a a function of condition., Proceedings of the European Symposium Euroflex 1993, Lisbon. Flexible Pavements, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 35-44.

Dawson, A. R.; Gomes Correia, A. (1986). The effects of subgrade clay condition on the structural behaviour of road pavements. Proceedings of the European Symposium Euroflex 1993, Lisbon. Flexible Pavements, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 113-119.

Dawson, A.; Gillett, S. (1998). Assessment of on-sample instrumentation for repeated load triaxial tests. Transportation Research Record 1614, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 52-60.

De Beer, M. (1991). Use of the dynamic cone penetrometer (DCP) in the design of road structures. Geotechnics in the African Environment, A. A. Balkema, Rotterdam.

Diyaljee, V. A. (2002). Repeated load aggregate degradation. Proceedings of the Sixth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Lisbon, Portugal, pp. 1281-1293.

DiPilato, M. A.; Steinberg, E. I.; Simon, R. M. (1983). Ballast and subgrade requirements study. Railroad track substructure. Design and performance. Evaluation Practices. Federal Railroad Administration. Office of Research and Development. Washington, D.C., USA.

Donaghe, R.; Cohen, M. (1978). Strength and deformation properties of rockfill. U.S.Army Engineer W.E.S., Technical report S-78-1, Vicksburg., USA.

Duncan, J. M; Seed, R. (1986). Compaction-induced earth pressures under k0-conditions. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 1, pp. 1 - 22.

Dunn, S.; Bora, P.K. (1972). Shear strength of untreated road base aggregates measured by variable lateral pressure triaxial cell. Journal of Mechanics, Vol. 7, No. 2, 1972, pp. 131-142.

Ebersöhn, W. (1995). Substructure influence on track maintenance requirements. Ph.D. Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA.

Eerola, E.; Ylosjoki, M. (1970). The effect of particle shape on the friction angle of coarse-grained aggregates. Proceedings of the First International Congress of the International Association of Engineering Geology, Paris. Vol. 1, pp. 445-456.

Eglseer, F. (1995). Recording track and catenary geometry at 250 km/h. Railway Gazette International, August, pp. 507-509.

Feng, D. M. (1984). Railroad ballast performance evaluation. MSc Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA.

Fernández, J.; Gilaberte, M.; Corral, F. (1998). Perspectivas de desarrollo de la vía sin balasto en España. Congreso Nacional de Ingeniería Ferroviaria, Coruña, pp. 49-58.

Fleming, P. R. (2000). Small-scale dynamic devices for the measurement of elastic stiffness modulus on pavement foundations. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli: Third Volume, ASTM STP 1375, pp. 41-57.

Fleming, P. R.; Frost, M. W.; Rogers, C. D. F. (2000). A comparison of devices for measuring stiffness in-situ. Proceedings of the Fifth International Symposium on Unbound Aggregates in Road. Nottingham, pp. 193-200.

Fleming, P. R; Lambert, J.; Frost, M. W. (2002). In-situ assessment of stiffness modulus for highway foundations during construction. 9th International Conference on Asphalt Pavements, Copenhagen.

Fortunato, E.; Barros, R. (1997) . Deteriorações em aterros rodoviários. Actas do VIº Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 2, pp. 1175-1186.

Fortunato, E.; Veiga Pinto, A. (1997). Assentamentos em aterros rodoviários. Actas do VIº Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 2, pp. 1187-1198.

Fortunato, E.; Caspurro, I.; Monteiro, B. (2000). Caracterização de materiais, instrumentação e observação de aterros rodoviários no Lanço Régua/Reconcos do IP3. Actas do VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, pp. 477-488.

Fortunato, E.; Pinelo, A.; Hadjadji, T.; Lobo da Costa, J. (2000). Aspectos geotécnicos da reabilitação de infra-estruturas ferroviárias. Actas do VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, Vol. 1, pp. 489-499.

Fortunato, E.; Pinelo, A.; Mateus da Silva, J. (2001). The strengthening and up grade of railway infrastructures: Geotechnical aspects. Proceedings of XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, pp. 2069-2072.

Fortunato, E.; Mateus da Silva, J.; Pinelo, A. (2002). Caracterização de camadas de reforço de plataformas ferroviárias. Actas do VIII Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, pp. 1475-1486.

Foti, S. (2000). Multistation Methods for Geotechnical Characterization using Surface Waves. Ph.D. Thesis. Politecnico di Torino, Italy.

Fragaszy, R.; Su, W.; Siddiqi, F. (1990). Effects of oversize particles on the density of clean granular soils. Geotechnical Testing Journal, Vol. 13, No. 2, pp. 106-114.

Frossard, E. (1979). Effect of sand grain shape on interparticle friction: indirect measurements by Rowe's Stress Dilatancy Theory. Géotechnique, Vol. 29, pp. 341-350.

Fumagalli, E. (1969). Tests on cohesionless materials for rockfill dams. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, No. SM1, pp. 313-330.

Gabr, M.; Gray, C.; Taylor, H. (1995). Nuclear gage tests on soils containing various sized aggregates. Geotechnical Special Publication No. 56, ASCE, pp. 35-47.

Galjaard, P. J.; Paute, J. L.; Dawson, A. R. (1996). Comparison and performance of repeated load triaxial test equipment for unbound granular materials. Proceedings of the European Symposium Euroflex 1993, Lisbon. Flexible Pavements, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 7-22.

Gambin, M.; Gomes Correia, A.; Antão, A. (2002). Validité de la mesure du module dans le domaine des petites aux moyennes déformations par essais in-situ. PARM, Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées Paris, pp. 49-59.

Gaskin, P. N.; Raymond, G.; Powell, A. G. (1978). Response of railroad ballast to vertical vibration. Transportation Engineering Journal, ASCE, Vol. 104, No. TE1, pp. 78-87.

GDS Instruments Ltd. (GDS) (1999). The GDS Spectral Analysis of Surface Waves System. Users Handbook. Hampshire.

GDS Instruments Ltd. (GDS) (2001). The GDS Continuous Surface Waves System. Users Handbook. Hampshire.

Geophysical Survey Systems, Inc. (GSSI) (1998). RADAN for Windows. Post-processing software for subsurface interface radar.

Gestor de Infraestructuras Ferroviarias – GIF (2000). Criterios técnicos de explotación de las nuevas líneas de alta velocidad (documento en elaboración). Madrid.

Gidel, G.; Hornych, P.; Chauvin, J.-J.; Breysse, D.; Denis, A. (2001). Nouvelle approche pour l'étude des déformations permanentes des graves non traitées à l'appareil triaxial à chargements répétés. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 233, pp. 5-21.

Gleitz, T. (1996). Contribution to the mathematical determination of the stress-strain behaviour of unbound structural layers by means of triaxial tests. Proceedings of the European Symposium Euroflex 1993, Lisbon. Flexible Pavements, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 273-279.

Gomes Correia, A. (1985). Contribution à l'étude mécanique des sols soumis à des chargements cycliques. Thèse de Docteur Ingénieur. École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Gomes Correia, A. (1996). Prediction of subgrade moisture conditions for purposes of pavement design. Proceedings of the European Symposium Euroflex 1993, Lisbon. Flexible Pavements, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 99-104.

Gomes Correia, A.; Hornych, P.; Akou, Y. (1999). Review of models and modelling of unbound granular materials. Proceedings of an International Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials, Lisbon, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 3-15.

Gomes Correia, A.; Biarez, J. (1999). Stiffness properties of materials to use in pavement and rail track design. Proceedings of XII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam. A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 1245-1250.

Gomes Correia, A. (2000). Influence of compaction conditions on the resilient and permanent deformations of aggregates mixtures of granite. Compaction of soils and granular materials, Presses de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, pp. 27-39.

Gomes Correia, A.; Antão, A.; Gambin, M. (2002). L' importance de l'utilisation d'un modele de comportement non-lineaire pour l'interpretation des essais de plaque et pressiometriques. Actas do VIII Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 1, pp. 189-201.

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. ISSMGE Technical Committee 3-Geotechnics of Pavement. Athens.

Goto, S.; Tatsuoka, F.; Shibuya, S.; Kim, Y-S.; Sato, T. (1991). A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. Soils and Foundations, Vol. 31, No.1, pp. 169-180.

Gur, Y.; Shklarsky, E.; Livneh, M. (1967). Effect of Coarse-fraction flakiness on the strength of graded material. Proceedings of the Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haifa, Israel, Vol. 1, pp. 276-281.

Gurp, C. V.; Groenendijk, J.; Beuving, E. (2000). Experience with various types of foundations tests. Proceedings of the Fifth International Symposium on Unbound Aggregates in Road. Nottingham, pp. 239-245.

Hall, K.; Rao, S. (1999). Predicting subgrade moisture content for low-volume pavement design using in situ moisture content data. Transportation Research Record 1652, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 98-107.

Hay, W. (1982). Railroad engineering. John Wiley & Sons.

Haynes, J. H.; Yoder, E. J. (1963). Effects of repeated loading on gravel and crushed stone base course materials used in the AASHO road test. Highway Research Record No. 39, Highway Research Board, Washington, D.C., USA.

Heath, A. C.; Pestana, J. M.; Harvey, J. T. (2004). Normalizing behaviour of unsaturated granular pavement materials. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 130, No. 9, pp. 896-904.

Heath, D.; Shenton, M.; Sparrow, R.; Waters, J. (1972). Design of conventional rail track foundations. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Vol. 51, pp. 251-267.

Heide, W. L. (1993). Investigation into potential chemical weathering of railroad ballast. AREA, Bulletin 736, Vol. 93, pp. 229-243.

Heiler, M.; McNeil, S. (1997). Interpreting ground penetrating radar pavement data. Proceedings of the Conference on Infrastructure Condition Assessment: Art, Science, end Practice. Ed. Mitsuru Saito, ASCE, pp. 208-217.

Heisey, J. S.; Stokoe, K. H.; Meyer, A. H. (1982). Moduli of pavement systems from spectral analysis of surface waves. Transportation Research Record 852, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 22-31.

Heyns, F. J. (1997). Drainage Systems for railway tracks. MSc Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA.

Hicks, R. G. (1970). Factors influencing the resilient properties of granular materials. Ph.D. Thesis. University of California, Berkeley, USA.

Hicks, R. G.; Monismith, C. L. (1971). Factors influencing the resilient response of granular materials. Highway Research Record 345, Highway Research Board, Washington, D.C., USA, pp. 15-31.

Hirakawa, D.; Kawasaki, H.; Tatsuoka, F. (2002). Effects of cyclic loading conditions on the behaviour of railway track in the laboratory model tests. Proceedings of the Sixth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Lisbon, Portugal, pp. 1295-1305.

Hirano, M. (1979). Calculations on subsidence of track by "new theory on track deterioration". Quarterly Report of the Railway Technical Research Institute, Vol. 20, No. 2, pp. 84.

Hoff, I.; Nordal, S.; Nordal R. S. (1999). Constitutive model for unbound granular materials based on hyperelaticity. Proceedings of an International Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials, Lisbon, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 187-196.

Holtz, W. G.; Gibbs, H. J. (1956). Triaxial shear tests on previously gravely soils. Journal of soil mechanics and foundation engineering division, ASCE, Vol. 82, No. SM 1, pp.1-22.

Holubec, I.; D'Appolonia, E. (1973). Effect of particle shape on the engineering properties of granular soils. Evaluation of relative density and its role in geotechnical projects involving cohesionless soils. ASTM STP 523, pp. 304-318.

Hopman, V.; Beuving, E. (2002). Repeatability, reproducibility and accuracy of GPR measurements. Proceedings of the Sixth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Lisbon, Portugal, pp. 637-645.

Hornych, P.; Corté, J-F.; Paute, J-L. (1993). Étude des déformations permanentes sous chargements répétés de trios graves non traitées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 184, pp. 45-55.

Hornych, P.; Kazai, A.; Piau, J. M. (1998). Study of the resilient behaviour of unbound granular materials. Proceedings of the Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, pp. 1277-1287.

Huang, Y.; Lin, C.; Deng, X.; Rose, J. (1984). Kentrack: a computer program for hot-mix asphalt and conventional ballast railway trackbeds. Asphalt Institute Publication RR-84-1, USA.

Illinois Department of Transportation (IDOT) (1982). Subgrade stability manual, Policy MAT-10, Springfield., USA.

Indraratna, B.; Ionescu, D.; Christie, H. D. (1998). Shear Behavior of railway ballast based on large-scale triaxial tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 5, pp. 439-449.

Indraratna, B.; Ionescu, D. (1998). Construction potential of recycled railway ballast based on laboratory tests. Proceedings of the 3rd International Congress on Environmental Geotechnics, Lisbon, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 777-782.

Itasca (1997). FLAC3D – Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions. User's manual. Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota, USA.

Ito, H. (1985). Construction of the Shinkansen. Japanese Railway Engineering, Vol. 24, No. 4, pp. 6-8.

Jardine, R. J.; Symes, M. J.; Burland, J. B. (1984). The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. Géotechnique 34, No. 3, pp. 323-340.

Joh, Sung-Ho (1996). Advances in interpretation and analysis techniques for spectral-analysis-of-surface waves (SASW) measurements. Ph.D. Thesis. University of Texas, Austin, USA.

Joh, Sung-Ho (2002). Data interpretation and analysis for SASW measurements. Chung-Ang University, Anseong, Korea.

Jouve, P.; Elhannani, M. (1994). Application des modèles non-linéaires au calcul des chausses souples. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 190, pp. 39-55.

Kalcheff, I. V.; Hicks, R. G. (1973). A test procedure for determining the resilient properties of granular materials. Journal of Testing and Evaluation, Vol. 1, No. 6.

Karasahin, M.; Dawson, A. R. (2000). Anisotropic characteristics of granular material. Proceedings of the Fifth International Symposium on Unbound Aggregates in Road. Nottingham, pp. 139-143.

Katzenbach, R.; Fehsenfeld, A. (2003). Stability analysis of railroad embankments by using the enhanced concept of experimental statics. Proceedings of XIII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prague, pp. 725-734.

Kausel, E.; Roesset, J. M. (1981). Stiffness matrices for layered soils. Bulletin of the Seismological Society of America 71, pp. 1743-1761.

Kausel, E.; Peek, R. (1982). Dynamic loads in the interior of a layered stratum: an explicit solution. Bulletin of the Seismological Society of America 72, pp. 1459-1508.

Kerr, A. D. (1983). A method for determining the track modulus using a locomotive or car on multi-axle trucks. AREA Bulletin 692, pp. 269-286.

Kim, S.; Little, D.; Masad, E.; Lytton, R. (2004). Prediction of anisotropic resilient responses for unbound granular layer considering aggregate physical properties and moving wheel load. International Center for Aggregates Research. Proceedings of 12th Annual Symposium.

Kirkpatrick, W. M. (1965). Effects of grain size and grading on the shearing behavior of granular material. Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Vol. 1, pp. 273-276.

Kjaernsli, B.; Sande, A. (1963). Compressibility of some coarse grained materials. Norwegian Geotechnical Institute Publications, No. 66, pp. 245-251.

Klugar, K. (1978). A contribution to ballast mechanics. Railroad Track Mechanics and Technology, Pergamon Press.

Knutson, R. M. (1976). Factors influencing the repeated load behavior of railway ballast. Ph.D. Thesis. University of Illinois, USA.

Koerner, R. M. (1970). Effects of particle characteristics on soil strength. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 96, No. SM 4, pp. 1221-1234.

Kolbuszewski, J.; Frederick, M. R. (1963). The significance of particle shape and size on the mechanical behavior of granular materials. Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Wiesbaden, Germany, pp. 253-265.

Kolisoja, P. (1997). Resilient deformation characteristics of granular materials. Ph.D. Thesis. Tampere University of Technology, Finland.

Kolisoja, P.; Mäkelä, E. (2001). Instrumentation and mechanical modelling of a full-scale railway embankment. Proceedings of XVth. International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, pp. 2111-2114.

Konrad, J-M.; Lachance, D. (2000). Mechanical properties of unbound aggregates from DCP and plate load tests. Proceedings of the Fifth International Symposium on Unbound Aggregates in Road. Nottingham, pp. 225-229.

Kozak, A. J. (1992). Track and structure characterization to improve freight train performance. Association of American Railroads, Report R-820. Colorado, USA.

Lade, P. V.; Duncan, J. M. (1976) Stress-path dependent behavior of cohesionless soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT 1, pp. 51-69.

LCPC (1973). Essai à la plaque, Mode Opératoire CT-2. Dunod.

LCPC/SETRA (1992). Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide Technique. Paris.

Lee, K.; Farhoomand, I. (1967). Compressibility and crushing of granular soils in anisotropic compression. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 4, No. 1, pp. 68-86.

Lekarp, F. (1997). Permanent deformation behaviour of unbound granular materials. Licentiate Thesis. Royal Institute of Technology, Stockholm.

Lekarp, F.; Isacsson, U.; Dawson, A. (2000a). State of the art. I : Resilient response of unbound aggregates. Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp. 66-75.

Lekarp, F.; Isacsson, U.; Dawson, A. (2000b). State of the art. II: Permanent strain response of unbound aggregates. Journal of Transportation Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp. 76-83.

Leps, T. M. (1970). Review of shearing strength of rockfill. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 96, No. 6, pp.1159-1170.

Leslie, D. D. (1963). Large-scale triaxial testes on gravely soils. Proceedings of the Second Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 181-202.

Lévy, D. (1989). Conception d'un système de mesure et d'analyse de l'usure ondulatoire des rails. Revue Générale des Chemins de Fer, Mai, pp. 51-57.

Li, D. (1994). Railway track granular layer thickness design based on subgrade performance under repeated loading. Ph.D. Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA.

Li, D.; Selig, E. T. (1995). Evaluation and remediation of potential railway subgrade problems under repeated heavy axle loads. Association of American Railroads, Report R-884, Chicago, USA.

Li, D.; Selig, E. T. (1996). Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 12, pp. 1006-1013.

Li, D.; Selig, E. T. (1998a). Method for railroad track foundation design. I: Development. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 4, pp. 316-322.

Li, D.; Selig, E. T. (1998b). Method for railroad track foundation design. II: Applications. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 4, pp. 323-329.

Likos, W. J.; Lu, Ning. (2001). Automated measurement of total suction characteristics in high-suction range. Transportation Research Record 1755, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp.119-128.

Livneh, M.; Ishai, I.; Livneh, N. (1995). Effect of vertical confinement on dynamic cone penetrometer strength values in pavement and subgrade evaluations. Transportation Research Record 1473, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 1-8.

Livneh, M.; Goldberg, Y. (2001). Quality assessment during road formation and foundation construction. Transportation Research Record 1755, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 69-77.

LNEC (1974). Comportamento, sob a acção de forças repetidas, de um sistema de duas camadas construído na instalação para ensaios de pavimentos. Serviço de Geotecnia. Divisão de Estradas e Aeródromos. Lisboa.

LNEC (1994). Método sugerido para a determinação do ensaio de desgaste em meio húmido (Slake-durability test). Nota Técnica 4/94 – GEA/DG. Lisboa.

LNEC (1999). Colaboração do LNEC com a REFER no empreendimento "Modernização da Linha do Norte". Relatório 248/99 – Chefia DVC. Lisboa.

LNEC (2000a). Modernização da Linha do Norte. Estudos relativos à renovação da plataforma. Estudo analítico para o dimensionamento das camadas de reforço da plataforma ferroviária. Relatório 303/2000 – NF/DG. Lisboa.

LNEC (2000b). Acompanhamento da construção da Variante da Curva 126-127 da linha do Norte (Pk 140,429-Pk142,103). Nota Técnica 04/2000 – NF. Lisboa.

LNEC (2001). Modernização da Linha do Norte. Sub-troço 3.2 – Quintans/Ovar. Análise e parecer dos projectos de terraplenagem, tratamento da plataforma e muros de suporte. Nota Técnica 1/2001 – GEA/DG. Lisboa.

LNEC (2002). Modernização da Linha do Norte. Sub-troço 2.1 – Entroncamento / Albergaria dos Doze. Análise e parecer dos projectos de drenagens, terraplenagens, plataforma de via, estruturas de suporte e vedações. Relatório 10/2002 – NF. Lisboa.

LNEC (2004). Modernização da Linha do Norte. Apreciação do Projecto do Subtroço 1.2/1.3 - Azambuja/Vale de Santarém. Relatório 223/04 – NBOA/DG. Lisboa.

Lundien, JR. (1971). Terrain Analysis by Electromagnetic Means. Vicksburg, MS: US Army Engineer Waterways Experiment. Station., USA.

Macdonald, R.; Lund, J. (1998). A comparison of nuclear gauge and sand replacement test methods for monitoring compaction densities with two Danish unbound granular road materials. Proceedings of the Fifth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim, Norway, pp. 1459-1470.

MacNeil, D. J.; Hiller, D. M. (1999). Rail Trackbed technology. The benefits of lime treatment to stabilise track bed quality. Asia Pacific Rail, November, pp. 11.

Marachi, N. D.; Chan, C. K.; Seed, H. B. (1972). Evaluation of properties of rockfill materials. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Vol. 98, No. SM 1, pp. 95-113.

Maranha das Neves, E. (1993). Fills and embankments. General Report of Session 5. Proceedings of the International Symposium on Soils-Soft Rocks, Athens.

Maranha das Neves, E.; Veiga Pinto, A. (1977). Enrocamentos. Actualização de conhecimentos. Estudos experimentais e aplicações em barragens e vias de comunicação. Relatório, LNEC, Lisboa.

Marsal, R. J. (1965). Soil properties-shear strength and consolidation. Proceedings of 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, pp. 310-316.

Marsal, R. J. (1967). Large scale testing of rockfill materials. Journal of the soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, Volume 93, No. SM2, pp. 27-43.

Marsal, R.; Resendiz, D. (1975). Presas de terra y enrocamiento. Editorial Limusa, México.

Maser, K. R.; Scullion, T. (1992). Automated pavement subsurface profiling using radar case studies of four experimental fields. Transportation Research Record 1344, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 148-154.

Mateus da Silva, J. M. (1996). Modelação do colapso e da fluência em aterros. Tese de doutoramento. Universidade do Porto.

Matos, A. C.; Trigo, J. F.; Pinho, P. (1998). Geotecnia ferroviaria – Una experiencia reciente. Congreso Nacional de Ingeniería Ferroviaria. Coruña, pp. 115-128.

Matthews, M. C.; Hope, V. S.; Clayton, C. R. I. (1996). The use of surface waves in the determination of ground stiffness profiles. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, 119, pp. 84-95.

Milosevic, B. (1968). Détermination de l'épaisseur de la couche de ballast. Bulletin mensuel de l' Association International du Congres des Chemins de Fer. Septembre, pp. 986-991.

Ministerio de Fomento (1999). Recomendaciones para el proyecto de plataformas ferroviarias. Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes, Madrid.

Momoya, Y.; Ando, K.; Horiike, T. (2002). Performance tests and basic design on solid bed track on asphalt pavement. Proceedings of the Sixth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Lisbon, Portugal, pp. 1307-1322.

Montagné, S. (1988). Les paramètres de tracé en voie étroite. Revue Générale des Chemins de Fer, Juillet-Août, pp. 7-12.

Moreno, A. S.; Mirasol, V. C. (2000). Mejora de las zonas de transición para los ferrocarriles de alta velocidad. Ingeniería Civil, 118, pp. 49-52.

Nagafuji, T; Noguchi, T. (1978). Test on characteristics of ballasted track laid on Sail Roadfed. Quarterly Report of the Railway Technical Research Institute, Vol. 19, No. 4, pp. 174-175.

Nagel, H. (1963). Le bitume dans la construction des voies. Bulletin mensuel de l' Association International du Congrès des Chemins de Fer, Juillet, pp. 587-596.

Nazarian, S.; Stokoe, K. H (1984). In situ shear wave velocities from spectral analysis of surface waves. Proceedings of 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. 3, pp. 31-38.

Neidhart (2001). True-to-scale in situ tests determining dynamic performance of earthworks under high speed train loading. Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures. Outcome of ECT 11 of International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 213-223.

Neves, J. M. C. (2001). Contribuição para a modelação do comportamento estrutural de pavimentos rodoviários flexíveis. Tese de Doutoramento. Universidade Técnica de Lisboa.

Niekerk, A. A. van; Scheers, J. van; Galjaard, P. J. (2000). Triaxial testing of coarse grained mix granulates at scaled gradings and smaller specimen sizes. Proceedings of the Fifth International Symposium on Unbound Aggregates in Road. Nottingham, pp.153-160.

Norris, G. M. (1977). The drained shear strength of uniform quartz sand as related to particle size and natural variation in particle shape and surface roughness. Ph.D. Thesis. University of California, Berkeley, USA.

Novais Ferreira, H.; Nunes, M. C. M. (1990). Possibilidade de controlar a compactação de aterros pelo penetrómetro dinâmico ligeiro. Informação Técnica, Vias de Comunicação, ITVC 5, LNEC, Lisboa.

Nunes, M. C. M. (1991). Caracterização laboratorial de balastros e aplicação à análise estrutural da via férrea. Tese de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa.

Nunes, M. C. M.; Gomes Correia, A. (1991). Modelação em laboratório do estado de compacidade "in situ" de balastros. Actas do IV Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Vol. 1, pp. 387-396.

Nunn, M. E.; Brown, A.; Weston, D.; Nicholls, J. C. (1997). Design of long-life flexible pavements for heavy traffic. TRL Report No. 250, Berkshire, UK.

ORE (1968). Question D71. Sollicitation de la voie, du ballast et de la plateforme sous l'action des charges roulantes. Sollicitations dans la plateforme. Rapport No. 8, Utrecht.

ORE (1969). Question D71. Sollicitation de la voie, du ballast et de la plateforme sous l'action des charges roulantes. Sollicitations des traverses en béton. Rapport No. 9, Utrecht.

ORE (1970). Question D71. Sollicitation de la voie, du ballast et de la plateforme sous l'action des charges roulantes. Caractéristiques mécaniques du ballast (Essais en laboratoire et en ligne). Rapport No. 10, Fascicule 1 et 2, Utrecht.

ORE (1973). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir. Etude de l'évolution du nivellement en fonction du trafic et des paramètres d'armement. Rapport No. 2, Utrecht.

ORE (1975). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir. Etude de l'évolution de la géométrie de la voie en fonction du trafic. Rapport No. 7, Utrecht.

ORE (1979a). Question D141. Influence sur la voie de l'augmentation de 20 à 22t de la masse par essieu. Rapport No. 2, Utrecht.

ORE (1979b). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l´avenir. Fonctionnement hydraulique des structures d´assise et du sol sous l'influence des précipitations. Rapport No. 13, Utrecht.

ORE (1981a). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l´avenir. Filtration et drainage. Rapport No. 16, Utrecht.

ORE (1981b). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l´avenir. Filtration et drainage. 2ème partie. Rapport No. 21, Utrecht.

ORE (1982a). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l´avenir. Comportement des structures d´assise de la voie sous charges répétées. Rapport No. 18, Utrecht.

ORE (1982b). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l´avenir. Etude comparative du comportement de différents types de sous-couches. Rapport No. 23, Utrecht.

ORE (1983a). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir. Filtration et drainage, 3ème partie. Rapport No. 24, Utrecht.

ORE (1983b). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir. Comportement des structures d'assise de la voie sous charges répétées. (2éme phase : Essais réalisés à Vienne-Arsenal et Derby. Rapport No. 25, Utrecht.

ORE (1983c). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir. Influence sur la qualité de la voie de diverses natures de sous-couches protégeant la plateforme. Rapport No. 26, Utrecht.

ORE (1983d). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir. Comportement des structures d'assise de la voie sous charges répétées (comparaison des résultats d'essais avec les prévisions théoriques. Rapport No. 27, Utrecht.

ORE (1983e). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir. Abaques de comportement du système voie/fondation. Rapport No. 28, Utrecht.

ORE (1983f). Question D117. Adaptation optimale de la voie classique au trafic de l'avenir. Rapport de synthèse. Rapport No. 29, Utrecht.

Okrasinski, T.A.; Koerner, R. M.; Lord, A. E. Jr. (1979). Dielectric constant determination of soils at L band microwave frequencies. Geotechnical Testing Journal, No. 1, pp.134–140.

Olhoeft, G. R. (1988). Selected bibliography on ground penetrating radar. Proceedings of the Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems, pp. 462-520.

Oliveros, F. (1975). Conception d'une infrastructure de haute qualité et d'entretien minimal, même en présence de grandes vitesses et de fortes charges. Rail International, Juin, pp. 553-565.

Olowokere, D. O. (1975). Strength and deformation of railway ballast subject to triaxial loading. MSc. Thesis. Queen's University, Kingston, Canada.

Pappin, J. W. (1979). Characteristics of a granular material for pavement analysis. Ph.D. Thesis. University of Nottingham, UK.

Pappin, J. W.; Brown, S. F. (1980) Resilient stress-strain behaviour of a crushed rock. Proceedings of the International Symposium on Soils Under Cyclic and Transient Loading, Swansea, Vol. 1, pp. 169-177.

Park, C. B.; Miller, R.D.; Xia, J. (1999). Multichannel analysis of surface waves (MASW).Geophysics, 64, pp. 800-808.

Paute, J. L.; Hornych, P.; Benaben, J. P. (1994). Comportement mécanique des graves non traitées. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 190, pp. 27-38. Paris.

Pezo, R.; Picornell, M.; Nazarian, S. (1998). Evaluation of strain variation within a triaxial specimen due to end effects. Transportation Research Record 1614, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 35-42.

Pike, D. C. (1973). Shear-box tests on graded aggregates. TRRL Report LR 584, Department of the Environment, Materials Division, Highway Department, Crowthorne, Berkshire, UK.

Pinelo, A.; Fortunato, E.; Hadjadji, T. (2000). Caracterização de plataformas ferroviárias antigas visando a sua reabilitação – O caso particular da Linha do Norte. Actas do VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto, Vol. 1, pp. 489-499.

Ping, W.; Yang, Z.; Liu, C.; Dietrich, B. (2001). Measuring resilient modulus of granular materials in flexible pavements. Transportation Research Record 1778, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 81-90.

Pontbriand, G.; Cervi, G. (1996). Une voie sans ballast pour Berlin. Revue générale des chemins de fer, Mai, pp. 31-39.

Poulos, H. G.; Davis, E. H. (1974). Elastic Solutions for Soil & Rock Mechanics.

Prause, R.; Kennedy, J. (1977). Parametric study of track response. U.S. Department of Transportation, Report No. FRA/ORD-77/75. Federal Railroad Administration, Washington, D.C., USA.

Profillidis, V. A. (1986). Etude en élastoplasticité par la méthode des éléments finis du comportement de la voie ferrée et de sa fondation. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 141, pp. 13-19.

Profillidis, V. A. (1995). Railway Engineering. Ed. Avebury Technical. England.

Prud' Homme, A. (1970). La voie. Revue Générale des Chemins de Fer, Janvier, pp. 13-27.

Prud' Homme, A. (1975). Evaluation of permanent way for 300 km/h lines. Railway Gazette International, April, pp. 144-148.

Prud' Homme, A. (1976). Les problèmes que pose, pour la voie la circulation des rames a grande vitesse. Revue Générale des Chemins de Fer, Novembre, pp. 695-704.

Quibel, A. (1999). New in situ devices to evaluate bearing capacity and compaction of unbound granular materials. Proceedings of an International Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials, Lisbon, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 141-151.

Rahim, A. M.; George, K. P. (2002). Automated dynamic cone penetrometer for subgrade resilient modulus characterization. Transportation Research Record 1806, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 70-77.

Rahim, A. M.; George, K. P. (2004). Dynamic cone penetrometer to estimate subgrade resilient modulus for low volume roads design. Proceedings of ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Porto, Millpress, Rotterdam, pp. 367-371.

Raymond, G. P. (1978). Design for railroad ballast and subgrade support. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No. GT1, pp. 45-60.

Raymond, G. P. (1979). Examination of degraded aggregate cement value test. Transportation Engineering Journal, ASCE, Vol. 105, No. TE3, pp. 329-341.

Raymond, G. P.; Roney, M. D. (1978). Stresses and deformations in railway track – Volume III. Canadian Institute of Guided Ground Transport Queen's, University at Kingston, Ontario, Canada.

Raymond, G. P.; Diyaljee, V. A. (1979). Railroad ballast load ranking classification. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT10, pp.1133-1153.

Raymond, G. P.; Davies, J. R. (1978). Triaxial tests on dolomite railroad ballast. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT6, pp.737-751.

Raymond, G. P.; Williams, D. R. (1978). Repeated load triaxial tests on a dolomite ballast. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No. GT7, pp. 1013-1029.

Raymond, G. P. (1985). Research on railroad ballast specification and evaluation. Transportation Research Record 1006, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 1-8.

Raymond, G. P. (1985). Analysis of track support and determination of track modulus. Transportation Research Record 1022, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 80-90.

Raymond, G. P.; Bathurst, R. J. (1994). Repeated-load response of aggregates in relation to track quality index. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, No. 4, pp. 547-554.

REFER (2000). Diagnóstico e Qualidade da Via.. Conservação, Via e Geotecnia, Relatório Interno.

REFER (2001). VIV02 (EM120) – Veículo de inspecção de via. Descrição dos sistemas de medição. Rede Ferroviária Nacional. Conservação Via e Geotecnia, Relatório Interno.

Richart, F. E.; Hall, J. R.; Woods, R. D. (1970). Vibrations of soils and foundations. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.

Rico, A.; Orozco, J. M.; Aztegui, T. T. (1977). Crushed stone behavior as related to grading. Proceedings of Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo. Vol. 1, pp. 263-265.

Rivier, R. E. (1998). Ecotrack: a tool for track maintenance and renewal managers. COMPRAIL 98: Computer Aided Design, Manufacture and Operation in the Railway and other Advances Mass Transit System. Lisbon.

Rix, G. J. (1988) "Experimental study of factors affecting the Spectral-Analysis-of-Surface-Waves method", Ph.D. Dissertation, University of Texas. Austin., USA.

Robertson, P. K.; Campanella, R. G. (1983). Interpretation of cone penetration tests: Parts 1 and 2. Canadian Geotechnical Journal Vol. 20, No. 4, pp. 718-745.

Rodrigues, L.; Oliveira, M.; Coelho, M. J. (1991). Radar de penetração. Aplicação em Geotecnia. Actas do IV Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa. Vol. 3, pág. 311-323.

Roenfeld, M. A. (1980). A study of mechanical degradation of a coarse aggregate subject to repeated loading. MSc Thesis. University of Missouri, Rolla, USA.

Roner, C. J. (1985). Some effects of shape, gradation and size on the performance of railroad ballast. MSc Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA.

Rose, J. G.; Lin, C.; Drnevich, V., P. (1984). Hot mix asphalt for railroad trackbeds. Construction, performance and overview. Asphalt Paving Technology. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, Arizona, Vol. 53, pp 19-50..

Rowe, P. W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proceedings of the. Royal Society, London, A269, 500-527.

Saarenketo, T. (1995). The use of dielectric and electrical conductivity measurement and Ground Penetrating Radar for frost susceptibility evaluations of subgrade soils. Proceedings of the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems. Orlando, Florida. pp. 73-85.

Saarenketo, T.; Sculion, T. (1996). Laboratory and GPR tests to evaluate electrical and mechanical properties of Texas and Finnish base course aggregates. Proceedings of the Sixth International Conference on Ground Penetrating Radar, Sendai, Japan, pp. 477-482.

Sanguino, M.; Requejo, P.; Urroz, E. (1998). Cálculo de plataformas ferroviarias mediante el empleo de modelos matemáticos avanzados. Congreso Nacional de Ingeniería Ferroviaria. Coruña, pp. 161-171.

Sato, Y. (1978). A proposal of new theory on track deterioration. Quarterly Report of the Railway Technical Research Institute, Vol. 19, No. 1, pp. 34-35.

Sattler, P.; Fredlund, D. (1988). The development of bearing capacity design charts for track systems. University of Saskatchewan. Canada.

Sauvage, R.; Richez, G. (1978). Les couches d'assise de la voie ferrée. Revue Générale des Chemins de Fer, Décembre, pp. 773-796.

Sauvage, R.; Larible, G. (1982). La modélisation par "éléments finis" des couches d'assise de la voie ferrée. Revue Générale des Chemins de Fer, Septembre, pp. 475-483.

Sauvage, G.; Pascal, J. (1990). Nouvelle méthode de calcul des efforts dynamiques entre les roues et les rails. Révue générale des chemins de fer. Septembre, pp. 7-14.

Sayao, A. S. F.; Vaid, Y. P. (1989). Deformations due to principal stress rotation. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Vol. 1, pp. 107-110.

Sawangsuriya, A. (2001). Evaluation of the soil stiffness gauge. MSc. Thesis. University of Wisconsin, Madison, USA.

Scholey, G. K.; Frost, J. D.; Lo Presti, D. C. F.; Jamiolkowski, M. (1995). A review of instrumentation for measuring small strains during triaxial testing of soil specimens. Geotechnical Testing Journal, Vol. 18, No. 2. pp. 137-156.

Selig, E. T.; Yoo, T. S.; Panuccio, C. M. (1982a). Mechanics of ballast compaction Volume 1: Technical review of ballast compaction and related topics. U.S. Department of Transportation. Federal Railroad Administration, Washington, DC., USA.

Selig, E. T.; Yoo, T. S.; Panuccio, C. M. (1982b). Mechanics of ballast compaction Volume 2: Field methods for ballast physical state measurement. U.S. Department of Transportation. Federal Railroad Administration, Washington, DC., USA.

Selig, E. T.; Panuccio, C. M.; Yoo, T. S. (1982c). Mechanics of ballast compaction. Volume 5: Summary report. U.S. Department of Transportation. Federal Railroad Administration, Washington, DC., USA.

Selig, E. T.; Roner, C. J. (1987). Effects of particle characteristics on behavior of granular material. Transportation Research Record 1131, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 1-6.

Selig, E. T.; Boucher, D. L. (1990). Abrasion tests for railroad ballast. Geotechnical Testing Journal, Vol. 13, No. 4, pp. 301-311.

Selig, E. T.; DelloRusso, V. (1991). Sources and causes of ballast fouling. AREA, Bulletin 731, Vol. 92, pp. 145-157.

Selig, E. T.; Byrne, B. J. (1993). Evaluation of the use of geotextiles in track. Association of American Railroads, Report No. R-842, Chicago, USA.

Selig, E. T.; Waters, J. M. (1994). Track Geotechnology and Substructure Management, Thomas Telford Services Ltd., London

Semrau, A. (1985). Réflexions sur le trafic ferroviaire mixte, grande vitesse et Lourdes charges, du point de vue de la superstructure. Revue Générale des Chemins de Fer, Septembre, pp. 444-454.

Serviços Geológicos de Portugal (SGP). (1992). Carta Geológica de Portugal na escala 1:500000. Lisboa.

Seyhan, U.; Tutumluer, E. (2002). Anisotropic modular ratios as unbound aggregate performance indicators. Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 14, No. 5, pp. 409-416.

Shenton, M. J. (1978). Deformation of railroad ballast under repeated load conditions. Railroad Track Mechanics and Technology, New York, Pergamon Press.

Siekmeier, J. A.; Young, D.; Beberg, D. (1999). Comparison of the dynamic cone penetrometer with other tests during subgrade base characterization in Minnesota. Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli: Third Volume, ASTM STP 1375, pp. 175-188.

Sihvola, H. (1989). Self-consistency aspects of dielectric mixing theories. IEEE. Transactions on Geosciences. Remote Sensing, Vol. GE-27, pp. 403-415.

Siller, T. J. (1980). Properties of railroad ballast and subballast for track performance prediction. MSc Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA.

Simon, R. M.; DiPilato, M. A. (1983). Ballast and subgrade requirements study. Summary and assessment report. Federal Railroad Administration. Office of research and development. Washington, DC., USA.

Stewart, H. E. (1982). The prediction of track performance under dynamic traffic loading. Ph.D. Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA.

Stewart, H. E.; Selig E. T. (1983). Predicted and measured resilient response of track. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT11, pp. 1423-1442.

Stewart, H. E.; Selig E. T.; Norman-Gregory, G. M. (1985). Transportation Research Record 1022, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 59-64.

Stokoe, K. H.; Allen, J. J.; Bueno, J. L.; Kalinski, M. E.; Meyers, M. L. (1999). In-situ stiffness and density measurements of thick-lift unbound aggregate bases. Proceedings of an International Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials, Lisbon, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 85-96.

Stokoe, K. H.; Joh, S-H.; Woods, R. D. (2004). Some contributions of in situ geophysical measurements to solving geotechnical engineering problems. Proceedings of ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization, Porto, Millpress, Rotterdam, pp. 97-132.

Sugiyama, T. (1979). Survey and Analysis on growth of track irregularity. Quarterly Report of the Railway Technical Research Institute, Vol. 20, No. 3, 138-129.

Sunaga, M.; Enomoto, H. (1994). Density measurement of railroad ballast by using γ-ray. Quarterly Report of the Railway Technical Research Institute, Vol. 35, No. 1, pp.32-38.

Sunaga, M. (2001). Characteristics of embankment vibrations due to high-speed train loading and some aspects of the design standard for high-speed links in Japan. Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures. Outcome of ECT 11 of International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 203-211.

Sussmann, T. R. (1999). Application of ground penetrating radar to railway track substructure maintenance management. Ph.D. Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA.

Sussmann, T.; Heyns, F.; Selig, E. (1999). Characterization of track substructure performance. Recent advances in the characterization of transportation geo-materials. Geotechnical Special Publication, ASCE, No.. 89, pp. 37-48.

Suzuki, S. (1987). Application of long rails in Japan. Japanese Railway Engineering, No. 104, December, pp. 12-15.

Tarabji, S.; Thompson, M. (1976). Finite element analysis of a railway track support system, User's Manual, Report No. FRA-OR & D-76-257. U.S. Department of Transportation., USA.

Tatsuoka, F.; Sato, T.; Park, C.-S., Kim, Y.-S.; Mukabi, J. N.; Kohata, Y. (1994). Measurements of elastic properties of geomaterials in laboratory compression tests. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 17, No. 1, pp. 80-94.

Tatsuoka, F.; Ishihara, M.; Uchimura, T.; Gomes Correia, A. (1999a). Non-linear resilient behaviour of unbound granular materials predicted by the cross-anisotropic hypo-quasi-elasticity model. Proceedings of an International Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials, Lisbon, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 197-204.

Tatsuoka, F.; Modoni, G.; Flora, A.; Jiang, G. L.; Anh Dan, L. Q.; Matsushita, M.; Koseki, J. (1999b). Stress-strain behaviour at small strains of unbound granular materials and its laboratory tests. Proceedings of an International Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials, Lisbon, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 17-61.

Theroux, B.; Labuz, J.; Dai, S. (2001). Field installation of an earth pressure cell. Transportation Research Record 1772, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 12-19.

Thom, N. H.; Brown, S. F. (1987). The effect of moisture on the structural performance of a crushed limestone road base. Transportation Research Record 1121, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 50-56.

Thom, N. H.; Brown, S. F. (1988). The effect of grading and density on the mechanical properties of a crushed dolomitic limestone. Proceedings of the Australian Road Research Board, Vol. 14, No. 7, pp. 94-100.

Thom, N. H. (1988). Design of road foundations. Ph.D. Thesis. University of Nottingham, UK.

Thom, N. H.; Dawson, A. R. (1996). The permanent deformation of a granular material modelled using hollow cylinder testing. Proceedings of the European Symposium Euroflex 1993, Lisbon. Flexible Pavements, A. A. Balkema, Rotterdam, pp.7-22.

Thom, N. H.; Fleming, P. R. (2002). Experimental and theoretical comparison of dynamic plate testing methods. Proceedings of the Sixth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Lisbon, Portugal, pp. 731-740.

Thomas, C. (1991). 10 ans de progrès. L'infrastructure, la voie. Revue Générale des Chemins de Fer, Octobre, pp. 51-56.

Tian, P.; Zaman, M. M.; Lagaros, J. G. (1998). Gradation and moisture effects on resilient moduli of aggregate bases. Transportation Research Record 1619, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 75-84.

Tokimatsu, K.; Kuwayama, S.; Tamura, S.; Miyadera, Y. (1991) Vs Determination from Steady State Rayleigh Wave Method, Soils and Foundations, 31, 2, 153-163.

Trevizo, M. C. (1991). Fast/hal ballast and subgrade experiments. Association of American Railroads, Report No. R-788, Colorado, USA.

Tung, K. W. (1989). An investigation of the causes of railroad ballast fouling. MSc Thesis. University of Massachusetts, Amherst, USA.

Tutumluer, E.; Garg, N.; Thompson, M. R. (1998). Granular material radial deformation measurements with a circumferential extensometer in repeated load triaxial testing. Transportation Research Record 1614, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 61-69.

Tutumluer, E.; Seyhan, U. (1999). Stress path loading effects on granular material resilient response. Proceedings of an International Workshop on Modelling and Advanced Testing for Unbound Granular Materials, Lisbon, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 109-121.

Tutumluer, E.; Seyhan, U. (2000). Effects of fines content on the anisotropic response and characterisation of unbound aggregates bases. Proceedings of the Fifth International Symposium on Unbound Aggregates in Road, Nottingham, pp.153-160.

Tutumluer, E.; Little, D. N.; Kim, S. (2003). Validated model for predicting field performance of aggregate base courses. Transportation Research Record 1837, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 41-49.

UIC (1989). Classification des voies des lignes au point de vue de la maintenance de la voie. Code UIC 714R, 3émé édition.

UIC (1994). Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires. Code UIC 719R, 2émé édition.

UIC (2001). Essais et homologation de véhicules ferroviaires du point de vue du comportement dynamique - Sécurité - Fatigue de la voie - Qualité de marche. Code UIC 518R, 2émé édition.

Ulriksen, C. P. F. (1982). Application of Impulse Radar to Civil Engineering. Ph.D. Thesis. Lund University of Technology, Sweden.

Uzan, J. (1985). Characterisation of granular material. Transportation Research Record 1022, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 52-59.

Uzarski, D. R.; Mahoney, J. K. (1997). Railroad track condition assessment trough the RAILER Engineered Management System. Proceedings of Conference on Infrastructure Conditions Assessment, ASCE, pp. 375-384.

Vallerga, B. A.; Seed, H. B.; Monismith, C. L.; Cooper, R. S. (1956). Effect of shape, size and surface roughness of aggregate particles on the strength of granular materials. ASTM STP 212, pp.63-76.

Veiga Pinto, A. (1983). Previsão do comportamento estrutural de barragens de enrocamento. Tese de Especialista para Investigador Auxiliar. LNEC, Lisboa.

Veiga Pinto, A.; Gomes Correia, A. (1986). Análise teórica do comportamento em solos de células de tensão total. Actas do 1º Encontro Nacional de Análise Experimental de Tensões, Lisboa, pp. 57-71.

Veiga Pinto, A.; Fortunato, E. (1999). The use of soil-rockfill mixtures in the construction of road fills". Proceedings of XII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam. A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 205-210.

Vesic, A. S.; Clough, G.W. (1968). Behaviour of granular materials under high stresses. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 94, No. SM3, 661-688.

Viana da Fonseca, A. (1996). Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas. Tese de Doutoramento. Universidade do Porto.

Vuong, B. T. (1997). Progress Report – A summary report on inter-laboratory precision study of resilient modulus and permanent strain testing. Austroads Pavement Research Group Document No. APRG 97/01 (MA), February.

Werkmeister, S.; Numrich, R.; Wellner, F. (2000). Resilient and permanent deformation behaviour of unbound granular materials. Proceedings of the Fifth International Symposium on Unbound Aggregates in Road, Nottingham, pp. 171-180.

Werkmeister, S.; Dawson, A.; Wellner, F. (2001). Permanent deformation behaviour of granular materials and the shakedown concept. Transportation Research Record 1757, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 75-81.

Werkmeister, S.; Numrich, R.; Wellner, F. (2002). The development of a permanent deformation design model for unbound granular materials with the shakedown-concept. Proceedings of the Sixth International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, Lisbon, Portugal, pp. 1081-1096.

Werkmeister, S.; Numrich, R.; Dawson, A.; Wellner, F. (2003). Design of granular pavement layers considering climatic conditions. Transportation Research Record 1837, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., USA, pp. 61-70.

Williams, P.; Pérez, M. (1998). Cálculo de plataformas ferroviarias mediante elementos finitos. Congreso Nacional de Ingeniería Ferroviaria. Coruña, pp. 149-160.

Woldringh, R. F.; New, B. M. (1999). Embankment design for high speed on soft soils. Proceedings of XII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam. A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 1703-1712.

Woldringh, R. F. (2001). Notes on specifications for railway embankments in high-speed lines. Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures. Outcome of ECT 11 of International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 263-269.

Wong, R. K. S.; Duncan, J. M. (1974). Hyperbolic stress-strain parameters for nonlinear finite element analysis of stresses and movements in soil masses. Report No. TE-74-3. University of California, Berkeley, USA.

Wong, R. K. S.; Arthur, J. R. F. (1986). Sand shear by stresses with cyclic variations in direction. Géotechnique, Vol. 36, No. 2, pp. 215-226.

Wright, S. B. (1983). Damage caused to ballast by mechanical maintenance techniques. Technical Memorandum, British Rail Research, UK.

Yoder, E, J.; Witczak, M. W. (1975). Principles of Pavement Design, 2nd Edition, John Wiley and Sons, Inc.

Yoo, T. S.; Chen, H. M.; Selig, E. T. (1978). Railroad ballast density measurement. Geotechnical Testing Journal, Vol. 1, pp. 41-54.

Zoeteman A.; Esveld, C. (1999). Evaluating track structures: life cycle cost analysis as a structured approach. World Congress on Railway Research, Tokyo.

Normas e especificações

AASHTO M 145 (1995). Classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes. Standard Specifications for Transportation Material and Methods of Sampling and Testing.

ASTM D 1586 (1964). Standard test method for penetration test and split-barrel sampling of soils.

ASTM D 2487 (1985). Standard classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System).

ASTM D 6758 (2002). Standard test method for measuring stiffness and apparent modulus of soil and soil-aggregate in-place by an electro-mechanical method.

CEN (1997). Eurocode 7:Geotechnical Design-Part 3.

CEN (2000). Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures. Draft, prEN 13286-7, Brussels, Belgium.

DIN 18134 (1976). Baugrund, Untersuchung von Böden – Plattendruckversuch

LCPC (1973). Essai à la plaque. Mode opératoire CT-2.

LNEC E 197 (1967). Solos. Ensaio de compactação. Especificação LNEC, Lisboa.

LNEC E 199 (1967). Solos. Ensaio de equivalente de areia. Especificação LNEC, Lisboa.

LNEC E 204 (1967). Solos. Determinação da baridade seca "in situ" pelo método da garrafa de areia. Especificação LNEC, Lisboa.

LNEC E 233 (1970). Agregados. Análise granulométrica. Especificação LNEC, Lisboa.

LNEC E 235 (1970). Agregados. Determinação da quantidade de material que passa no peneiro de 0,074 mm (No. 200 ASTM). Especificação LNEC, Lisboa.

LNEC E 237 (1970). Ensaio de desgaste pela máquina de Los Angeles. Especificação LNEC, Lisboa.

LNEC E 239 (1971). Solos. Análise granulométrica por peneiração húmida. Especificação LNEC, Lisboa.

NF P 11-300 (1992). Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructure routière. AFNOR.

NF P 94-068 (1993). Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse. Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai a la tache AFNOR.

NF P 98-235-1 (1995). Essais relatifs aux chaussées - Matériaux non traités - Partie 1: Essai triaxial à chargements répétés. AFNOR.

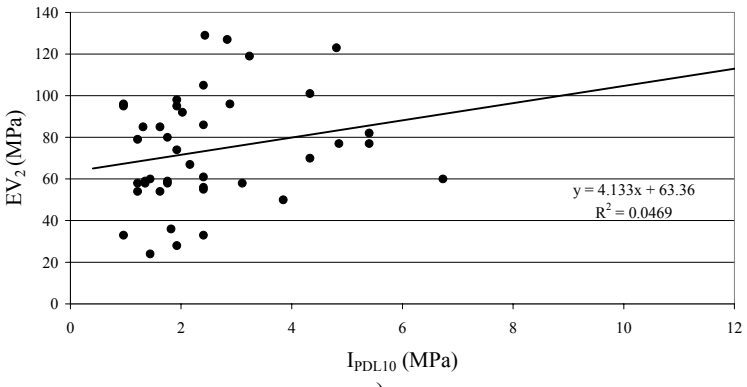
NP-84 (1965). Solos. Determinação do teor em água. Norma Portuguesa. Instituto Português da Qualidade.

NP-143 (1969). Solos. Determinação dos limites de consistência. Instituto Português de Qualidade.

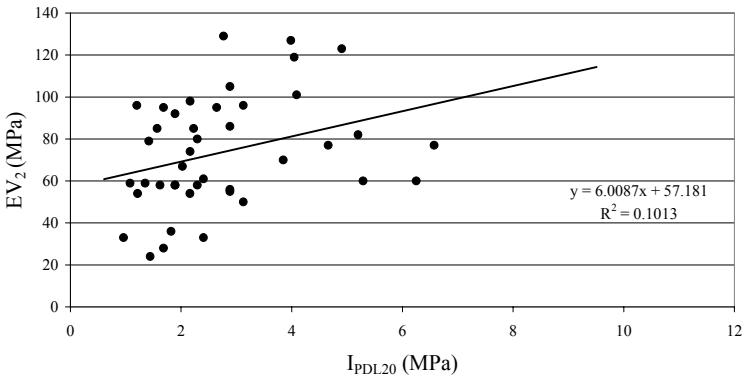
NP-581 (1969). Inertes para argamassas e betões. Determinação das massas volúmicas e da absorção de água de britas e godos. Norma Portuguesa. Instituto Português de Qualidade.

NP-954 (1973). Inertes para argamassas e betões. Determinação das massas volúmicas e da absorção de água de areias. Norma Portuguesa. Instituto Português de Qualidade.

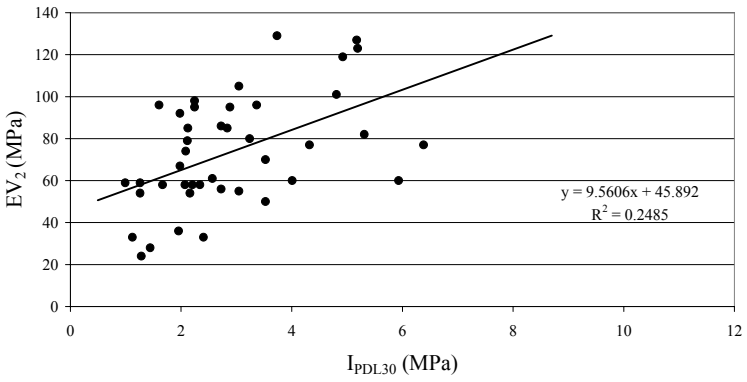
ANEXO I



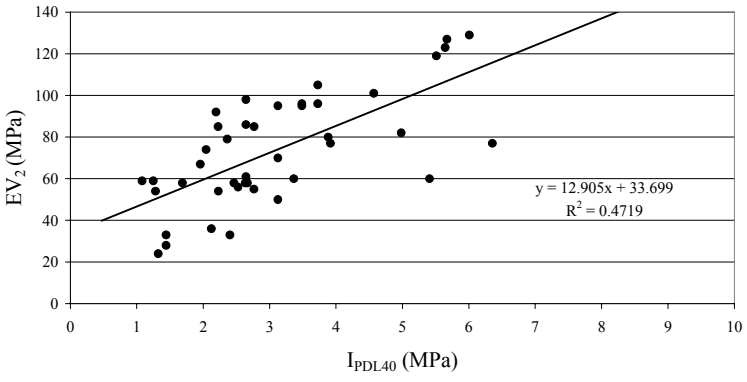
a)



b)

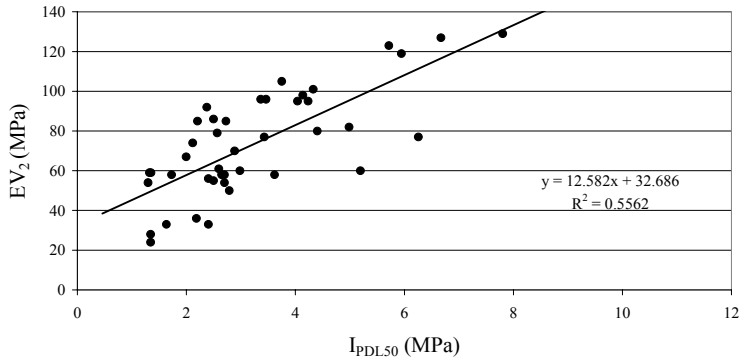


c)

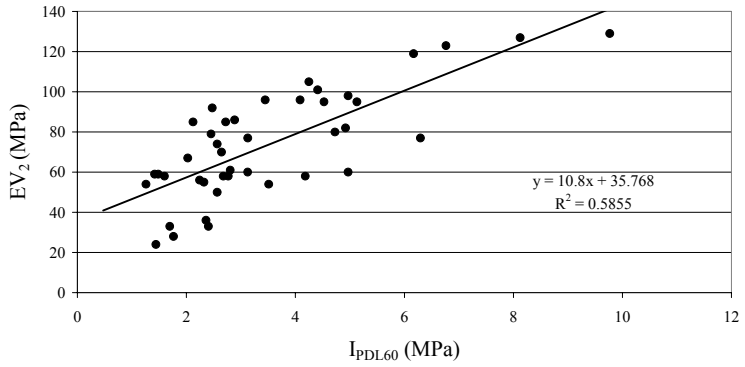


d)

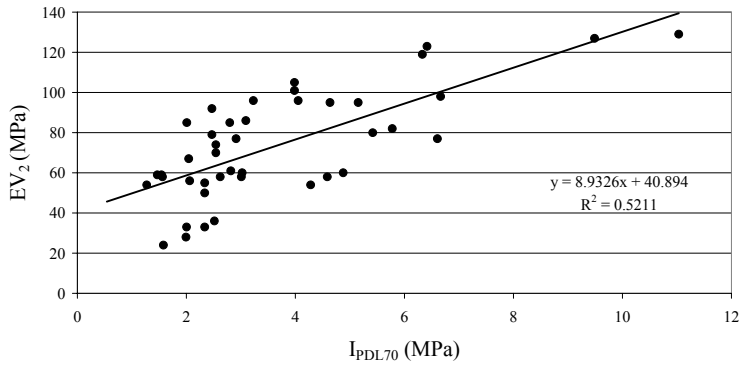
Figura I.1 – Relação entre o índice I_{PDL} e o módulo EV_2: I_{PDL10}, I_{PDL20}, I_{PDL30}, I_{PDL40}.



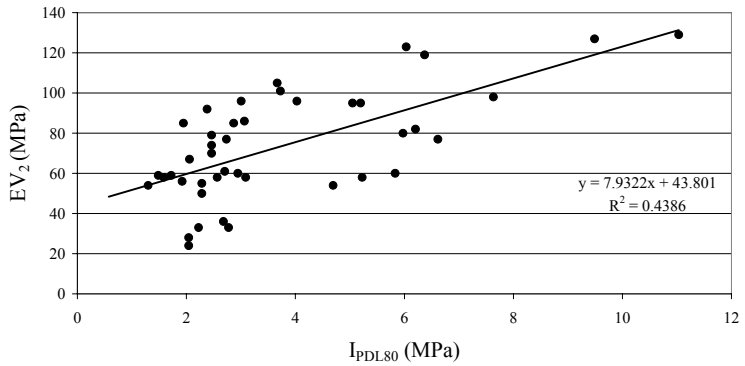
a)



b)

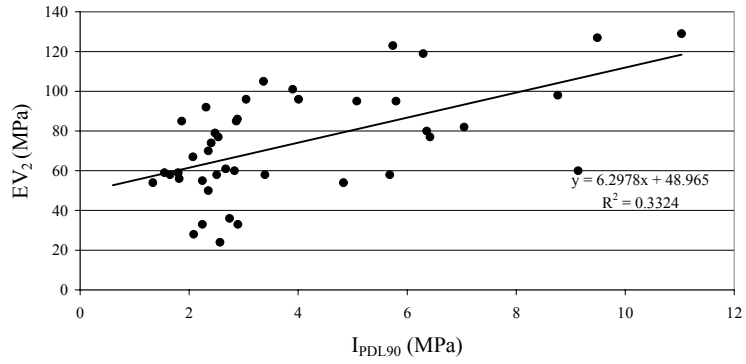


c)

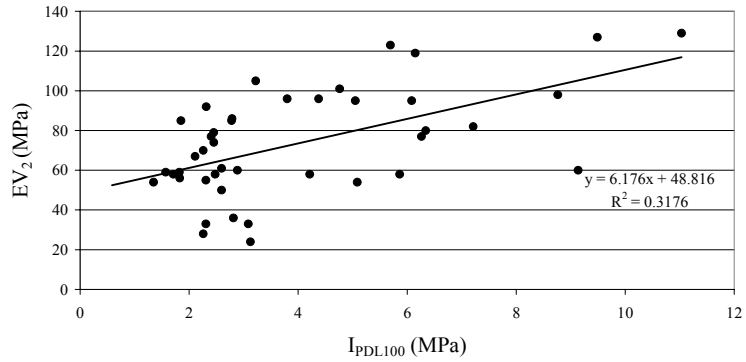


d)

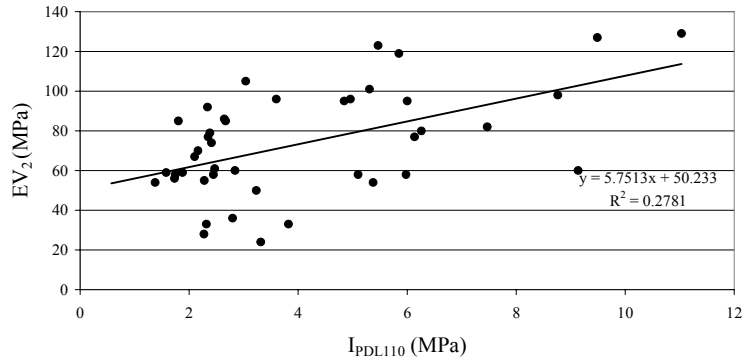
Figura I.2 – Relação entre o índice I_{PDL} e o módulo EV_2: I_{PDL50}, I_{PDL60}, I_{PDL70}, I_{PDL80}.



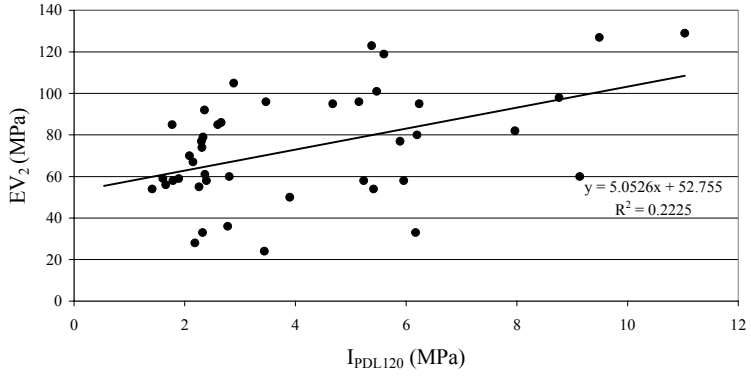
a)



b)



c)



d)

Figura I.3 – Relação entre o índice I_{PDL} e o módulo EV_2: I_{PDL90}, I_{PDL100}, I_{PDL110}, I_{PDL120}.

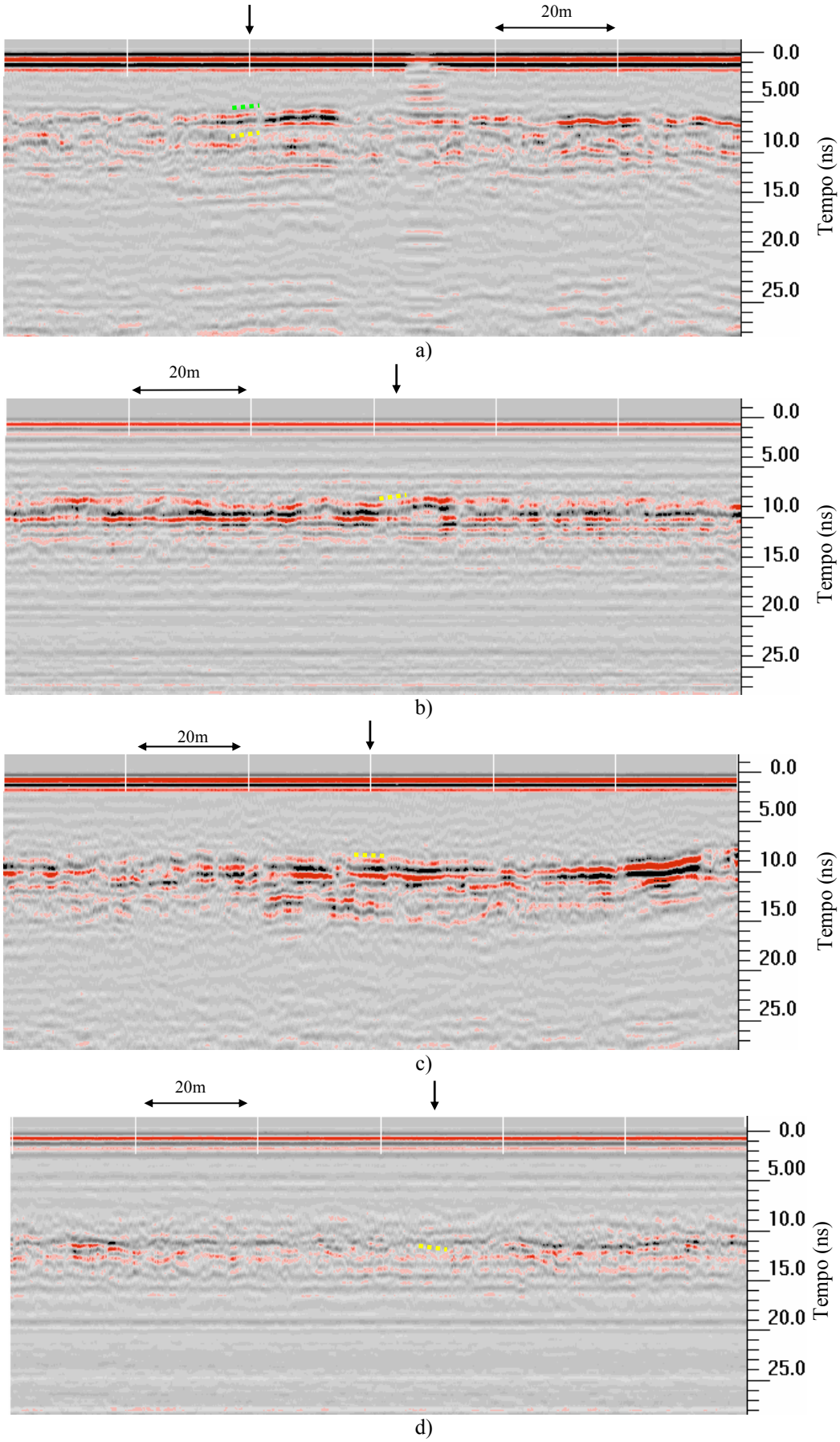


Figura I.4 – Perfis de radar: a) km113,160 (VD); b) km122,285 (VD); c) km122,900 (VD); d) km125,930 (VA).

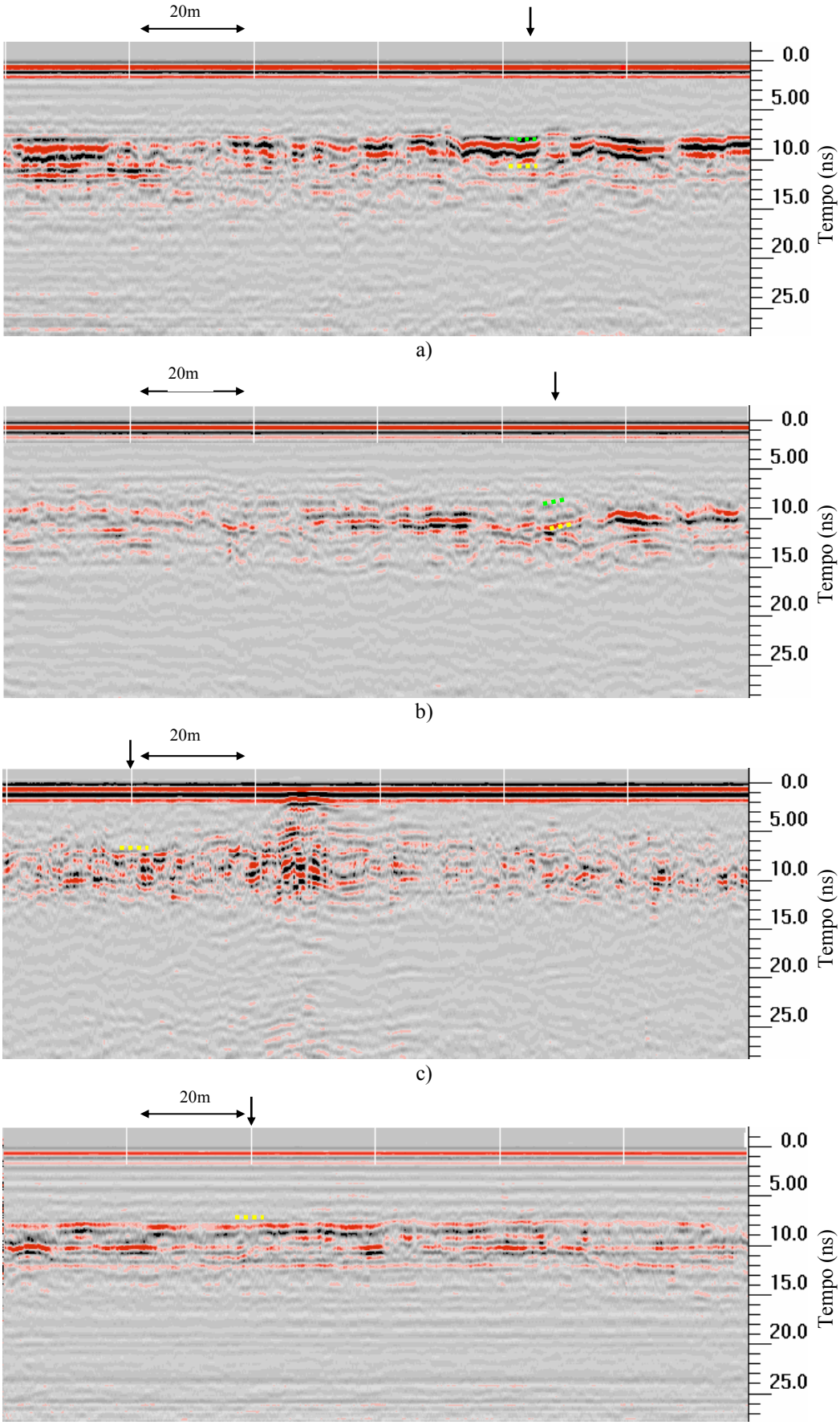


Figura I.5 – Perfis de radar: a) km125,930 (VD); b) km126,450 (VA); c) km127,040 (VA); d) km127,040 (VD).

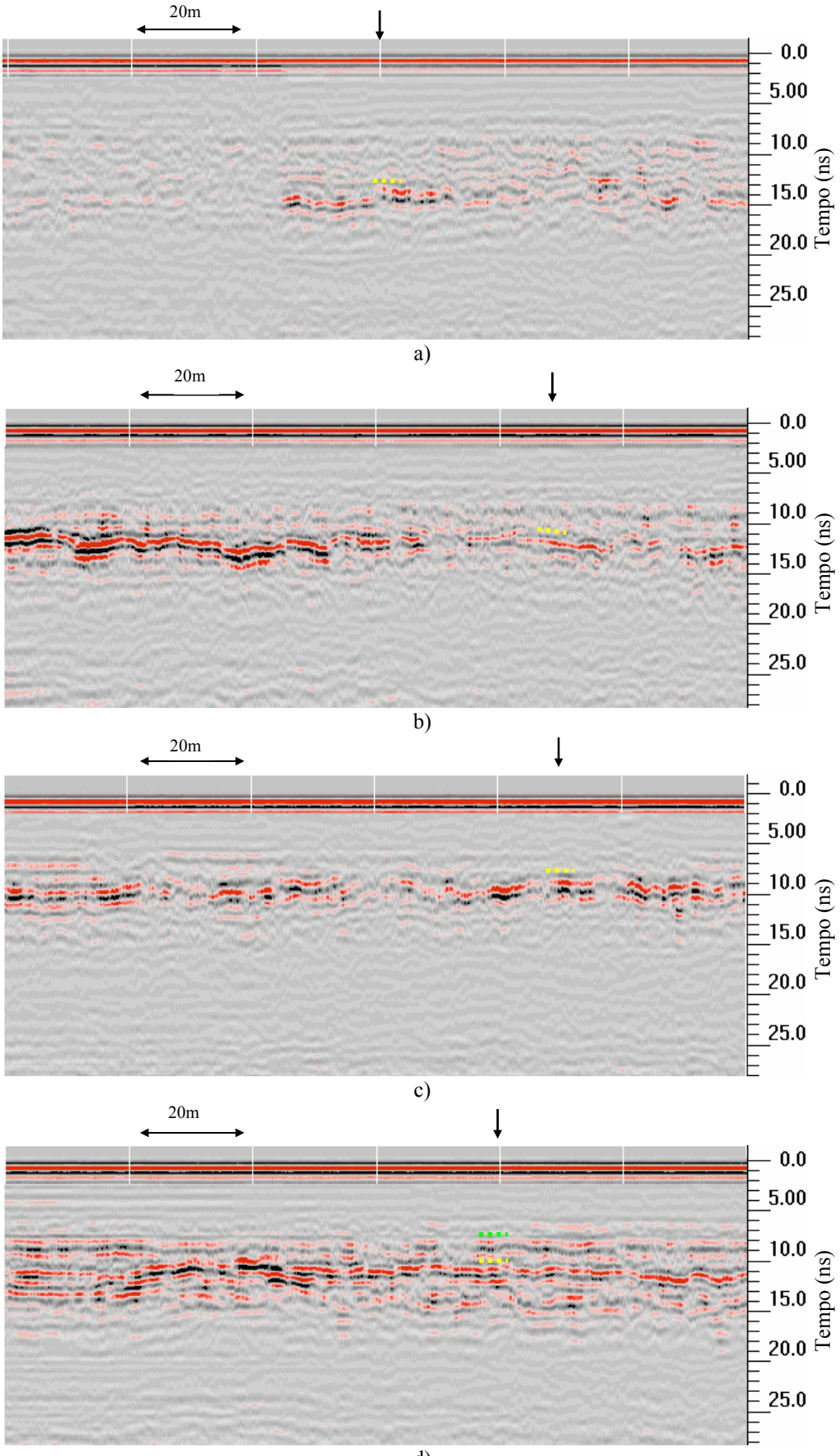


Figura I.6 – Perfis de radar: a) km133,600 (VA); b) km134,250 (VA); c) km134,975 (VD); d) km137,200 (VA).

ANEXO II

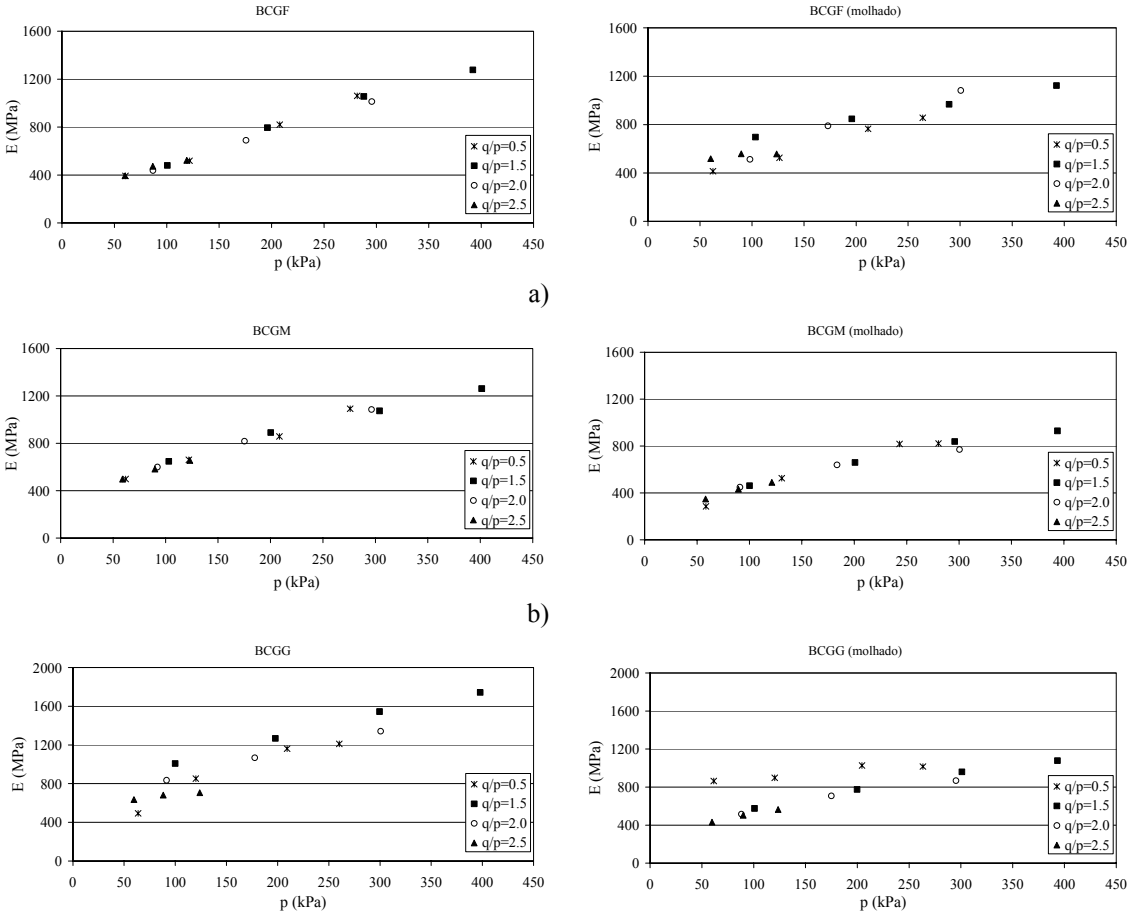
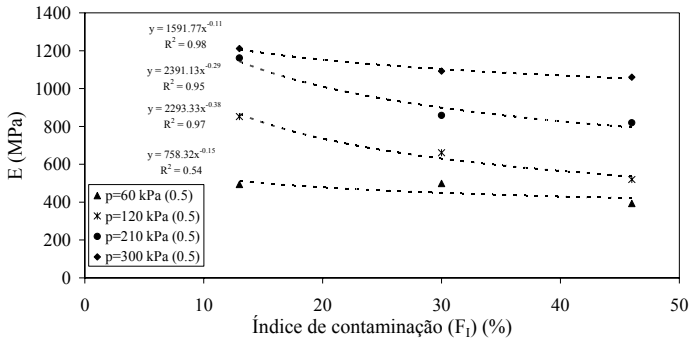
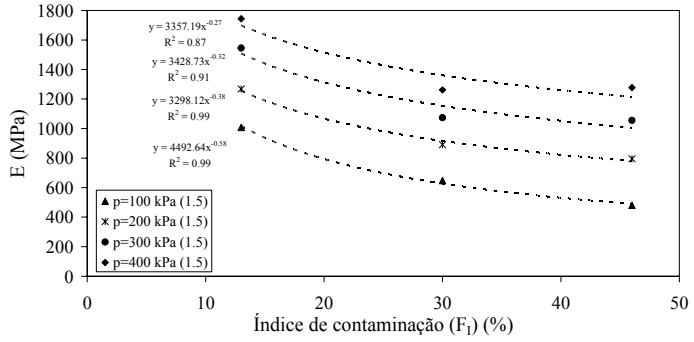


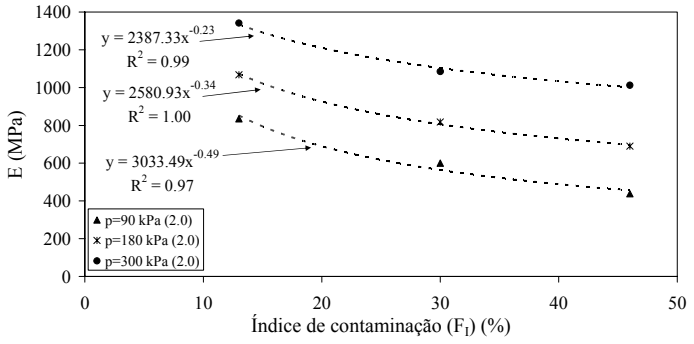
Figura II.1 – Módulo de deformabilidade do balastro contaminado calculado com base na teoria da elasticidade: a) granulometria fina; b) granulometria média; c) granulometria grossa.



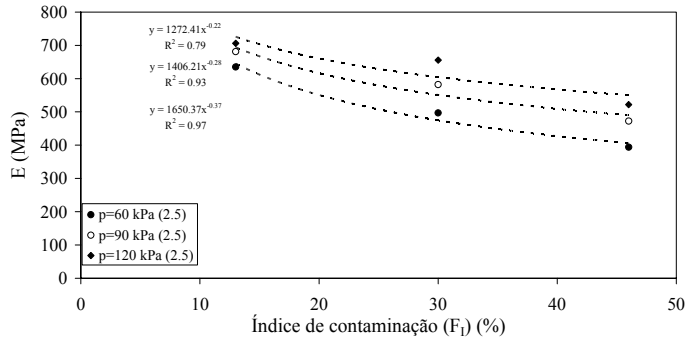
a)



b)



c)



d)

Figura II.2 – Variação do módulo de deformabilidade com o índice de contaminação: a) q/p=0,5; b) q/p=1,5; c) q/p=2,0; d) q/p=2,5.

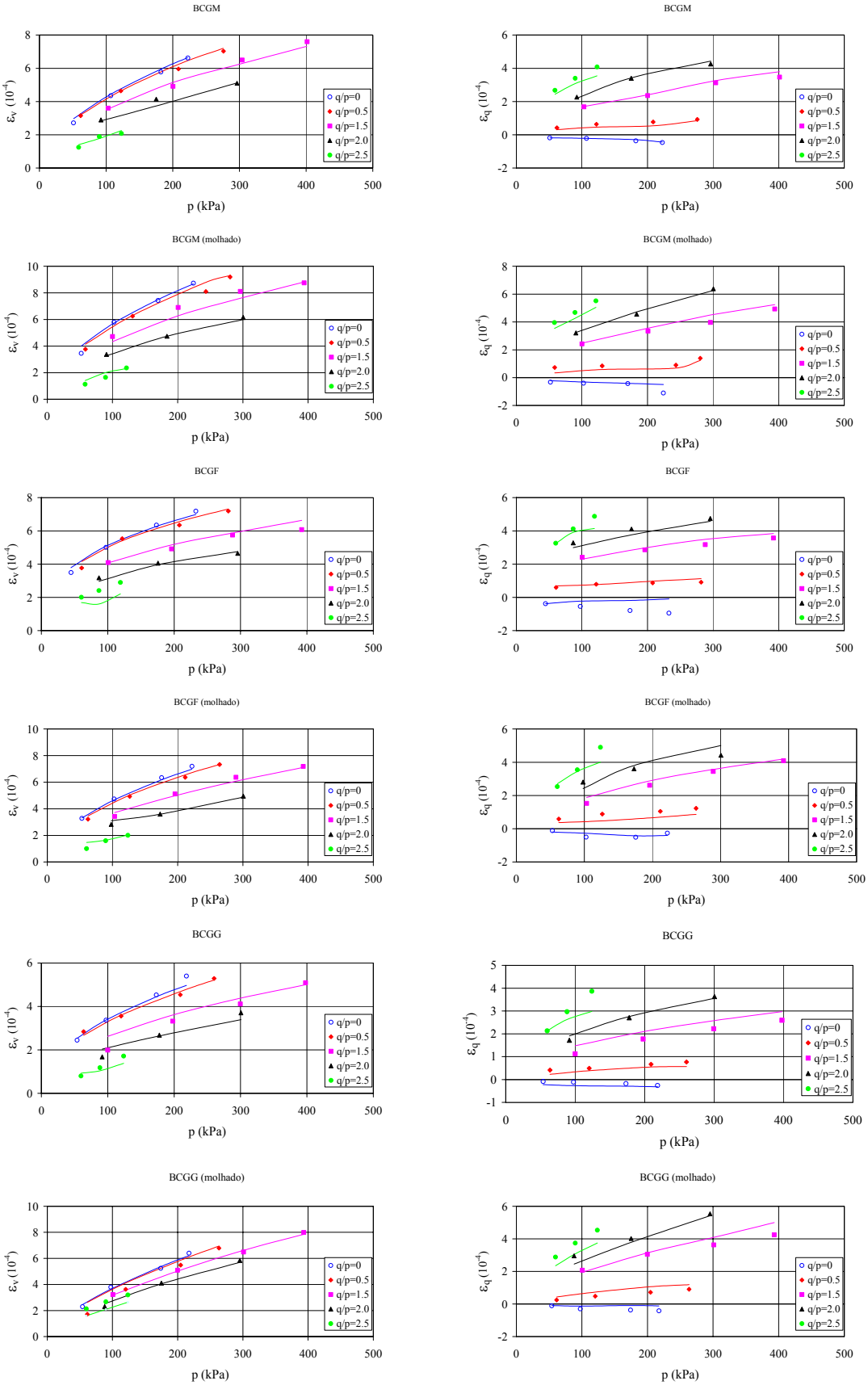


Figura II.3 – Extensões volumétricas e distorcionais para o balastro contaminado. Valores obtidos nos ensaios e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia.

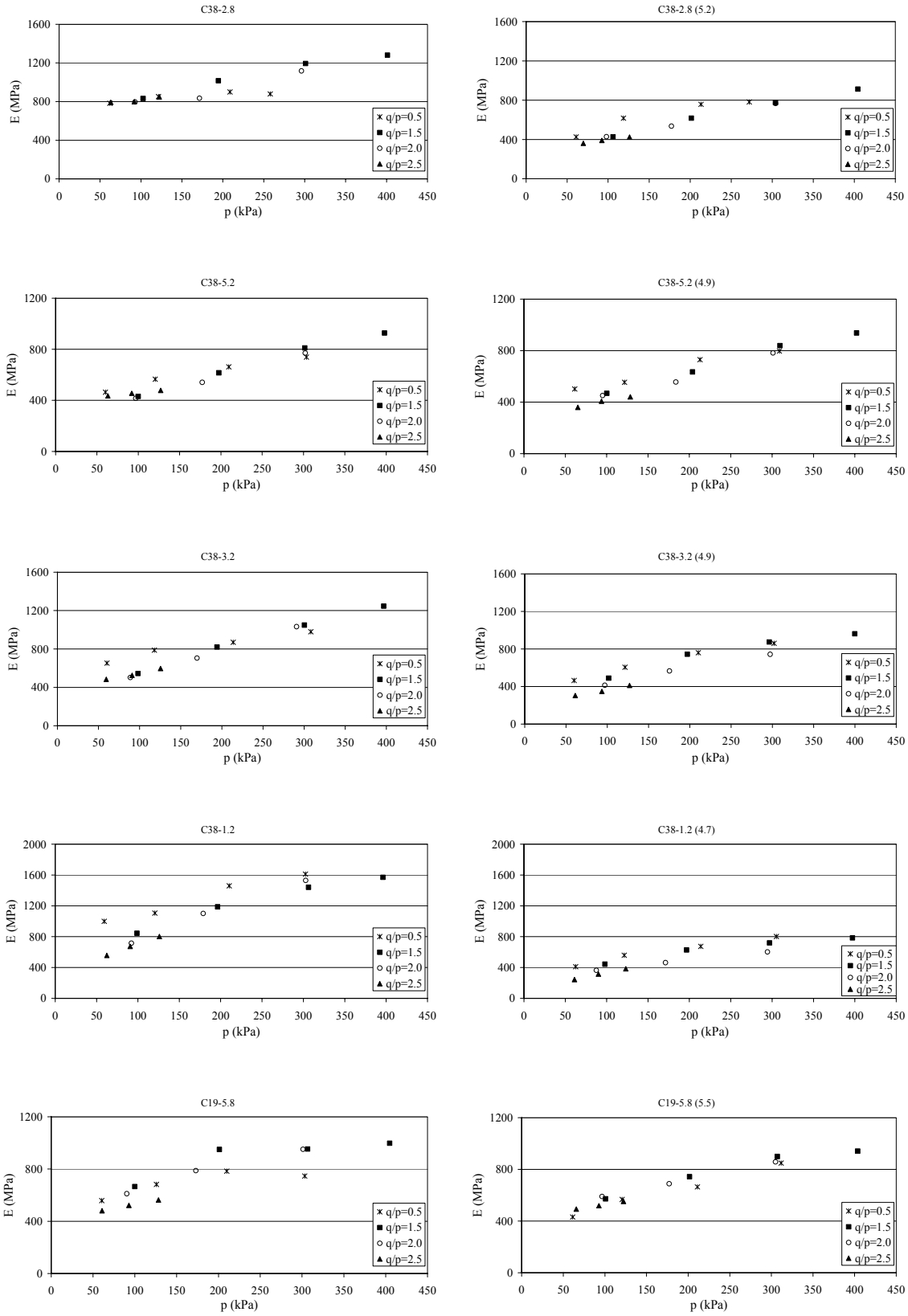


Figura II.4 – Valores do módulo de deformabilidade obtidos nos provetes de agregado calcário.

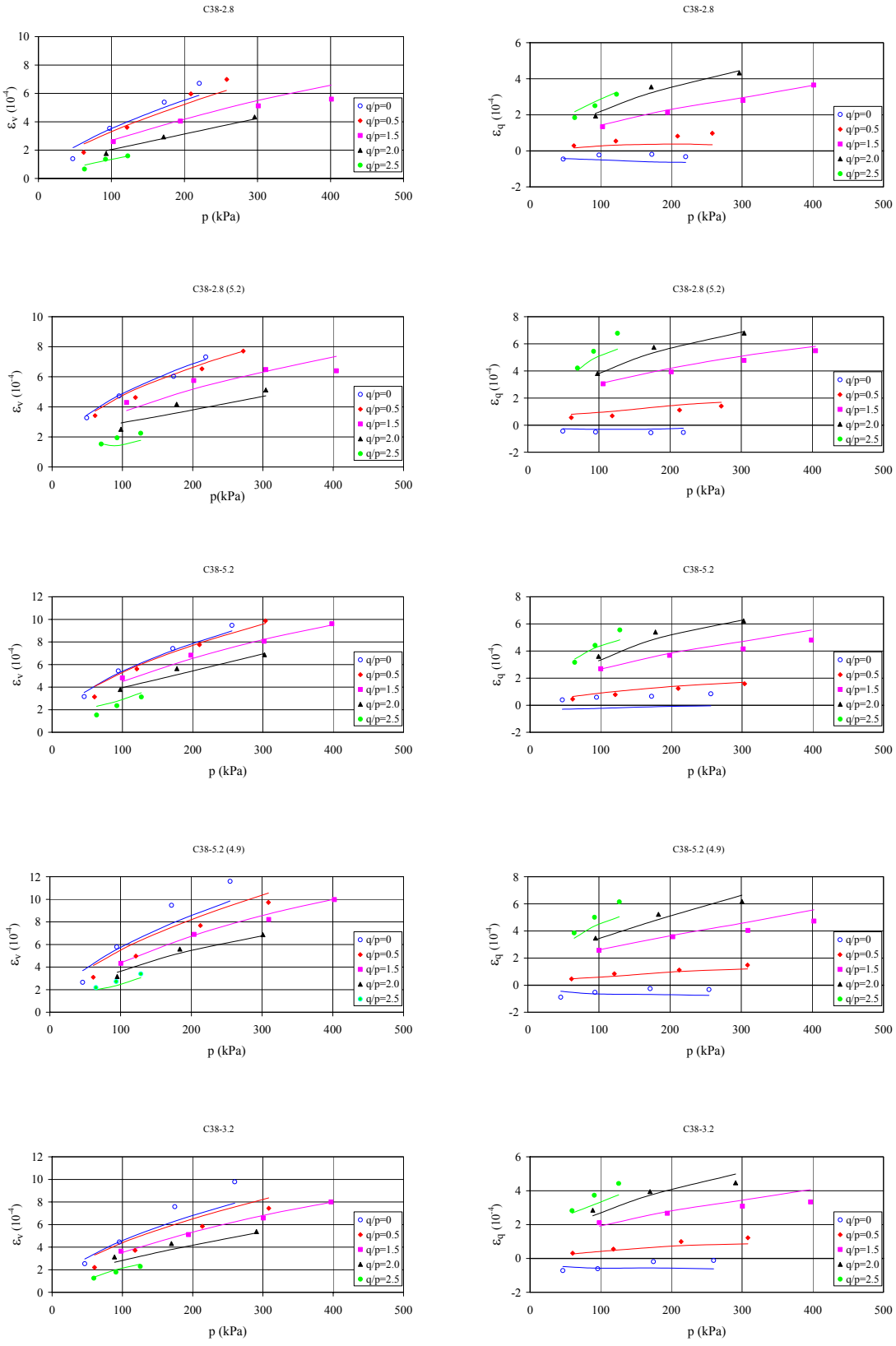


Figura II.5 – Extensões volumétricas e distorcionais para o agregado calcário. Valores obtidos nos ensaios e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia.

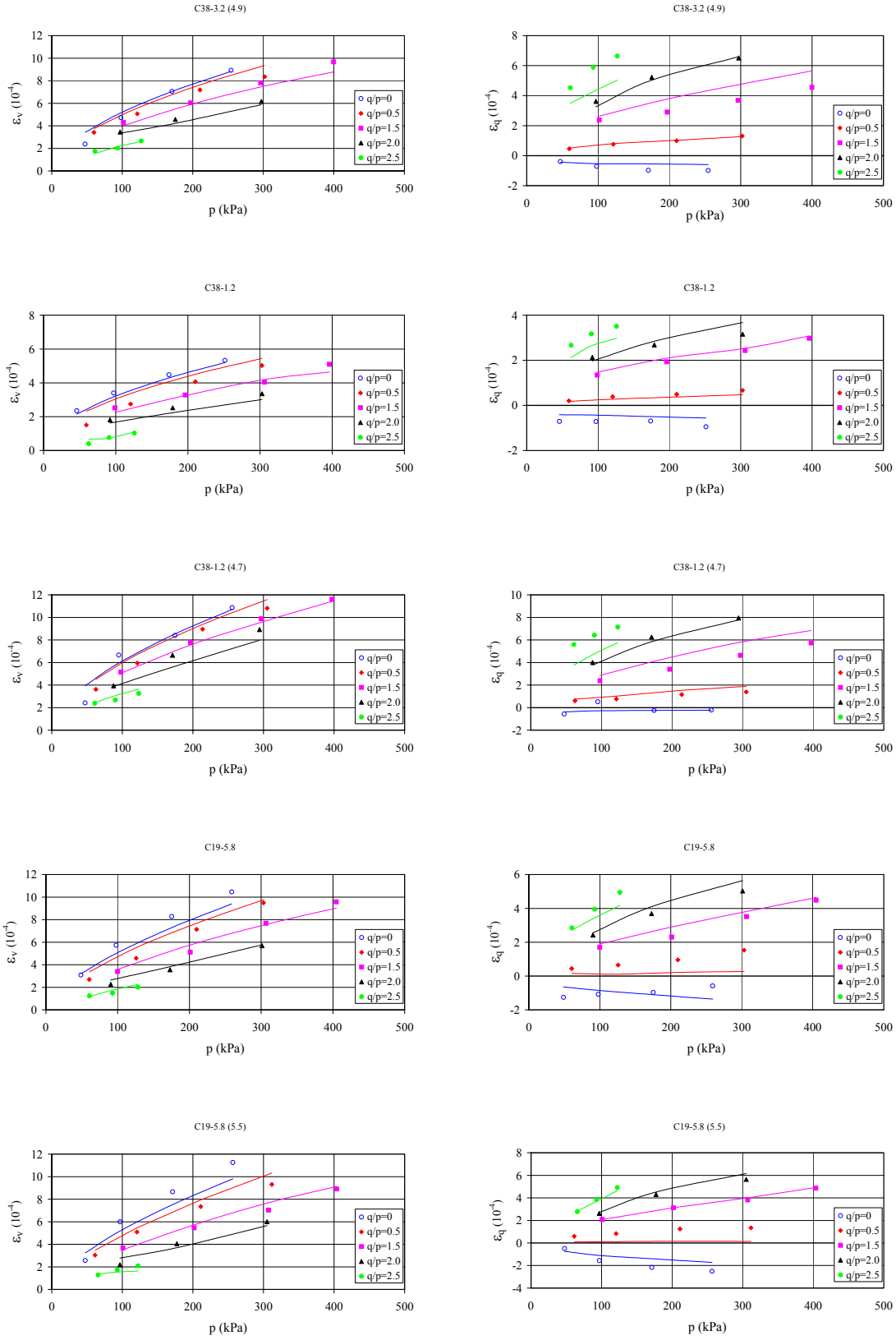


Figura II.6 – Extensões volumétricas e distorcionais para o agregado calcário. Valores obtidos nos ensaios e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia (cont.).

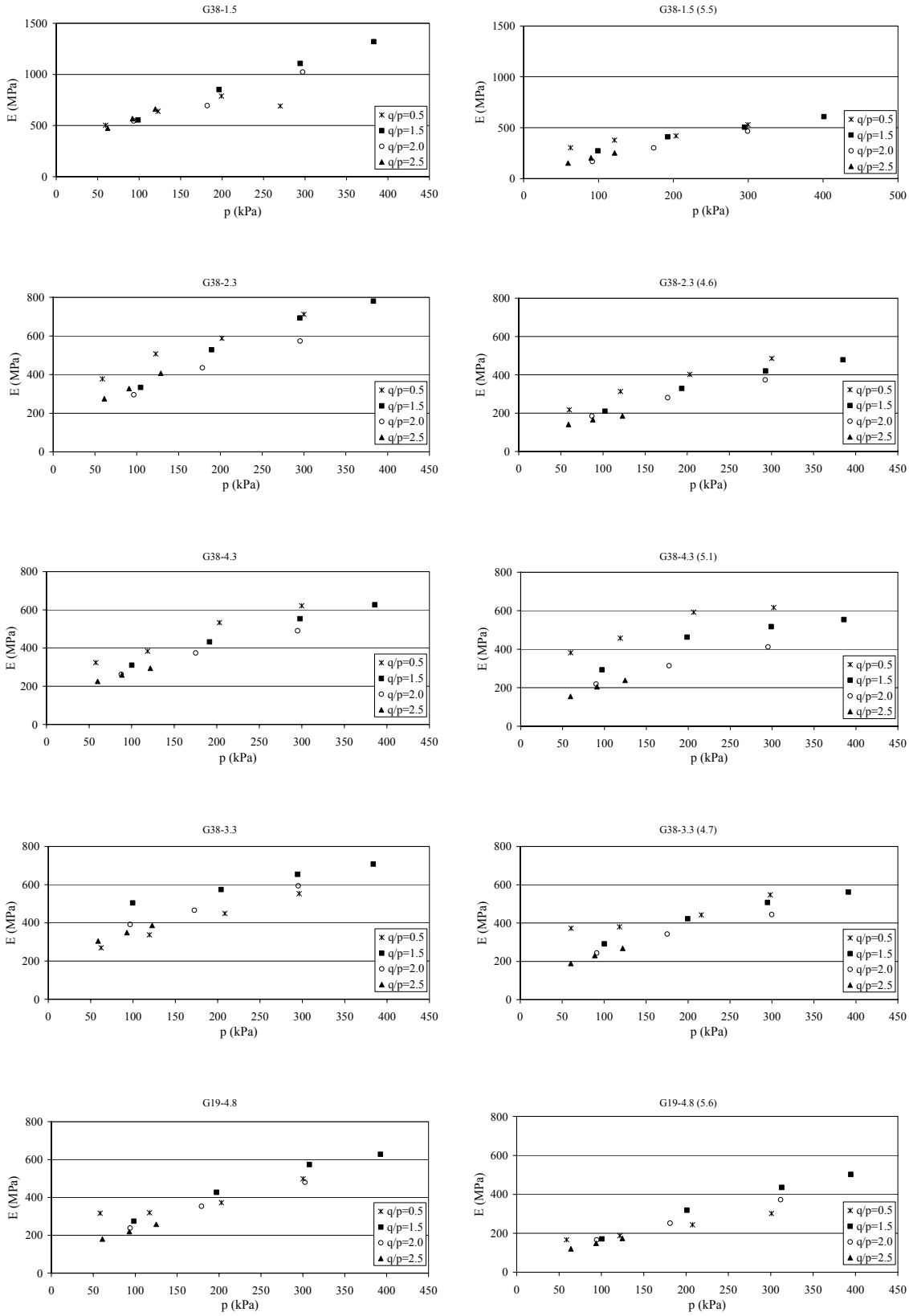


Figura II.7 – Valores do módulo de deformabilidade obtidos nos provetes de agregado granítico.

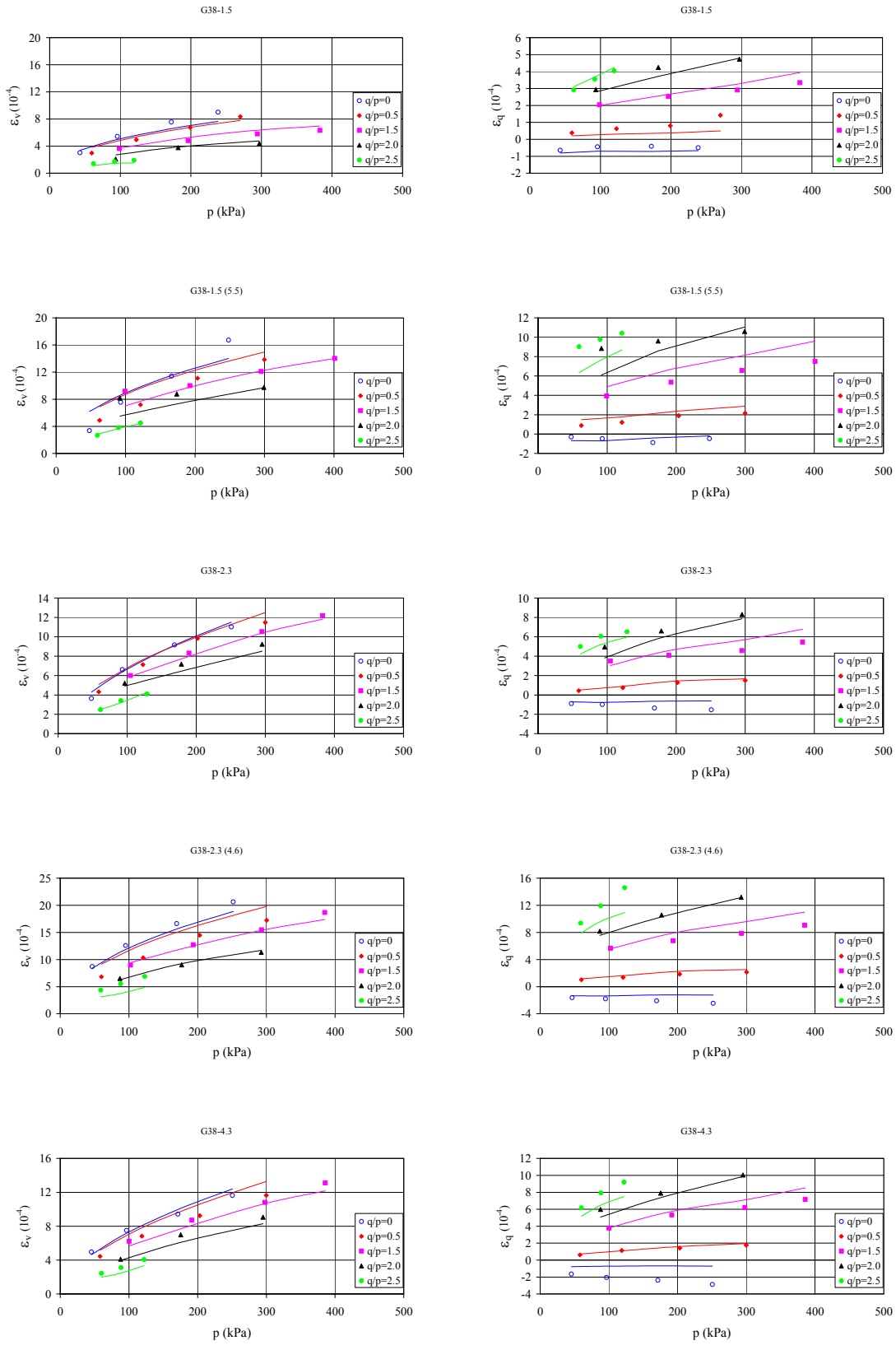


Figura II.8 – Extensões volumétricas e distorcionais para o agregado granítico. Valores obtidos nos ensaios e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia.

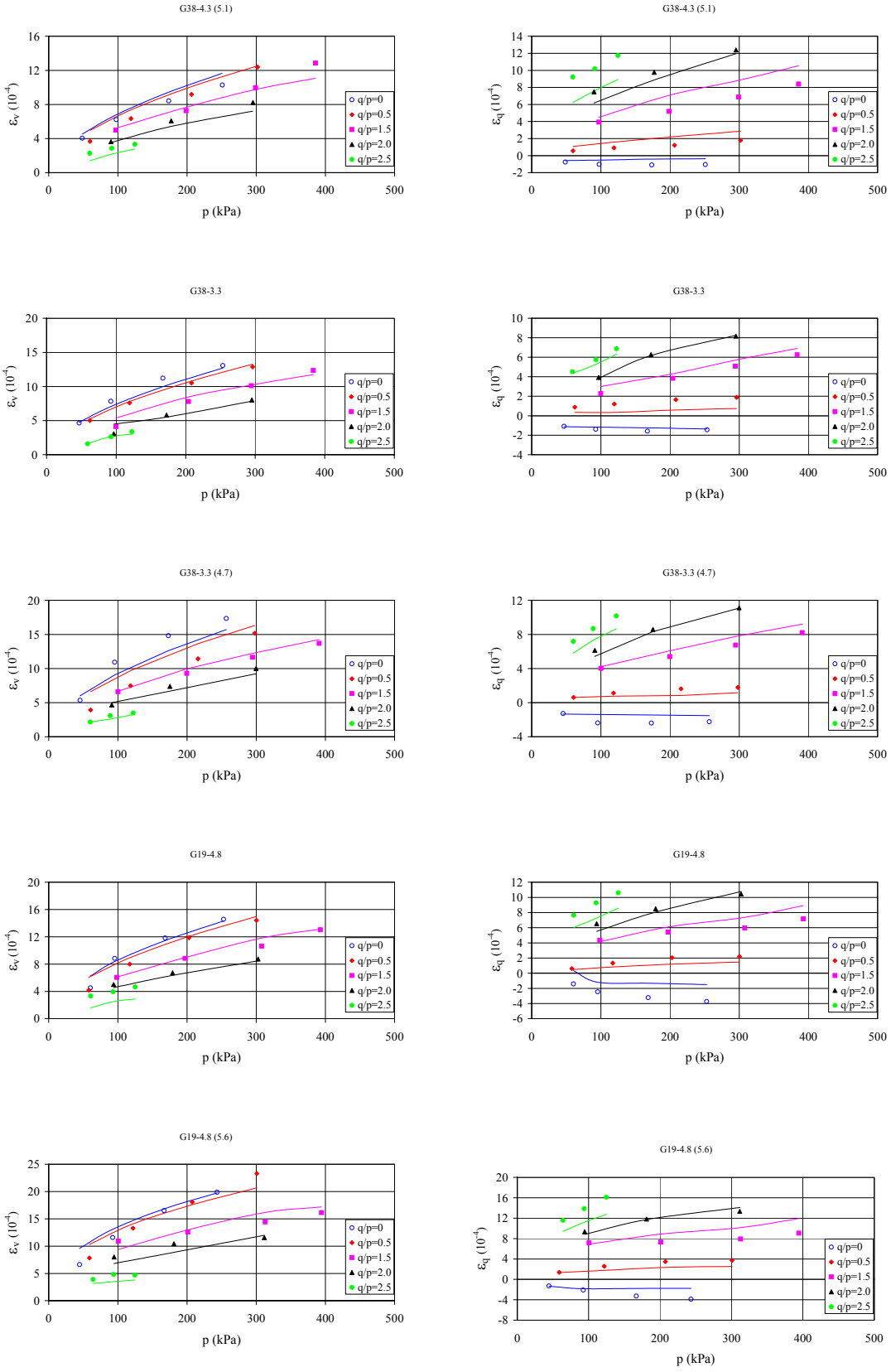
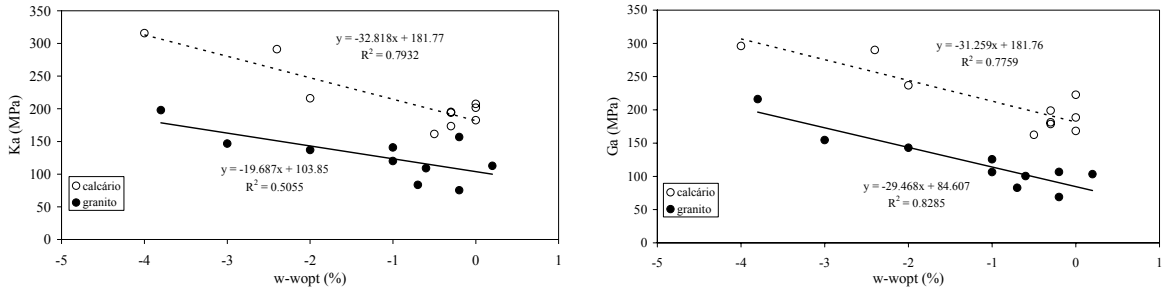
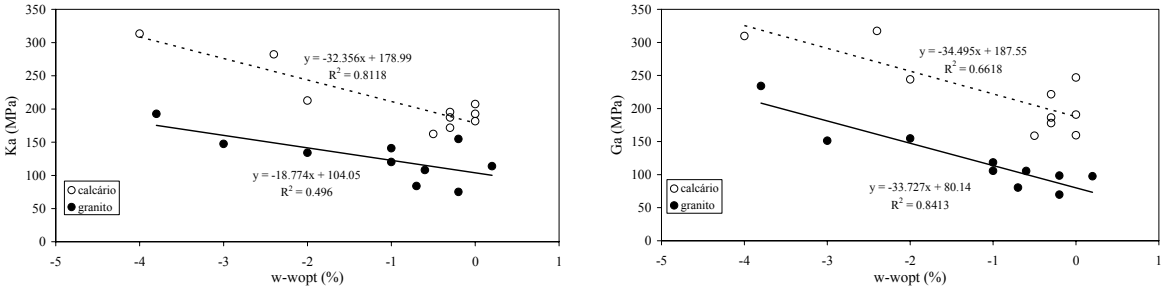


Figura II.9 – Extensões volumétricas e distorcionais para o agregado granítico. Valores obtidos nos ensaios e curvas de aproximação pelo modelo de Boyce com anisotropia (cont.).



a) b)

Figura II.10 – Variação com o teor em água dos parâmetros do modelo de Boyce aplicado aos agregados: a) K_a; b) G_a.



a) b)

Figura II.11 – Variação com o teor em água dos parâmetros do modelo de Boyce sem potencial aplicado aos agregados: a) K_a; b) G_a.

ANEXO III

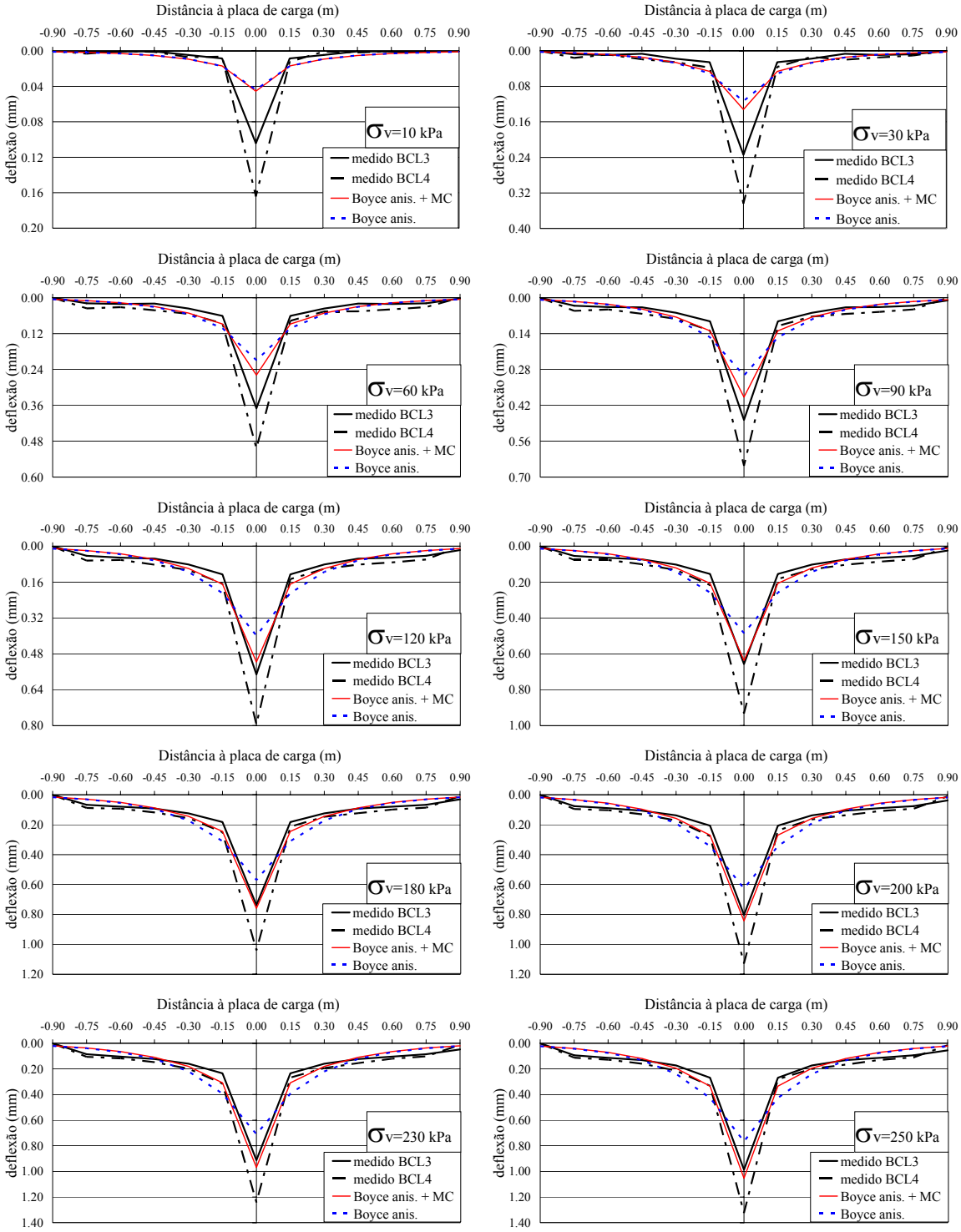


Figura III.1 – Comparação entre as deflexões medidas em BCL3 e BCL4 e as calculadas pelo modelo de Boyce com anisotropia, para os diversos valores da tensão vertical.

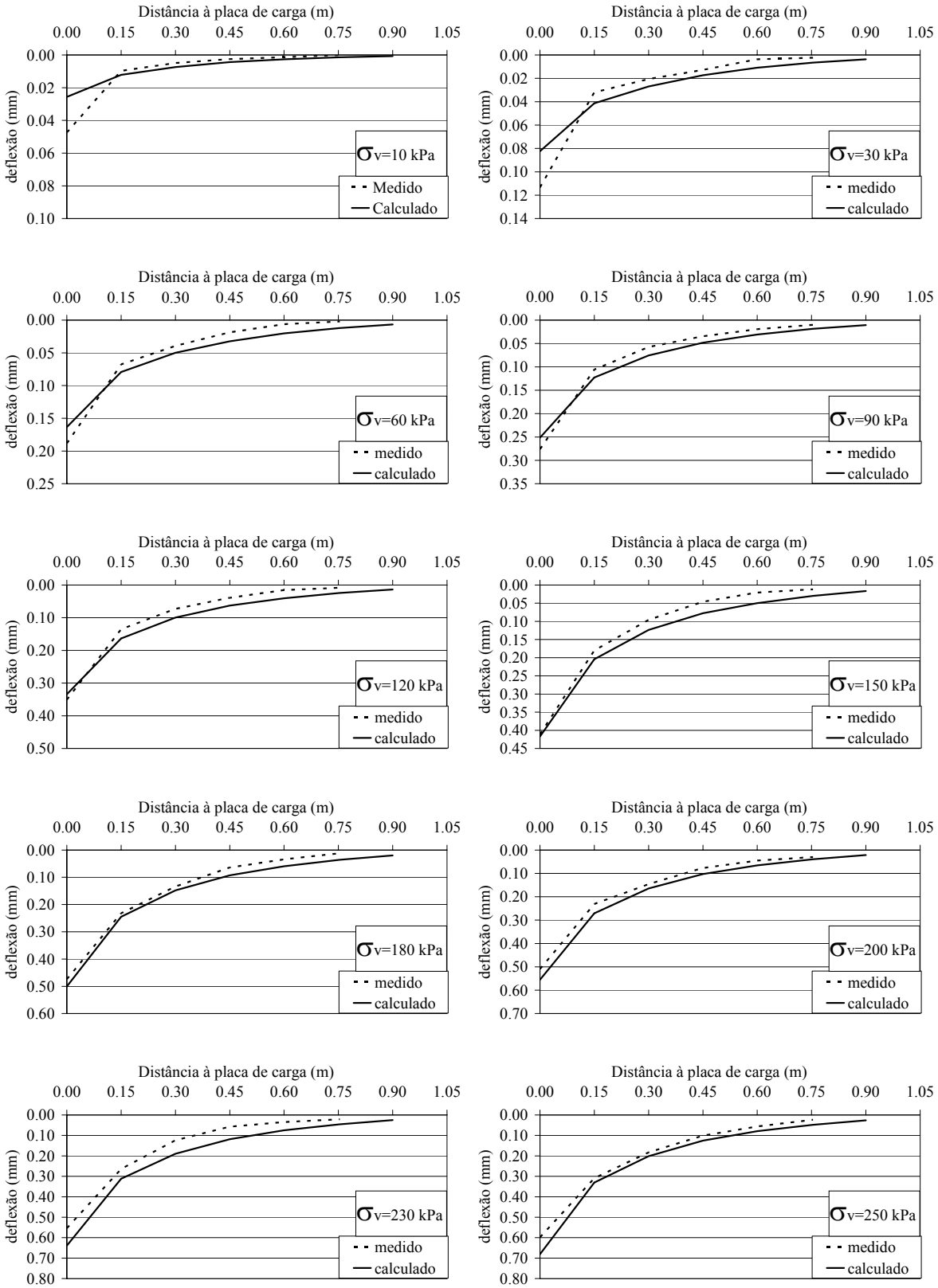


Figura III.2 – Deflexões medidas e calculadas na placa e nos pontos instrumentados à superfície no ensaio CS1 (w=1,9%).

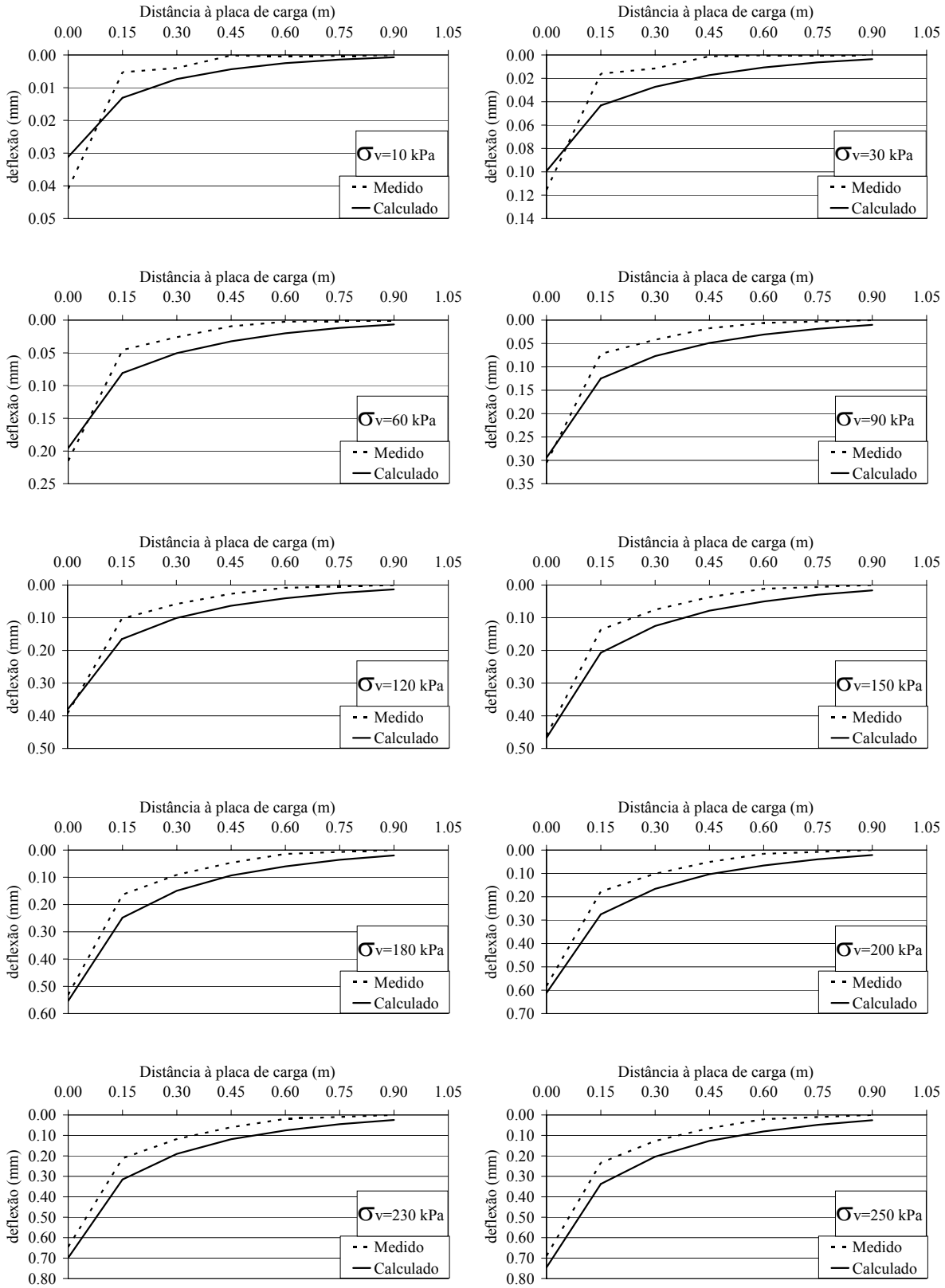
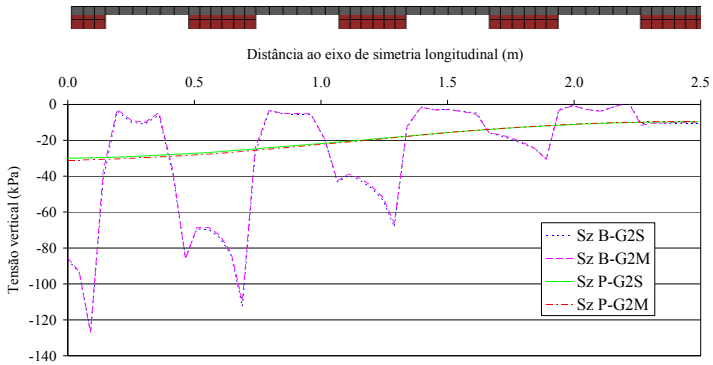
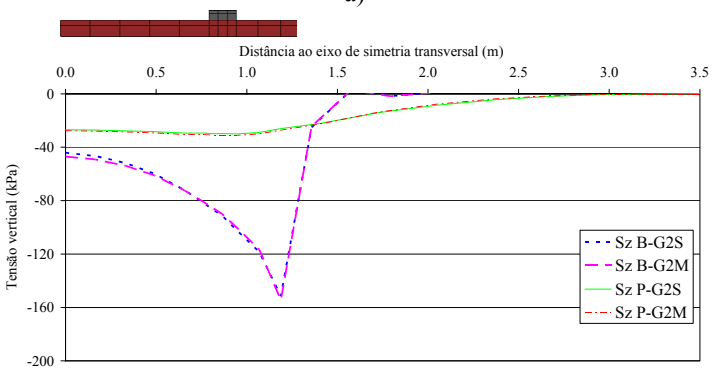


Figura III.3 – Deflexões medidas e calculadas na placa e nos pontos instrumentados à superfície no ensaio GS8 (w=1,9%).

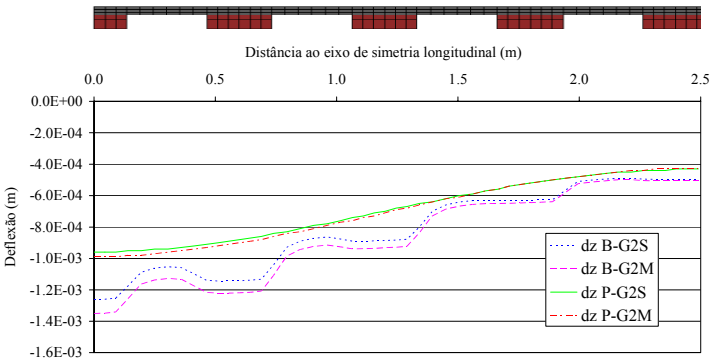


a)

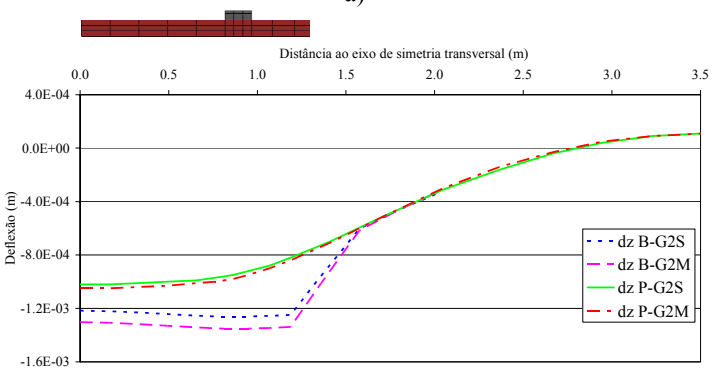


b)

Figura III.4 – Tensão vertical obtida nos cálculos G2S e G2M ao nível da base das travessas (Sz B) e no topo da fundação (Sz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada.

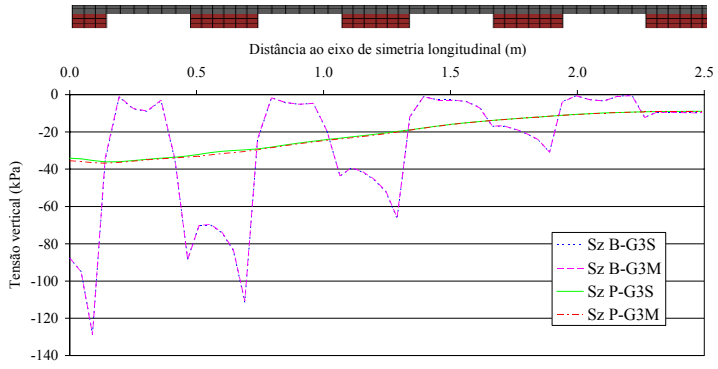


a)

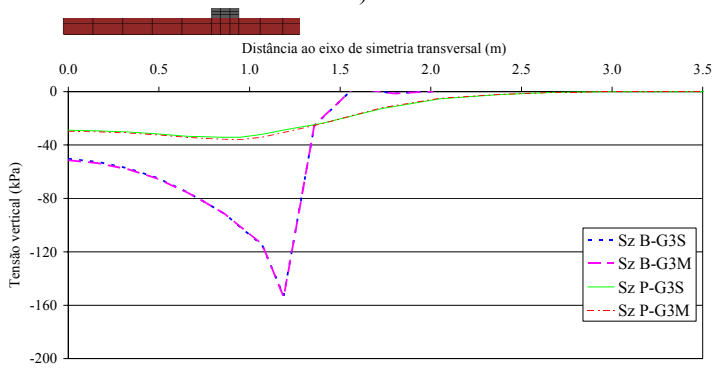


b)

Figura III.5 – Deflexão obtida nos cálculos G2S e G2M ao nível da base das travessas (dz B) e no topo da fundação (dz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada.

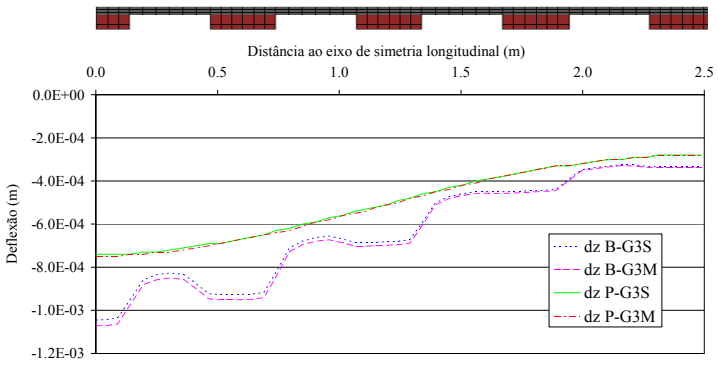


a)

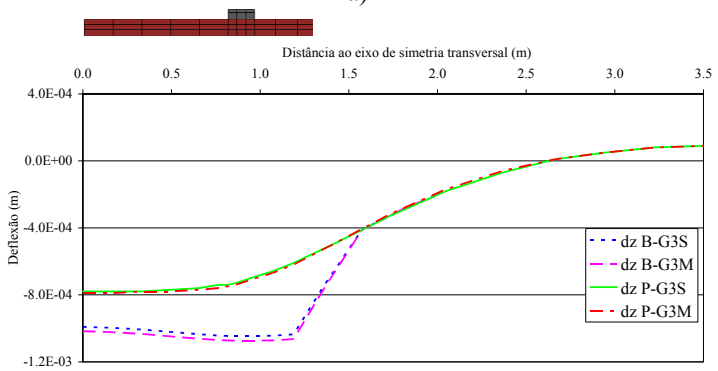


b)

Figura III.6 – Tensão vertical obtida nos cálculos G3S e G3M ao nível da base das travessas (Sz B) e no topo da fundação (Sz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada.



a)



b)

Figura III.7 – Deflexão obtida nos cálculos G3S e G3M ao nível da base das travessas (dz B) e no topo da fundação (dz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada.

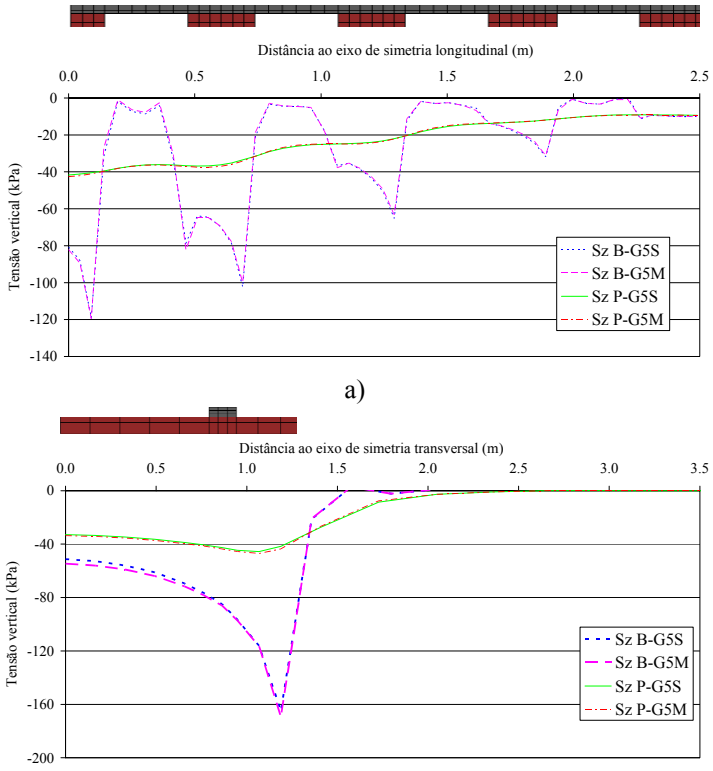


Figura III.8 – Tensão vertical obtida nos cálculos G5S e G5M ao nível da base das travessas (Sz B) e no topo da fundação (Sz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada.

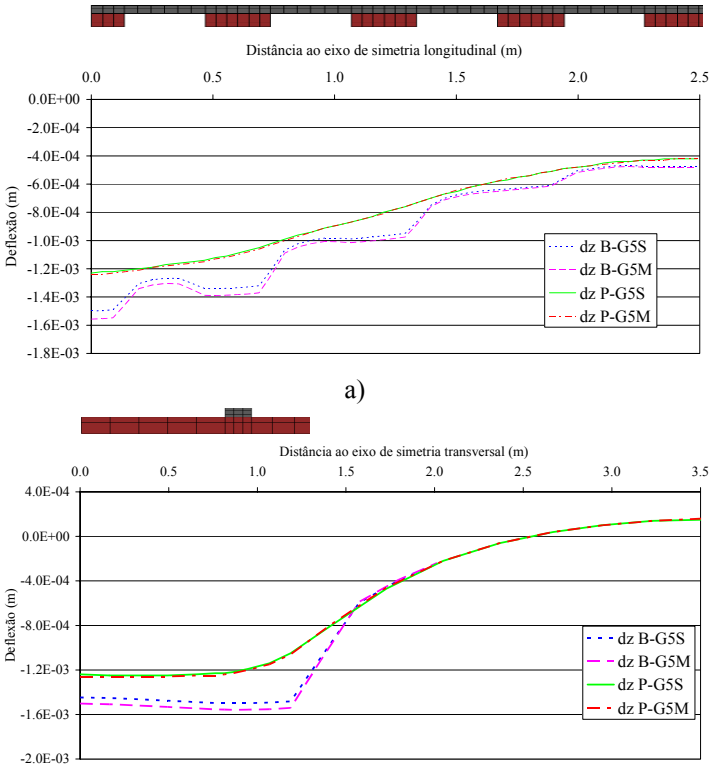


Figura III.9 – Deflexão obtida nos cálculos G5S e G5M ao nível da base das travessas (dz B) e no topo da fundação (dz P): a) no alinhamento do carril; b) no alinhamento da travessa solicitada.

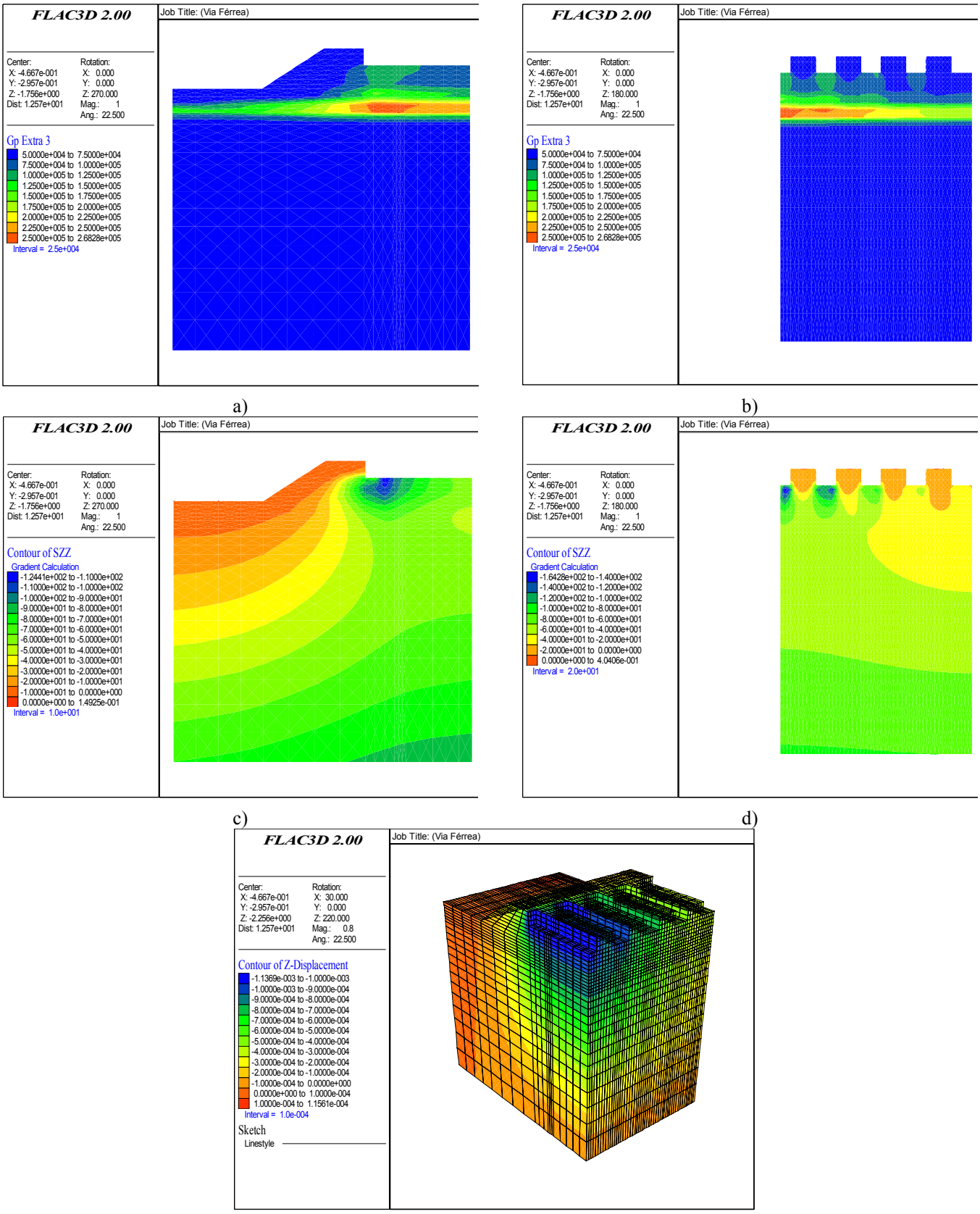


Figura III.10 – Resultados do cálculo G1M: a) módulo de deformabilidade no plano transversal; b) módulo de deformabilidade no plano longitudinal; c) tensão vertical no plano transversal; d) tensão vertical no plano longitudinal; e) deslocamentos verticais no espaço.

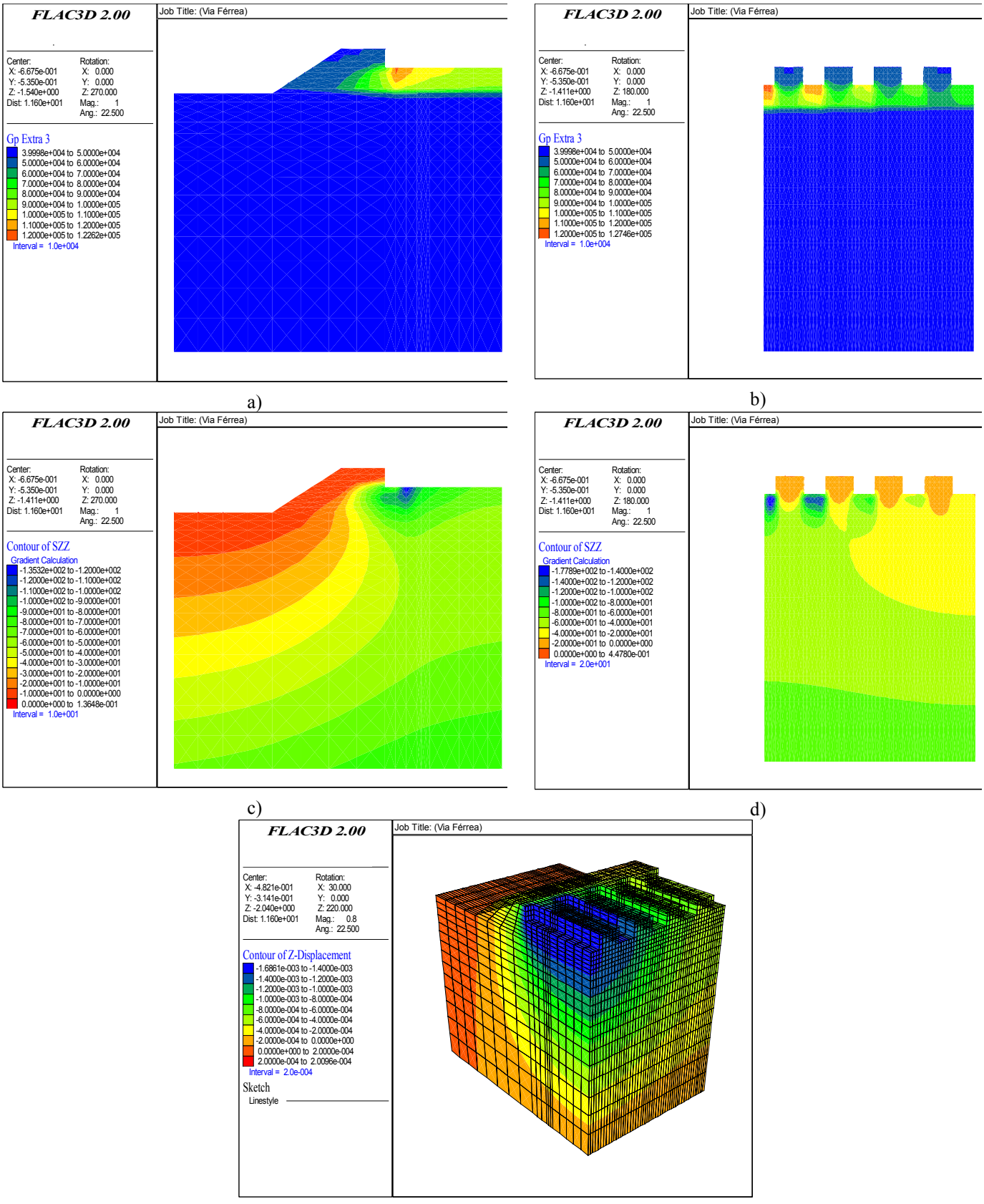


Figura III.11 – Resultados do cálculo G4: a) módulo de deformabilidade no plano transversal; b) módulo de deformabilidade no plano longitudinal; c) tensão vertical no plano transversal; d) tensão vertical no plano longitudinal; e) deslocamentos verticais no espaço.

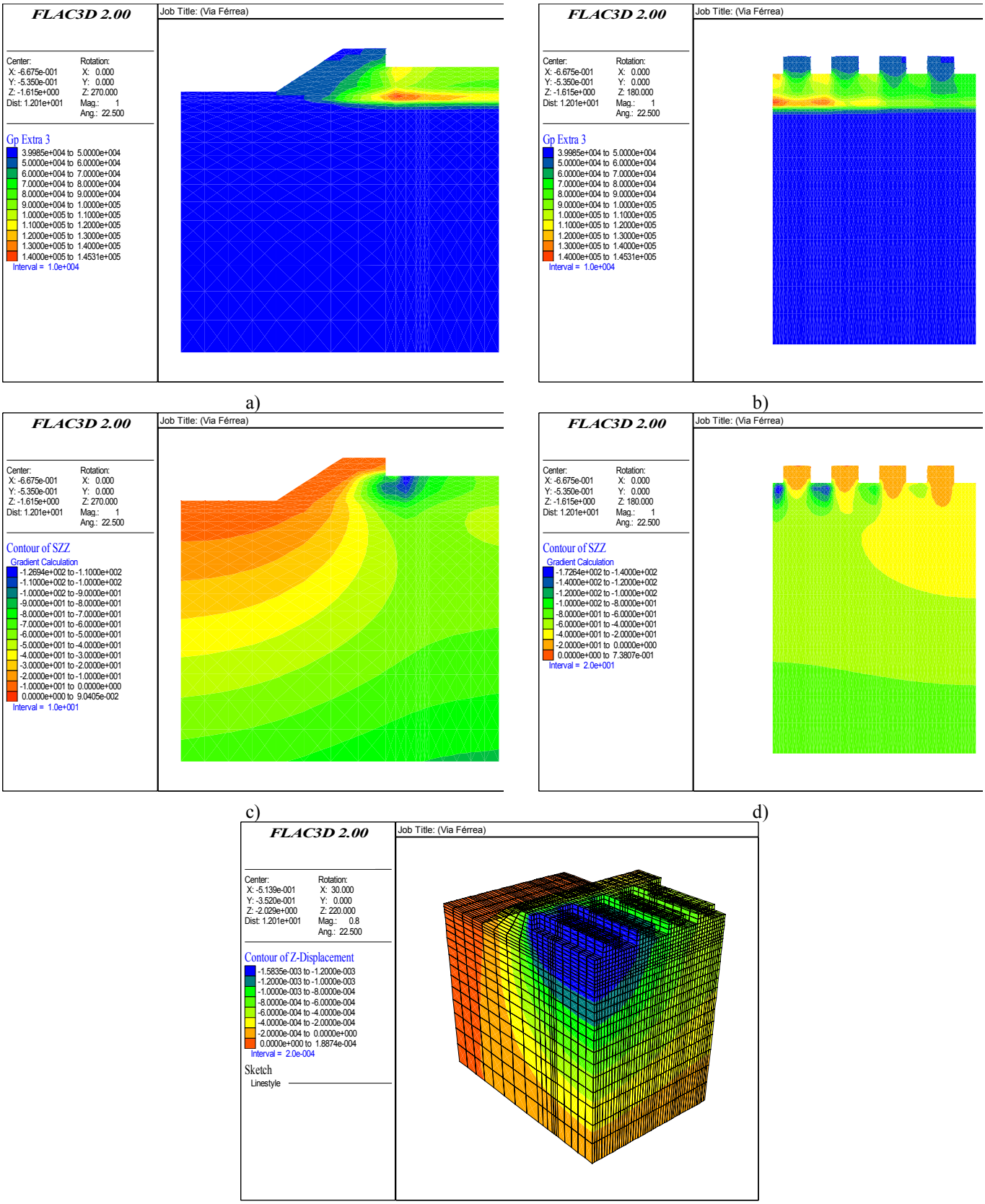


Figura III.12 – Resultados do cálculo G5M: a) módulo de deformabilidade no plano transversal; b) módulo de deformabilidade no plano longitudinal; c) tensão vertical no plano transversal; d) tensão vertical no plano longitudinal; e) deslocamentos verticais no espaço.

Divisão de Edições e Artes Gráficas do LNEC