



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

---

**FUNDAÇÃO DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS**  
**Estudo da Utilização de Materiais Xisto-Grauváquicos**

ROSA CONCEIÇÃO LUZIA

Dissertação submetida à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra,  
como requisito parcial para a obtenção do grau de mestre  
em Engenharia Civil, especialização em Mecânica dos Solos e Rochas

---

Coimbra, Dezembro de 1998

## Agradecimentos

Ao concluir esta dissertação desejo expressar publicamente os meus agradecimentos a algumas das pessoas que mais contribuíram para que a mesma fosse uma realidade.

Gostaria de exprimir, em primeiro lugar, o meu profundo reconhecimento ao Professor Doutor Luís Picado Santos, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, a quem coube a sugestão e orientação deste trabalho. Agradeço em especial o apoio e incentivo permanentes, a constante disponibilidade e a sua amizade, sem os quais, em alguns momentos, teria sido difícil prosseguir. Por fim, agradeço-lhe, bem como ao Laboratório de Urbanização e Transportes o empenho que tornou possível a realização deste trabalho.

À Professora Doutora Maria Isabel Moita Pinto, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, pelo incentivo e acompanhamento.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, na pessoa do Director do Departamento de Vias de Comunicação, Engenheiro António Pinelo, pela disponibilização de meios e realização dos Ensaios *in situ* e Triaxiais Cíclicos, bem como por todo o apoio. Agradeço ainda ao Engenheiro Luís Quaresma, chefe do Núcleo de Pavimentos Rodoviários do DVC, pelo incentivo ao longo da realização deste trabalho.

À Junta Autónoma de Estradas, pelas facilidades concedidas e disponibilização de dados relativos ao IC7, IC8 e IP3. Em especial aos Engenheiros Francisco Miranda, Rafael Almeida, Manuel Miguel Jorge e Albano Oliveira, ao Doutor Armindo Nunes e aos Senhores José Fernando Garcês e Jorge Gonçalves.

Ao Professor Doutor Luís Carlos da Gama Pereira, Professor Associado do Departamento de Ciências da Terra da FCT da Universidade de Coimbra, pela leitura do capítulo nº2, pelos seus conselhos e pela disponibilidade sempre demonstrada para troca de impressões sobre alguns aspectos do mesmo capítulo.

Ao Senhor Joaquim Cruz, Técnico Experimentador dos Laboratórios de Mecânica dos Solos e Betuminosos do Departamento de Engenharia Civil da FCT da Universidade de Coimbra, pela dedicação e disponibilidade sempre demonstrada na realização dos ensaios, trabalhando muitas vezes para além do seu horário de trabalho, por todo o apoio e pela sua amizade.

À Direcção da Escola Superior de Tecnologia do Instituto Politécnico de Castelo de Branco pelas facilidades concedidas, das quais se destaca a utilização do Laboratório de Geotecnia para realização dos Ensaios de Desgaste em Meio Húmido.

Ao Professor Francisco Lucas, Professor Adjunto da Escola Superior de Tecnologia do IPCB, pela oferta de um exemplar da sua Tese de Mestrado, bem como pela disponibilidade demonstrada para troca de impressões sobre alguns aspectos relativos ao material em estudo.

Ao Departamento de Ciências da Terra da FCT da Universidade de Coimbra, na pessoa do seu Presidente, Professor Doutor António Ferreira Pinto, pela realização dos Ensaios de Difracção de Raios X.

À empresa de construção civil “Rosas Construtores, L.da”, na pessoa do Engenheiro João Paulo Baptista, pela disponibilização de meios e apoio prestado na realização dos Ensaios *in situ* e recolha de amostras.

À Madalena, Neto, Paulo, Salvado, Valter e Zé Cruz um pedido de desculpas e um agradecimento. O primeiro pelo muito que me ouviram reclamar ao longo dos últimos meses, o segundo por toda a paciência e amizade.

Por fim agradeço à minha família, em especial aos meus Pais, Padrinhos e Irmã por todo o apoio, incentivo e carinho que sempre me deram, principalmente durante a realização deste trabalho.

# Índice

1- INTRODUÇÃO.....	1
1.1- Considerações Iniciais .....	1
1.2- Objectivos e Metodologia.....	1
1.3- Organização do Trabalho .....	2
2- CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA.....	4
2.1- Península Ibérica - Unidades Estruturais Fundamentais .....	4
2.2- O “Complexo Xisto-Grauváquico” em Portugal.....	7
2.2.1- O Grupo do Douro.....	9
2.2.2- O Grupo das Beiras .....	13
2.3- Afloramentos de Xistos e Grauvaques nas Zonas de Ossa-Morena e Sul Portuguesa .....	19
2.4- Rochas Magmáticas Intrusivas no Maciço Hespérico.....	19
2.5- Cobertura do Maciço Hespérico - Depósitos Modernos .....	21
2.6- Referências Bibliográficas .....	22
3- EXPERIÊNCIA PORTUGUESA EM CONSTRUÇÃO COM XISTOS.....	24
3.1- Considerações Iniciais .....	24
3.2- Experiência com materiais do “Complexo Xisto-Grauváquico”.....	25
3.2.1- IP3 – Raiva / Gestosa – Lanço Nó da Raiva – Santa Comba Dão.....	27
3.2.2- IP5 – Troço Albergaria-a-Velha / Viseu.....	30
3.2.3- IC8 – Troço Sertã / Proença-a-Nova .....	40
3.2.4- E.N. 238 Sertã (IC8) / Cernache do Bonjardim.....	44
3.3- Experiência com Materiais Xistosos de Formações mais Recentes.....	47
3.3.1- Via Longitudinal do Algarve.....	47
3.3.2- IP1. Beneficiação do Pavimento entre a E.N. 263 e a Estação de Ourique .....	62
3.4- Considerações Finais .....	66
3.5- Referências Bibliográficas .....	67

4- ESPECIFICAÇÕES APLICÁVEIS .....	69
4.1- Considerações Iniciais .....	69
4.2- Especificações Genéricas - Situação em Portugal.....	69
4.2.1- Especificação LNEC E 240 - 1970: “Solos. Classificação para Fins Rodoviários” .....	70
4.2.2- Especificação LNEC E 241 - 1971: “Solos. Terraplenagens” .....	70
4.2.3- Especificação LNEC E 242 - 1971: “Execução de Terraplenagens de Estradas” .....	71
4.2.4- Especificação LNEC E 244 - 1971: “Solos e Agregados. Estabilização Mecânica” .....	71
4.2.5- Especificação LNEC E 269 - 1973: “Pavimentos Rodoviários. Estabilização Mecânica” .....	74
4.2.6- Especificação LNEC E 294 - 1974: “Agregados. Macadame Hidráulico” .....	74
4.2.7- Especificação LNEC E 296 - 1974: “Pavimentos Rodoviários. Macadame Hidráulico” .....	76
4.2.8- Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional .....	76
4.2.9- Caderno de Encargos da JAE .....	78
4.3- Situação em França.....	78
4.3.1- LCPC/SETRA: “Réalisation des Remblais et des Couches de Forme” .....	78
4.4- Situação nos Estados Unidos .....	83
4.4.1- “Design and Construction of Compacted Shale Embankments” .....	83
4.4.2- Critérios de Durabilidade baseados no “Slake - Durability Test” .....	88
4.4.3- “Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)” . Norma ASTM D 2487 - 93.....	90
4.5- Referências Bibliográficas .....	91
5- ESTUDO EXPERIMENTAL .....	93
5.1- Considerações Iniciais .....	93
5.2- Descrição dos Ensaios Realizados em Laboratório.....	93
5.2.1- Ensaios Correntes .....	93
5.2.1.1- Análise Granulométrica.....	94
5.2.1.2- Limites de Consistência .....	94
5.2.1.3- Ensaio de Compactação Pesada ou Proctor Modificado .....	94
5.2.1.4- Ensaio de CBR ( <i>California Bearing Ratio</i> ).....	94
5.2.2- Análise Mineralógica por Difrração de Raios X .....	94

5.2.3- Ensaio de Equivalente de Areia.....	96
5.2.4- Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno.....	96
5.2.5- Ensaio de Fragmentabilidade.....	99
5.2.6- Ensaio de Degradabilidade .....	100
5.2.7- Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles.....	100
5.2.8- Ensaio de Desgaste em Meio Húmido (“Slake - Durability Test”) .....	101
5.2.9- “Jar-Slake Test” .....	102
5.2.10- Ensaio Triaxial Cíclico .....	103
5.3 - Descrição dos Ensaios Realizados <i>in situ</i> .....	109
5.3.1- Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto .....	109
5.3.2- Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos.....	110
5.4- Materiais Estudados .....	114
5.5- Descrição e Apreciação de Resultados - Fase de Projecto .....	115
5.6- Descrição e Apreciação de Resultados - Fase de obra .....	119
5.7- Descrição e Apreciação de Resultados - Ensaios de Laboratório .....	121
5.7.1- Amostras Ensaçadas.....	121
5.7.2- Ensaios Correntes .....	124
5.7.2.1- Análise Granulométrica.....	124
5.7.2.2- Limites de Consistência .....	125
5.7.2.3- Ensaio de Compactação Pesada ou Proctor Modificado .....	125
5.7.2.4- Ensaio de CBR .....	126
5.7.2.5- Ensaio de CBR com Embebição. ....	126
5.7.3- Análise Mineralógica por Difraccção de Raios X .....	129
5.7.4- Ensaio de Equivalente de Areia.....	129
5.7.5- Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno.....	130
5.7.6- Ensaio de Fragmentabilidade.....	131
5.7.7- Ensaio de Degradabilidade .....	132
5.7.8- Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles.....	133
5.7.9- Ensaio de Desgaste em Meio Húmido (“Slake-Durability Test”) .....	134
5.7.10- “Jar-Slake Test” .....	134

5.7.11- Ensaio Triaxial Cíclico .....	135
5.8- Descrição e Apreciação de Resultados - Ensaios <i>in situ</i> .....	144
5.8.1- Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto .....	144
5.8.2- Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos.....	148
5.9- Referências Bibliográficas .....	150
<b>6- ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE APLICAÇÃO DAS ESPECIFICAÇÕES .....</b>	<b>153</b>
6.1- Considerações Iniciais .....	153
6.2- Classificações Unificada e para Fins Rodoviários .....	153
6.3- Classificação e Reutilização do Material do "Complexo Xisto-Grauváquico" de Acordo com as Especificações e Recomendações Portuguesas.....	154
6.3.1- Especificação LNEC E 241 .....	154
6.3.2- Especificação LNEC E 242 .....	154
6.3.3- Especificações LNEC E 244 e E 269 .....	155
6.3.4- Especificações LNEC E 294 e E 296 .....	155
6.3.5- Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional .....	155
6.3.6- Caderno de Encargos da Junta Autónoma de Estradas.....	158
6.3.6.1- Utilização em Aterro .....	158
6.3.6.2- Utilização como Leito do Pavimento .....	160
6.3.6.3- Utilização como Sub-Base .....	162
6.4- Classificação e Reutilização do Material do Complexo Xisto-Grauváquico de Acordo com o LCPC/SETRA: "Réalisation des Remblais et des Couches de Forme" .....	163
6.5- Classificação e Reutilização do Material do Complexo Xisto-Grauváquico de Acordo com as Especificações e Recomendações Norte Americanas .....	166
6.5.1- "Design and Construction of Compacted Shale Embankments" .....	166
6.5.2- Critérios de Durabilidade Baseados no "Slake - Durability Test".....	168
6.6- Análise do Material do "Complexo Xisto-Grauváquico" com Base no Comportamento Mecânico .....	169
6.7- Comparação das Características Mecânicas do Material do CXG com as de outros Materiais .....	171
6.7.1- Comportamento Reversível .....	171
6.7.1.1- IC7 / VLA .....	172

---

6.7.1.2- IC7 / A6.....	175
6.7.2- Deformações Permanentes .....	177
6.7.2.1- IC 7 / VLA .....	177
6.7.2.2- IC 7 / A 6.....	178
6.7.3- Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto .....	180
6.7.3.1- IC 7 / VLA .....	180
6.7.3.2- IC 7 / A 6.....	181
6.8- Conclusões.....	182
6.9- Considerações Finais .....	185
6.10- Referências Bibliográficas.....	187
7- CONCLUSÕES GERAIS. TRABALHO FUTURO.....	189
7.1- Conclusões Gerais.....	189
7.2- Trabalho Futuro .....	191
7.3- Considerações Finais .....	191
7.4- Referências Bibliográficas.....	192
BIBLIOGRAFIA .....	193

## Índice de Figuras

FIGURA 2.1- Zonas tectónicas e paleogeográficas do Maciço Hespérico, segundo Julivert et al., 1974, (Sequeira e Sousa, 1991 [3.2]).	5
FIGURA 2.2- Localização de Formações do CXG. I, Narcea; II, Villalba; III, “Olho de sapo”; IV, Vale do Douro; V, Salamanca; VI, Valdelacasa; VII, Beira Baixa; VIII, Alcudia; IX, Badajoz-Córdoba; X, Olivença-Monestério; XI, Évora-Beja; a) Miranda do Douro; b) Moncorvo; c) Figueiró dos Vinhos; 1) Terciário-Quaternário; 2) Paleozóico Inferior indeferenciado; 3) Paleozóico Inferior + Pré-Câmbrico indeferenciado; 4) CXG; 5) Pré-Câmbrico; 6) “ Olho de Sapo”; 7) Complexos básicos de NW (Sousa, 1984 [4.2]).	6
FIGURA 2.3- Linha hipotética separando os dois grupos do CXG em Portugal, segundo Sousa, 1983. A norte desta linha encontra-se o Grupo do Douro e a Sul da mesma o Grupo das Beiras, (Sousa, 1983 [7.2]).	8
FIGURA 2.4- O CXG em Portugal. Distribuição geográfica dos Grupos do Douro e das Beiras, segundo a Carta Geológica de Portugal à escala 1/500000 (1992); (Medina, 1996 [5.2]).	9
FIGURA 2.5- Geologia e Geotecnia das Beiras (CXG) na Região do Caramulo-Buçaco (Medina, 1996 [5.2]).	17
FIGURA 3.1- Localização dos itinerários onde se analisaram os materiais xisto-grauvácicos usados na construção: IP3, IP5 e IC8	25
FIGURA 3.2- Localização dos itinerários onde se analisaram os materiais xisto-grauvácicos usados na construção: IP1	26
FIGURA 3.3- Localização dos itinerários onde se analisaram os materiais xisto-grauvácicos usados na construção: VLA	26
FIGURA 4.1- Ensaios de desgaste recomendados e critérios de classificação para xistos quando utilizados em aterros rodoviários [15.4].	85
FIGURA 4.2- Critério para determinação da espessura de camadas na construção de aterros rodoviários [13.4]	88
FIGURA 4.3- Classificação em função da Durabilidade e da Plasticidade, segundo Gamble [16.4]	89
FIGURA 5.1- Papel de filtro usado na realização do Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno pelo método da mancha, sobre a amostra 395.	98
FIGURA 5.2- Equipamento usado no Ensaio de Desgaste em Meio Húmido.	102
FIGURA 5.3- Evolução dos ciclos tensão – deformação ao longo dos sucessivos carregamentos [24.5]	104
FIGURA 5.4- Esquematisação da evolução da carga aplicada com o tempo.	106
FIGURA 5.5- Equipamento usado no Ensaio Triaxial Cíclico e aspecto de um provete antes do ensaio.	108
FIGURA 5.6- Deflectómetro de Impacto.	110
FIGURA 5.7- Equipamento utilizado no Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos.	111
FIGURA 5.8- Pormenor do conjunto de placas utilizado no Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos.	112
FIGURA 5.9- Localização do IC7.	114
FIGURA 5.10- Aspecto do material ao km 4+350.	122
FIGURA 5.11- Aspecto do material nas proximidades do km 0+600.	123
FIGURA 5.12- Resultados do Ensaio de CBR. Amostras 391, 392, 393 e 394.	127
FIGURA 5.13- Resultados do Ensaio de CBR. Amostras 395, 396 e 397.	128
FIGURA 5.14- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para os três níveis de tensão: $M_r = f(\sigma_3)$	138
FIGURA 5.15- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para os três níveis de tensão: $M_r = f(\theta)$	138
FIGURA 5.16- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 1: $M_r = f(\sigma_3)$	139
FIGURA 5.17- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 1: $M_r = f(\theta)$	140
FIGURA 5.18- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 2: $M_r = f(\sigma_3)$	140
FIGURA 5.19- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 2: $M_r = f(\theta)$	140
FIGURA 5.20- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 3: $M_r = f(\sigma_3)$	141
FIGURA 5.21- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 3: $M_r = f(\theta)$	141
FIGURA 5.22- Comportamento à deformação permanente dos materiais ensaiados.	143

---

FIGURA 6.1- Módulos Reversíveis correspondentes ao nível de tensão 3 versus Extensão Vertical total .....	170
FIGURA 6.2- Módulos Reversíveis e leis de comportamento dos materiais do IC 7, nível de tensão 3, e da VLA [18.6], nível de tensão 1: $M_r = f(\sigma_3)$ .....	173
FIGURA 6.3- Módulos Reversíveis e leis de comportamento dos materiais do IC 7, nível de tensão 3, e da.....	174
VLA [18.6], nível de tensão 1: $M_r = f(\theta)$ .....	174
FIGURA 6.4- Módulos Reversíveis e leis de comportamento dos materiais do IC 7 e da A 6 [19.6], para os 3 níveis de tensão: $M_r = f(\theta)$ .....	176
FIGURA 6.5- Extensões verticais obtidas para os materiais do IC7 e VLA [18.6].....	178
FIGURA 6.6- Extensões verticais totais obtidas para os materiais do IC7 .....	179
FIGURA 6.7- Extensões verticais totais obtidas para os materiais da A6 [19.6].....	179

## Índice de Quadros

QUADRO 2.1- Esboço de correlação entre as unidades litoestratigráficas pré-Ordovícicas na Zona Centro-Ibérica (Portugal), (adaptado de Medina, 1996 [5.2]).	12
QUADRO 2.2- Rochas Magmáticas e fase orogénica com a qual se encontram relacionadas, aflorantes na Zona Centro-Ibérica, segundo a Carta Geológica de Portugal à escala 1/500000, 1992 [13.2].	20
QUADRO 3.1- Resultados dos ensaios de caracterização obtidos na fase de projecto [1.3]	28
QUADRO 3.2- Valores médios dos resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a obra	29
QUADRO 3.3- Valores médios dos resultados do controle da compactação realizado durante a obra.	30
QUADRO 3.4- Resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a fase de projecto [3.3]	31
QUADRO 3.5- Equipamento de desmonte sugerido na fase de projecto [3.3]	32
QUADRO 3.6- Resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a obra [3.3]	32
QUADRO 3.7- Constituição do leito do pavimento (espessuras) nos cinco quilómetros iniciais do IP 5 [3.3]	33
QUADRO 3.8- Características de compactação exibidas pelos aterros [3.3]	34
QUADRO 3.9- Localização dos materiais do IP 5 ensaiados [3.3]	35
QUADRO 3.10- Composição Química, em percentagem do peso da amostra, dos materiais 272, 269 e 271 (secos a 105° C) [3.3]	35
QUADRO 3.11- Análise Mineralógica por Difracção de Raios X – medição K $\alpha$ do cobalto [3.3]	36
QUADRO 3.12- Análise Mineralógica da fracção argilosa da amostra 269 por Difracção de Raios X – medição K $\alpha$ do cobalto [3.3]	36
QUADRO 3.13- Resumo dos principais resultados dos ensaios realizados sobre os materiais 272, 269 e 271 [3.3]	37
QUADRO 3.14- Classificação dos materiais segundo Gamble [3.3]	37
QUADRO 3.15- Espessura de camadas para a construção dos aterros segundo Lutton [3.3]	38
QUADRO 3.16- Valores dos módulos granulométricos [3.3]	39
QUADRO 3.17- Valores médios dos resultados dos ensaios de laboratório realizados na fase de projecto [8.3]	42
QUADRO 3.18- Valores médios dos resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a obra	43
QUADRO 3.19- Valores médios dos resultados do controle da compactação realizado durante a obra	43
QUADRO 3.20- Resultados das sondagens realizadas na fase de projecto [9.3]	44
QUADRO 3.21- Resultados do Ensaio de Penetração Dinâmica Ligeira, PDL [9.3]	45
QUADRO 3.22- Valores médios dos resultados dos ensaios de caracterização realizados na fase de projecto [9.3]	46
QUADRO 3.23- Classificação Unificada, para Fins rodoviários e LCPC/SETRA dos materiais [9.3]	46
QUADRO 3.24- Resumo dos resultados do aterro experimental realizado na VLA [12.3]	49
QUADRO 3.25- Porosidade, massas volúmicas, teor em água de absorção e tensão de rotura por compressão uniaxial [12.3]	50
QUADRO 3.26- Resistência à carga pontual [12.3]	50
QUADRO 3.27- Ensaio de Desgaste em Meio Húmido [12.3]	51
QUADRO 3.28- Módulos edométricos e deformações por colapso [12.3]	52
QUADRO 3.29- Resultados do Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles [11.3]	53
QUADRO 3.30- Análise granulométrica do grauvaque rolado [11.3]	54
QUADRO 3.31- Granulometrias das fracções constituintes do grauvaque britado [11.3]	54
QUADRO 3.32- Composição ponderal do grauvaque britado aplicado na camada de base [11.3]	55
QUADRO 3.33- Índices de lamelação e alongamento do grauvaque britado [11.3]	55
QUADRO 3.34- Resultados do Equivalente de Areia para o grauvaque rolado e grauvaque britado	55
QUADRO 3.35- Valores de Adsorção de Azul de Metileno obtidos pelo método Turbidimétrico.	56
QUADRO 3.36- Misturas granulares utilizadas no Ensaio de Compactação [11.3]	56
QUADRO 3.37- Técnicas utilizadas nos Ensaio de Compactação por apiloamento [11.3]	57
QUADRO 3.38- Características do pilão vibrador [11.3]	57
QUADRO 3.39- Resumo dos resultados obtidos no Ensaio de Compactação [11.3]	57
QUADRO 3.40- Composição ponderal da mistura de agregados ensaiados	58

QUADRO 3.41- Níveis de tensão aplicados no estudo do comportamento reversível [11.3] .....	59
QUADRO 3.42- Características dos provetes ensaiados [11.3] .....	59
QUADRO 3.43- Módulos reversíveis obtidos nos Ensaio Triaxiais Cíclicos [11.3] .....	59
QUADRO 3.44- Leis de comportamento para o grauvaque britado [11.3] .....	60
QUADRO 3.45- Condições de ensaio às deformações permanentes [11.3] .....	60
QUADRO 3.46- Características dos provetes de grauvaque britado ensaiados [11.3] .....	61
QUADRO 3.47- Extensões verticais obtidas para o grauvaque britado [11.3] .....	61
QUADRO 3.48- Módulos Reversíveis obtidos com o Deflectómetro de Impacto .....	62
QUADRO 3.49- Resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a obra sobre os materiais escavados e materiais utilizados em Leito do Pavimento [14.3] .....	63
QUADRO 3.50- Resultados dos ensaios <i>in situ</i> e ensaios de laboratório realizados sobre os materiais xisto-grauvacóides utilizados em Leito do Pavimento[14.3] .....	64
QUADRO 3.51- Módulos de Deformabilidade das camadas do pavimento, deduzidos das deflexões obtidas no Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto, lança n <sup>o</sup> 2 .....	65
QUADRO 3.52- Leis de deformação permanente e respectivo número máximo admissível de eixos padrão de 80 kN para o valor da extensão vertical de compressão obtido para o solo de fundação .....	65
QUADRO 4.1- Limites granulométricos definidos para as misturas Tipo I e Tipo II (LNEC E 244 [6.4]) .....	72
QUADRO 4.2- Limites granulométricos suplementares para materiais a usar em sub-base (LNEC E 244 [6.4]) .....	73
QUADRO 4.3- Limites granulométricos dos agregados a usar em macadame hidráulico (LNEC E 294 [8.4]) .....	75
QUADRO 4.4- Limites granulométricos do material de enchimento a usar em macadame hidráulico (LNEC E 294 [8.4]) .....	76
QUADRO 4.5- Classificação de rochas magmáticas e metamórficas segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento LCPC/SETRA [11.4] .....	79
QUADRO 4.6- Condições de utilização de materiais rochosos da Classe R em aterro, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento, LCPC/SETRA [11.4] .....	80
QUADRO 4.7- Condições de utilização de materiais rochosos da Classe R em Leito do Pavimento, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento, LCPC/SETRA [11.4] .....	81
QUADRO 4.8- Compactação dos materiais para utilização em Aterro [11.4] .....	82
QUADRO 4.9- Compactação dos materiais para utilização em Leito do Pavimento [11.4] .....	82
QUADRO 4.10- Tipo e características dos compactadores a utilizar na compactação em estradas [11.4] .....	83
QUADRO 4.11- Variação do índice de liquidez e índice Sr obtido no “Rate of Slaking Test” [15.4] .....	86
QUADRO 4.12- Inclinações de taludes para aterros rodoviários utilizando material xistoso [15.4] .....	86
QUADRO 4.13- Características do equipamento de compactação e número de passagens por camada [15.4] .....	87
QUADRO 4.14- Critério de durabilidade para rochas a partir do segundo ciclo de Desgaste em Meio Húmido, Id <sub>2</sub> (%), segundo Gamble [16.4] .....	89
QUADRO 4.15- Classificação para rochas baseada num único ciclo de Desgaste em Meio Húmido, segundo Franklin e Chandra [17.4] .....	90
QUADRO 5.1- Índice I <sub>r</sub> , relativo ao “Jar-Slake Test” [23.5] .....	103
QUADRO 5.2- Valores médios dos resultados dos ensaios de laboratório realizados na fase de projecto .....	118
QUADRO 5.3- Valores médios dos resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a obra. ....	120
QUADRO 5.4- Valores médios dos resultados do controle da compactação realizado durante a obra. ....	121
QUADRO 5.5- Designação e localização das amostras sobre as quais se realizaram os ensaios de laboratório .....	124
QUADRO 5.6- Resultados da Análise Granulométrica, coeficiente de uniformidade e coeficiente de curvatura do material .....	124
QUADRO 5.7- Resultados dos Limites de Consistência .....	125
QUADRO 5.8- Resultados do Ensaio Proctor Modificado .....	125
QUADRO 5.9- Resultados do Ensaio de CBR com Embebição .....	126
QUADRO 5.10- Minerais mais frequentes obtidos por Difrração de Raios X .....	129
QUADRO 5.11- Resultados do Ensaio de Equivalente de Areia .....	130
QUADRO 5.12- Resultados do Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno .....	131

QUADRO 5.13- Resultados do Ensaio de Fragmentabilidade.....	132
QUADRO 5.14- Resultados do Ensaio de Degradabilidade .....	133
QUADRO 5.15- Resultados do Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles. ....	133
QUADRO 5.16- Resultados do Ensaio de Desgaste em Meio Húmido.....	134
QUADRO 5.17- Resultados do “Jar-Slake Test”[23.5].....	135
QUADRO 5.18- Níveis de tensão usados no estudo do comportamento reversível .....	136
QUADRO 5.19- Características de compacidade e teores em água dos provetes ensaiados.....	136
QUADRO 5.20- Módulos reversíveis obtidos a partir dos Ensaio Triaxiais Cíclicos.....	137
QUADRO 5.21- Leis de comportamento para os três níveis de tensão .....	138
QUADRO 5.22- Leis de comportamento função do nível de tensão .....	139
QUADRO 5.23- Condições de ensaio no condicionamento dos provetes. ....	142
QUADRO 5.24- Leis obtidas para a deformação permanente. ....	142
QUADRO 5.25- Somatório da extensão vertical ao ciclo N .....	142
QUADRO 5.26- Teores em água aquando da realização do Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto .....	145
QUADRO 5.27- Graus de compactação médios aquando da realização do Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto.....	145
QUADRO 5.28- Exemplo do ficheiro de resultados do Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto .....	146
QUADRO 5.29- Interpretação dos resultados do Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto (km 5+000 – km 5+500).....	147
QUADRO 5.30- Interpretação dos resultados do Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto (km 8+450 - km 8+650) .....	148
QUADRO 5.31- Força máxima e número de ciclos aplicados nos Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos. ....	149
QUADRO 5.32- Módulos Reversíveis obtidos a partir do Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos. ....	149
QUADRO 5.33- Leis obtidas para o deslocamento vertical, a partir do Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos .....	150
QUADRO 6.1- Classificações Unificada e E 240–LNEC.....	154
QUADRO 6.2- Classes de terreno de fundação, segundo o Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional [9.6].....	156
QUADRO 6.3- Espessura do Leito do Pavimento e classes de fundação, segundo o Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional [9.6].....	156
QUADRO 6.4- Principais características de alguns dos materiais granulares a usar em estradas [9.6] e resultados obtidos para as amostras estudadas.....	157
QUADRO 6.5- Características do material e sua reutilização em Aterro, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6] .....	159
QUADRO 6.6- Classificação com base nos Coeficientes de Fragmentabilidade e de Degradabilidade, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6].....	159
QUADRO 6.7- Características dos solos a utilizar em Leito do Pavimento, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6], e valores encontrados para as mesmas nos materiais em estudo.....	160
QUADRO 6.8- Características dos materiais granulares não britados a utilizar em Leito do Pavimento, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6], e valores encontrados para as mesmas nos materiais em estudo.....	161
QUADRO 6.9- Características exigidas ao material a ser utilizado como sub-base, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6] e resultados dos materiais ensaiados para os mesmos parâmetros. ....	162
QUADRO 6.10- Classificação segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [11.6]) .....	163
QUADRO 6.11- Classe do solo obtido após colocação em obra, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [11.6]).....	164
QUADRO 6.12- Condições de utilização dos materiais estudados em aterro, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [11.6]) .....	164
QUADRO 6.13- Condições de utilização dos materiais estudados em Leito do Pavimento, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [11.6]).....	165
QUADRO 6.14- Compactação dos materiais para utilização em Aterro, segundo o Guia Técnico para a Execução de Aterros e Camadas de Coroamento (LCPC/SETRA, 1992, [11.6]) .....	166
QUADRO 6.15- Compactação dos materiais para utilização em Leito do Pavimento, segundo o Guia Técnico para a Execução de Aterros e Camadas de Coroamento (LCPC/SETRA, 1992, [11.6]) .....	166

QUADRO 6.16- Classificação dos materiais estudados de acordo com a classificação proposta no guia técnico para projecto e construção de aterros com materiais xistosos [12.6] .....	167
QUADRO 6.17- Espessura das camadas, antes de compactadas, a usar em aterros rodoviários em função do Índice de Desgaste em Meio Húmido, após o 2º ciclo, $I_d_2(\%)$ , segundo Lutton [13.6] .....	168
QUADRO 6.18- Classificação do material com base no Índice de Desgaste em Meio Húmido, após o 1º e o 2º ciclo, segundo Franklin e Chandra [14.6] e segundo Gamble [15.6].....	168
QUADRO 6.19- Classificação do material com base no Índice de Desgaste em Meio Húmido, após o 2º ciclo, $I_d_2(\%)$ e no Índice de Plasticidade, IP (%), segundo Gamble [15.6] .....	169
QUADRO 6.20- Designação, litologia e utilização dos materiais do IC 7, VLA e A 6 .....	171
QUADRO 6.21- Níveis de tensão usados no estudo do comportamento reversível .....	172
QUADRO 6.22- Características de compacidade e teor em água dos provetes ensaiados .....	172
QUADRO 6.23- Módulos reversíveis do Calcário da VLA [18.6], obtidos a partir dos Ensaios Triaxiais Cíclicos .....	173
QUADRO 6.24- Leis encontradas para os Módulos Reversíveis dos calcários da VLA [18.6].....	173
QUADRO 6.25- Módulos Reversíveis dos materiais da A6 [19.6] .....	175
QUADRO 6.26- Leis encontradas para os Módulos Reversíveis dos materiais do IC7 e A6 [19.6].....	176
QUADRO 6.27- Condições de ensaio às Deformações Permanentes .....	177
QUADRO 6.28- Características dos provetes usados no ensaio às Deformações Permanentes para os materiais da VLA [18.6] .....	177
QUADRO 6.29- Extensões Verticais aos 20000 ciclos para os materiais da A 6[19.6].....	179
QUADRO 6.30- Localização, material, camadas ensaiadas e características do material nos troços em que se realizaram Ensaios de Carga com o Deflectómetro de Impacto. ....	180
QUADRO 6.31- Módulos Reversíveis obtidos com o Deflectómetro de Impacto no IC7 e na VLA [18.6] .....	181
QUADRO 6.32- Módulos Reversíveis obtidos com o Deflectómetro de Impacto no IC7 e na A6 [19.6].....	182

## Abreviaturas

An	Auto-estrada n
AR i	Classe da plataforma da parte superior do aterro
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CXG	Complexo Xisto-Grauváquico
DVC	Departamento de Vias de Comunicação
E.N.n	Estrada Nacional n
ECS	Análise granulométrica com sedimentação
ESS	Análise granulométrica sem sedimentação
FCT	Faculdade de Ciências e Tecnologia
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
GN	Material granular não britado
ICn	Itinerário Complementar n
IPCB	Instituto Politécnico de Castelo Branco
IPn	Itinerário Principal n
ISRM	<i>International Society of Rock Mechanics</i>
JAE	Junta Autónoma de Estradas
LCPC	<i>Laboratoire Central des Points et Chaussées</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Max.	Valor máximo
Min.	Valor mínimo
PDLi	Ensaio de penetração dinâmica i
PFi	Classe de plataforma
Pi	Compactador de pneus
PIA	Parte inferior do aterro
PQi	Placa vibradora
Prof.	Profundidade
PSA	Parte superior do aterro
PST	Parte superior do aterro
Rot.	Rotação
RTR	<i>Recommandation pour les Terrassements Routiers</i>
SETRA	<i>Service d'Études Techniques des Routes et des Aérodrômes</i>
SPi	Compactador estático pés de carneiro
SP <sub>i</sub>	Sondagem à percussão i
SS	Solo seleccionado
T	Classe de tráfego
T <sub>i</sub>	Sondagem com trado i
Vi	Compactador vibrador de rasto liso
VLA	Via Longitudinal do Algarve
VPi	Compactador vibrador pés de carneiro
Vtg	Vestígios

## Símbolos

$a$	Raio da placa
$A_1$	Deformação Permanente Característica
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
$C_c$	Coefficiente de Curvatura [ $C_c = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ ]
cr	Carga por roda
CR	Compactação relativa
$(CR)_{méd}$	Compactação relativa média
$C_u$	Coefficiente de Uniformidade [ $C_u = D_{60} / D_{10}$ ]
$d$	Deslocamento
D.P.	Desvio padrão
$D_{10}$	Diâmetro correspondente a 10 % de passados
$D_{30}$	Diâmetro correspondente a 30 % de passados
$D_{60}$	Diâmetro correspondente a 60 % de passados
DG	Coefficiente de Degradabilidade
$D_{máx}$	Dimensão máxima das partículas
$E(x)$	Valor médio
$e$	Índice de vazios
$E$	Módulo de Deformabilidade
EA	Equivalente de Areia
$E_i$	Energia de compactação $i$
$E_{PF}$	Módulo de Deformabilidade correspondente a placa flexível
$E_{PR}$	Módulo de Deformabilidade correspondente a placa rígida
$f'$	Porcentagem de finos ( $< 0,074$ mm)
$F_i$	Classe de Fundação
FR	Coefficiente de Fragmentabilidade
GC	Grau de compactação
$Id_1$	Índice de Desgaste em Meio Húmido, após o 1º ciclo
$(Id_1)_{méd}$	Valor médio do Índice de Desgaste em Meio Húmido, após o 1º ciclo
$Id_2$	Índice de Desgaste em Meio Húmido, após o 2º ciclo
$(Id_2)_{méd}$	Valor médio do Índice de Desgaste em Meio Húmido, após o 2º ciclo
$(Id_2)_s$	Índice de Desgaste em Meio Seco, após o 2º ciclo
$Id_j$	Índice de Desgaste em Meio Húmido
IG	Índice de Grupo
$I_J$	Índice do “Jar Slake-Test”
IP	Índice de Plasticidade
$I_r$	Resistência à carga pontual
$I_{r\ méd}$	Resistência à carga pontual média
$I_S$	Índice do “Slake Test”
LA	Coefficiente Los Angeles
MDE	Coefficiente micro-Deval

MG	Módulo Granulométrico
$M_r$	Módulo Reversível
N	Número de ciclos
n	Número de aplicações da carga
NF	Norma Francesa
$N_F$	Número máximo de passagens de eixos padrão de 80 kN, para a extensão máxima de compressão no topo da fundação
NP	Norma Portuguesa
p	Tensão normal média
$P_i$	Percentagem de material passado no peneiro de malha i
q	Tensão deviatória
Q/L	Débito horário por metro de compactação dum compactador
Q/S	Espessura teórica compactada com uma passagem do compactador
$r^2$	Coefficiente de determinação
s	Espessura de uma dada camada
$S_i$	Classe de Terreno de Fundação
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
$S_r$	Parâmetro do “Rate of Slaking Test”
TMDA <sub>p</sub>	Tráfego Médio Diário Anual de Veículos Pesados
V	Velocidade do compactador
V:H	Vertical : Horizontal
V <sub>am</sub> (0/D)	Valor de Adsorção de Azul de Metileno na granulometria 0/D
V <sub>am</sub>	Valor de Adsorção de Azul de Metileno
V <sub>amc</sub>	Valor de Adsorção de Azul de Metileno corrigido
V <sub>Bt</sub>	Valor de Adsorção de Azul de Metileno obtido pelo Método Turbidimétrico
V <sub>p</sub>	Velocidade de propagação das ondas P
w	Teor em água
w <sub>abs</sub>	Teor em água de absorção
W <sub>di</sub>	Peso seco inicial
W <sub>dr</sub>	Peso seco final
W <sub>i</sub>	Grau de alteração
w <sub>L</sub>	Limite de Liquidez
w <sub>méd</sub>	Teor em água médio
w <sub>opt</sub>	Teor em água óptimo
w <sub>p</sub>	Limite de Plasticidade

## Símbolos Gregos

$\Delta \varepsilon_R^i$	Varição da extensão reversível
$\Delta I_L$	Índice do “Rate of Slaking Test”
$\Delta \sigma^i$	Varição da tensão axial
$\varepsilon_{BB}$	Extensão máxima vertical de tracção na base da camada betuminosa
$\varepsilon_f$	Extensão máxima vertical de compressão no topo da fundação
$\varepsilon_p^*(N)$	Deformação Permanente medida a partir do ciclo 100 [ $\varepsilon_p^*(N) = \varepsilon_p(N) - \varepsilon_p(100)$ ]
$\varepsilon_p$	Extensão vertical
$\varepsilon_p(N)$	Deformação Permanente ao ciclo N
$\varepsilon_p(100)$	Deformação Permanente ao ciclo 100
$\phi$	Diâmetro
$\gamma$	Peso volúmico
$\gamma_d$	Peso volúmico seco
$\gamma_d \text{ in situ}$	Peso volúmico seco <i>in situ</i>
$\gamma_d \text{ máx}$	Peso volúmico seco máximo
$\gamma_s$	Peso volúmico das partículas sólidas
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\theta$	Primeiro invariante do tensor das tensões
$\sigma$	Tensão axial
$\sigma_1$	Tensão principal máxima
$\sigma_3$	Tensão principal mínima

# 1- Introdução

## 1.1- Considerações Iniciais

O “Complexo Xisto-Grauváquico”, que aflora na Zona Centro - Ibérica, pode em Portugal encontrar-se desde o Vale do Douro até à Beira Baixa, na zona de Castelo Branco, numa faixa com continuação em Espanha, que a sul coincide aproximadamente com a falha Porto - Coimbra - Badajoz - Córdoba. É constituído por material de origem metamórfica, xistos e grauvaques, usualmente de baixo grau de metamorfismo, encontrando-se, por vezes, muito alterados e representa uma importante fatia da litologia Portuguesa.

Com o desenvolvimento da Rede Viária ocorrido nos últimos anos em Portugal, e dado que alguns dos traçados interceptaram estas formações xisto-grauvacóides, houve, com frequência, necessidade de utilizar os materiais provenientes das escavações. No entanto, estes materiais têm sido apenas utilizados na fundação dos pavimentos, o que em parte se deve ao fraco conhecimento que se tem das suas características.

## 1.2- Objectivos e Metodologia

O objectivo fundamental deste trabalho é a avaliação das condições de fundação dos pavimentos construídos com os materiais do “Complexo Xisto-Grauváquico” e analisar a sua aplicabilidade em Leito do Pavimento, bem como em camadas granulares dum pavimento, à luz de algumas Especificações e Recomendações Portuguesas, Francesas e Norte Americanas.

Para cumprir este objectivo, procedeu-se à caracterização do material no que diz respeito, essencialmente, à durabilidade, dureza, plasticidade, limpeza e deformabilidade, recorrendo a ensaios de laboratório e ensaios *in situ*.

O estudo experimental foi realizado sobre materiais do troço Raiva - Catraia dos Poços, do Itinerário Complementar nº7, o qual se encontrava em construção quando se iniciou este trabalho.

### 1.3- Organização do Trabalho

O trabalho encontra-se dividido em sete capítulos, cujos conteúdos se apresentam seguidamente.

A este capítulo inicial, capítulo 1, no qual se faz uma breve introdução ao trabalho desenvolvido, segue-se o capítulo 2, onde se apresenta a Caracterização Geológica dos materiais do “Complexo Xisto-Grauváquico”. A apresentação deste capítulo justifica-se pelo facto de se poder assinalar uma grande diversidade de características para aqueles materiais ao longo do território nacional.

O capítulo 3 tem como objectivo analisar a experiência existente em Portugal na construção de estradas com estes materiais.

No capítulo 4 faz-se uma breve exposição sobre Especificações e Recomendações gerais, usadas em Portugal, e ainda especificações mais elaboradas, de origem Francesa e Americana, consideradas aplicáveis aos materiais em estudo, no que diz respeito à sua classificação e utilização em estradas.

No capítulo 5 irão apresentar-se os resultados do estudo experimental, incluindo a caracterização mecânica através de Ensaio Triaxiais Cíclicos e Ensaio *in situ*, nomeadamente Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto e Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos.

No capítulo 6 analisa-se a aplicação das Especificações e Recomendações, descritas no capítulo 4, aos resultados dos ensaios realizados. Faz-se ainda a comparação do comportamento mecânico destes materiais com o apresentado por outros materiais xistosos, bem como de outras litologias, nomeadamente calcárias. Por fim, faz-se uma análise global dos resultados apresentados ao longo do trabalho.

Por fim, no capítulo 7, apresentam-se as conclusões gerais e algumas recomendações com vista ao prosseguimento dos estudos iniciados com este trabalho.

---

No que diz respeito à bibliografia consultada, ela é apresentada de dois modos diferentes, consoante foi ou não referida ao longo do trabalho.

Deste modo, no final de cada capítulo apresenta-se, sob a forma de Referências Bibliográficas, a referida no mesmo.

No final do trabalho, apresenta-se a bibliografia consultada mas não referida no texto em nenhum dos capítulos.

## 2- Caracterização Geológica

O material a estudar no presente trabalho, Xisto<sup>1</sup> e Grauvaque<sup>2</sup> alterado, faz parte do denominado “Complexo Xisto-Grauváquico” ante-Ordovícico, que aflora na Península Ibérica em amplas regiões. Existem também na Península Ibérica outros afloramentos de Xistos e Grauvaques que, não fazendo parte do “Complexo Xisto-Grauváquico”, podem alguns com ele estar relacionados, sendo outros, provavelmente, de idade mais recente e, portanto, sem relação com o mesmo.

### 2.1- Península Ibérica - Unidades Estruturais Fundamentais

Em termos estruturais pode dividir-se a Península Ibérica, segundo S. Sabrais (ref. por C. Teixeira, 1981, [1.2]), em quatro unidades fundamentais:

Maciço Hespérico;  
Depressões terciárias e periféricas;  
Cordilheiras e rebordos alpinos;  
Alinhamentos montanhosos principais.

Encontram-se em Portugal as seguintes unidades:

Maciço Hespérico;  
Orla Ocidental;  
Orla Meridional ou Algarvia;  
Bacias do Baixo - Tejo e Sado.

Dado que o “Complexo Xisto-Grauváquico” ante-Ordovícico, bem como os outros afloramentos de Xistos e Grauvaques se encontram unicamente no Maciço Hespérico vai tratar-se apenas esta unidade.

---

<sup>1</sup> Rocha metamórfica com xistosidade. São rochas folheadas, facilmente cliváveis em placas mineralógicamente semelhantes, propriedade que resulta do paralelismo de grande parte dos minerais lamelares ou do hábito prismático alongado (micas, clorites, anfíbolos, etc).

<sup>2</sup> Rocha sedimentar da classe dos detritos psamíticos, rica em clastos quartzíticos, líticos e feldspáticos, com matriz e cimento, proeminentes, de natureza silto-argiloso-filitosa.

O Maciço Hespérico, designação proposta por E. Hernandez Pacheco, 1931 (ref. por C. Teixeira, 1981, [1.2]), forma o núcleo rígido da Península Ibérica, e é constituído por terrenos Pré-Câmbricos e Paleozóicos, frequentemente recobertos por depósitos modernos e ainda por diversas intrusões de rochas eruptivas.

Em função da Paleogeografia, do estilo tectónico, do magmatismo e do metamorfismo o Maciço Hespérico foi subdividido em zonas. Esta subdivisão, proposta por Lotze em 1945 foi posteriormente modificada por Julivert et al., 1974 [2.2], donde resultou a actualmente aceite e que consiste nas zonas seguintes, FIGURA 2.1:

- Zona Cantábrica;
- Zona Astúrica Ocidental Leonesa;
- Zona Centro-Ibérica;
- Zona de Ossa-Morena;
- Zona Sul Portuguesa.

A NE da zona Centro-Ibérica Julivert et al., 1974 [2.2], individualizam ainda um sector, dadas as suas características específicas, a que chamam sub-zona Galiza Média - Trás-os-Montes.

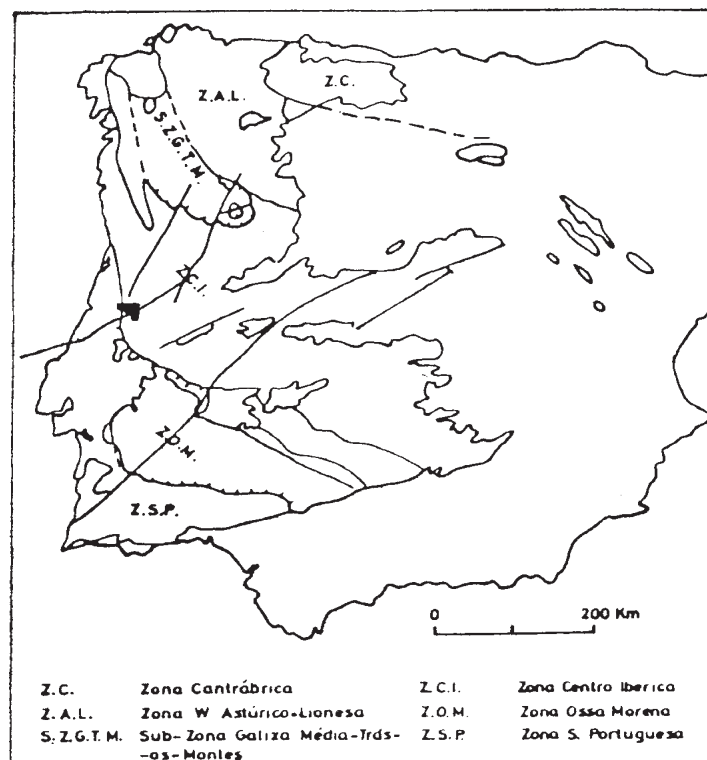


FIGURA 2.1- Zonas tectónicas e paleogeográficas do Maciço Hespérico, segundo Julivert et al., 1974, (Sequeira e Sousa, 1991 [3.2]).

As duas primeiras zonas, Cantábrica e Astúrica Ocidental Leonesa, encontram-se apenas em Espanha, enquanto as restantes se estendem por Portugal e Espanha.

Como anteriormente referido, o “Complexo Xisto-Grauváquico” ante-Ordovícico aflora apenas no Maciço Hespérico. No entanto, considerando a subdivisão do mesmo proposta por Julivert et al., 1974 [2.2], ele parece aflorar apenas na Zona Centro Ibérica, tanto em Portugal como em Espanha, FIGURA 2.2. Tem, no entanto, havido tentativas no sentido de relacionar ao “Complexo Xisto-Grauváquico” algumas formações que ocorrem noutras Zonas Paleogeográficas, como é o caso quer do Câmbrico da Zona Astúrica Ocidental Leonesa, quer as Séries de Narcea e Villalba ou mesmo algumas unidades do Pré - Câmbrico da “Série Negra” (chertes negros e xistos negros grafitosos) da Zona de Ossa-Morena (Sousa, 1984, [4.2]), FIGURA 2.2.

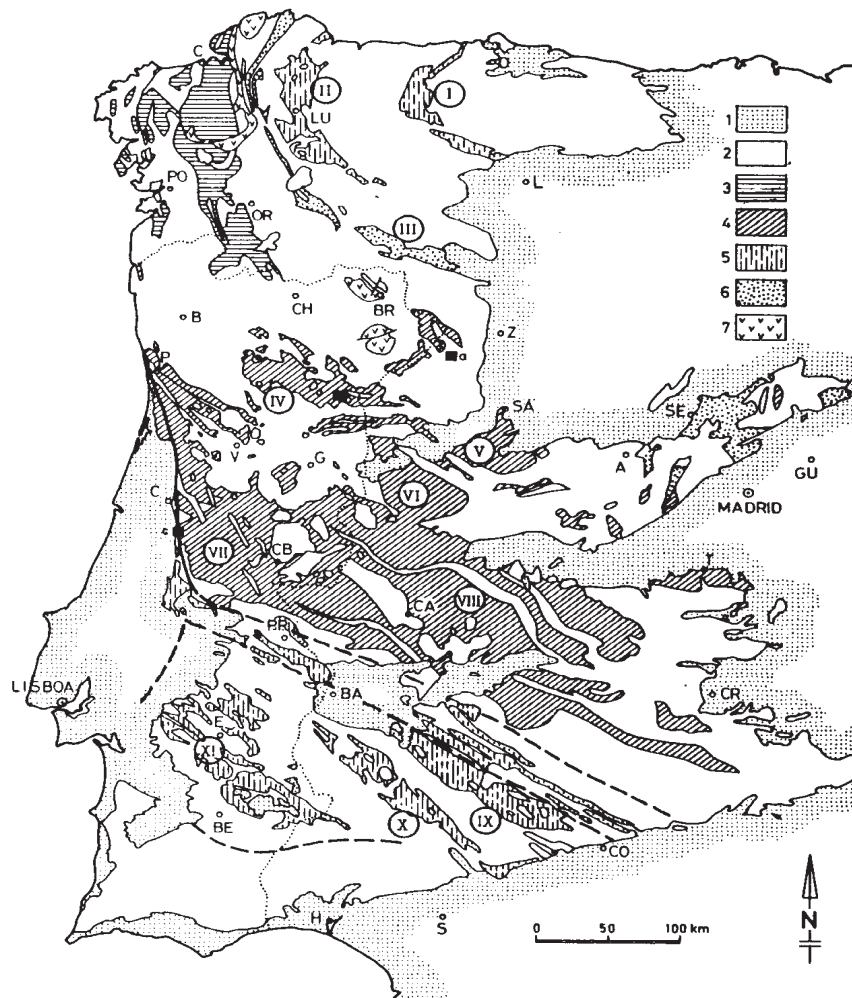


FIGURA 2.2- Localização de Formações do CXG. I, Narcea; II, Villalba; III, “Olho de sapo”; IV, Vale do Douro; V, Salamanca; VI, Valdelacasa; VII, Beira Baixa; VIII, Alcudia; IX, Badajoz-Córdoba; X, Olivença-Monestério; XI, Évora-Beja; a) Miranda do Douro; b) Moncorvo; c) Figueiró dos Vinhos; 1) Terciário-Quaternário; 2) Paleozóico Inferior indiferenciado; 3) Paleozóico Inferior + Pré-Câmbrico indiferenciado; 4) CXG; 5) Pré-Câmbrico; 6) “Olho de Sapo”; 7) Complexos básicos de NW (Sousa, 1984 [4.2])

## 2.2 - O “Complexo Xisto-Grauváquico” em Portugal

A designação “Complexo Xisto-Grauváquico” - usada para identificar um conjunto de materiais aparentemente monótono e possante, com composição predominantemente xistosa e grauváquica e que se situa discordantemente sob o Ordovícico - foi utilizada inicialmente, em Portugal, por Carrington da Costa em 1950 (ref. por Medina, 1996, [5.2]) e continua a sê-lo actualmente, tendo, no entanto, havido outras propostas de designação, nomeadamente “Super Grupo Dúrico-Beirão” (Sousa e Sequeira, 1991, [3.2]).

As sequências litoestratigráficas do “Complexo Xisto-Grauváquico” em Portugal, que, como referido, aflora apenas na zona Centro-Ibérica, são geralmente divididas em dois grupos, tal como proposto por Sousa em 1982 [6.2], e que são :

Grupo do Douro;  
Grupo das Beiras.

O Grupo do Douro corresponde às unidades pré-Ordovícicas que afloram no vale do Douro (Alto Douro) e zona norte da Beira Alta.

O Grupo das Beiras corresponde aos afloramentos mais a sul - Beira Baixa e Beira Litoral - até ao limite entre a zona Centro-Ibérica e a Zona de Ossa-Morena, representado pela falha Porto - Coimbra - Badajoz - Córdoba (Lefort e Ribeiro, 1980; ref. por Sousa, 1982, [6.2]), que corresponde a um grande cavalgamento que mergulha fortemente para NE.

Embora não haja ainda consenso quanto ao limite entre os dois grupos e à relação estratigráfica entre eles, há algumas características que permitem distingui-los (Sousa, 1983, [7.2], 1985, [8.2], 1995, [9.2]), nomeadamente:

- Litoestratigrafia bastante diferenciada dos dois Grupos;
- Contribuição carbonatada exclusiva do Grupo do Douro apontando para uma paleogeografia individualizada;
- Possível idade diferenciada dos dois Grupos, pois a presença de *trilobites* na Formação de Desejosa (Rebelo e Romano, 1986, [10.2]) aponta para uma idade Câmbrica para o Grupo do Douro, enquanto que os microfósseis encontrados na

região de Monfortinho (Sequeira, 1993, [11.2]) e o metamorfismo de contacto impresso pelos granitos pré-Ordovícicos (Gama Pereira, 1987, [12.2]) indicam uma idade Pré-Câmbrica superior (Vendiano) para o Grupo das Beiras.

Com base na ausência generalizada de rochas calcossilicatadas no Grupo das Beiras, Sousa em 1983 [7.2] propõe uma linha geográfica hipotética de separação dos dois grupos, FIGURA 2.3, de acordo com as divisões de Lotze que não considera a Zona Centro Ibérica, mas duas zonas, a Galaico - Castelhana e a Luso - Oriental - Alcúdice, cujo limite seria precisamente esse.

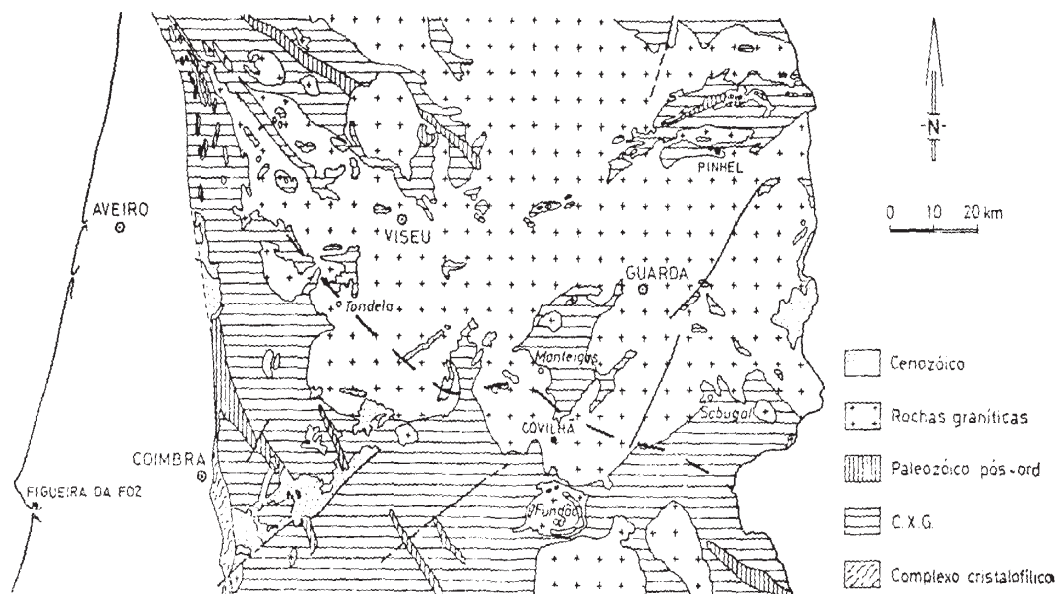


FIGURA 2.3- Linha hipotética separando os dois grupos do CXG em Portugal, segundo Sousa, 1983. A norte desta linha encontra-se o Grupo do Douro e a Sul da mesma o Grupo das Beiras, (Sousa, 1983 [7.2]).

No entanto, na Carta Geológica de Portugal à escala 1/500000, 1992 [13.2], a separação entre os dois grupos é feita ao longo do bordo NE do sinclinal de Sátão, FIGURA 2.4. Para isso, provavelmente, usou-se o carreamento intra-Estefaniano Dúrico-Beirão, que bordeja o flanco SW do anticlinal de Valongo e que não se encontra marcado na referida Carta (Medina, 1996, [5.2]).

Tanto no Grupo do Douro como no Grupo das Beiras têm, ao longo do tempo, sido estudados diversos sectores geográficos e definidas formações litoestratigráficas para cada um deles, havendo várias tentativas no sentido de as relacionar e, assim, tentar obter um conhecimento mais abrangente sobre o “Complexo Xisto-Grauváquico” em Portugal.

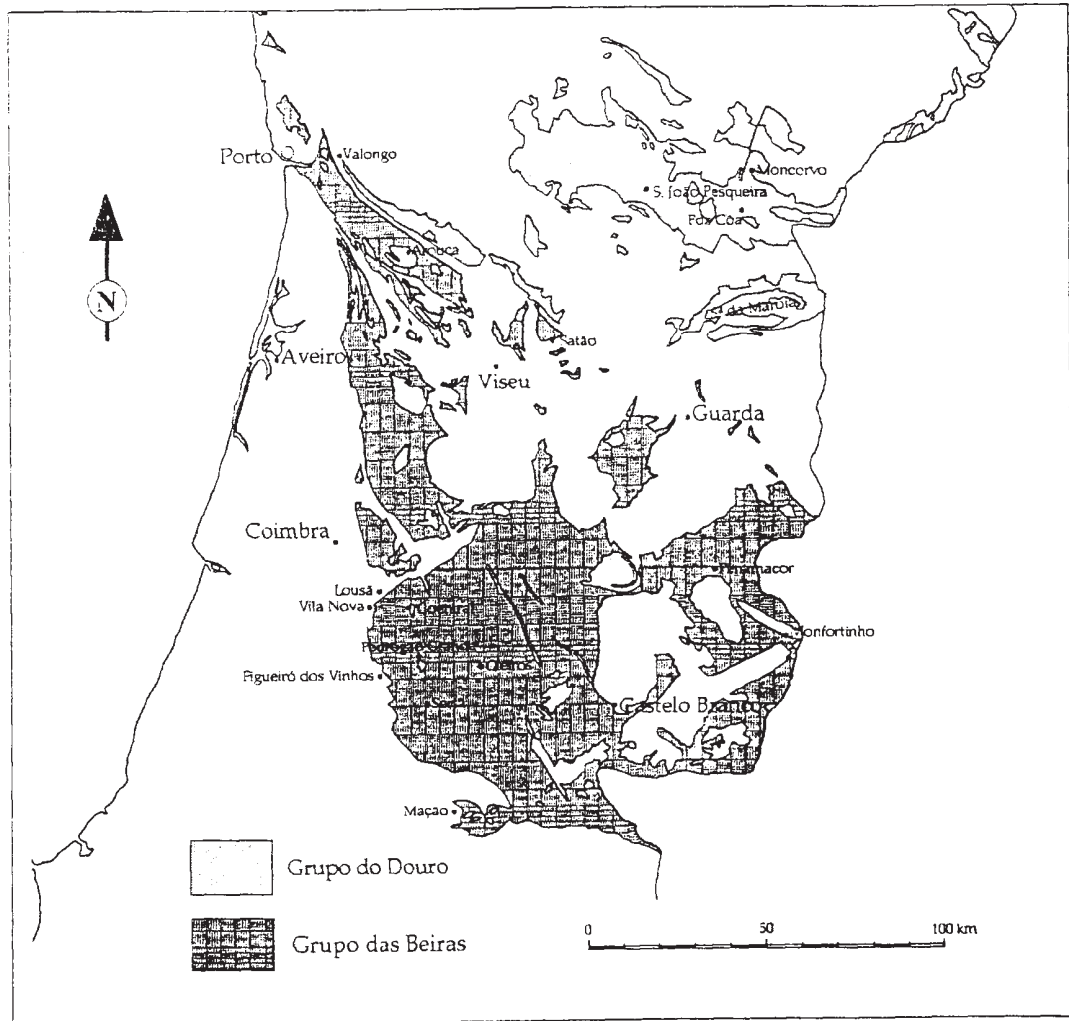


FIGURA 2.4- O CXG em Portugal. Distribuição geográfica dos Grupos do Douro e das Beiras, segundo a Carta Geológica de Portugal à escala 1/500000 (1992); (Medina, 1996 [5.2]).

Por outro lado, tem também existido a preocupação de alguns autores em relacionar os estudos feitos em Portugal com os realizados em Espanha dado que, como foi já referido, o “Complexo Xisto-Grauváquico” aflorante em Portugal se prolonga em Espanha, análise que, no entanto, não se fará neste trabalho.

### 2.2.1 - O Grupo do Douro

Sousa em 1983 [14.2] subdivide o Grupo do Douro, na região de Pinhão - S. João da Pesqueira - Tabuaço - Paredes da Beira, em seis formações litoestratigráficas com uma espessura total de, aproximadamente, 2000 metros e que são, da base para o topo, QUADRO 2.1:

1. Formação de Bateiras - Caracterizada fundamentalmente pela presença de filitos<sup>3</sup> negros grafitosos e calcários, exclusivos desta Formação, que individualizam dois membros: a) Um Membro Inferior - onde dominam os metagrauvaques<sup>4</sup> em bancadas maciças, alternando com os filitos negros grafitosos e finas alternâncias metagrauvaque-filito negro. b) Um Membro Superior - dominado pela presença de calcários, filitos cinzentos e ainda metagrauvaques. Os calcários revelam-se predominantemente calcíticos, sendo mais raros os termos dolomíticos. Figuras de carga, estratificação graduada, seqüências AA, AB, ABC, BC, ABCDE de Bouma e “ripples” de corrente foram as principais estruturas sedimentares observadas. A espessura é de  $800 \pm 100$  m.

2. Formação de Ervedosa do Douro - Define-se como uma seqüência finamente estratificada, de cor verde, consistindo de ritmos de 10 a 20 cm obedecendo a uma seqüência metaquartzovaque<sup>5</sup>-filito e em que a relação filito-metaquartzovaque se situa entre 2:1 e 5:1. Os níveis psamíticos exibem estruturas de laminação oblíqua (“ripple in drift”) e as seqüências definidas são do tipo C(D)E. Assinala-se também a ocorrência de uma impregnação de magnetite constituindo um horizonte intercalado na Formação. É semelhante à Formação de Pinhão. A espessura é de  $250 \pm 50$  m.

3. Formação de Rio Pinhão - Trata-se de uma unidade predominantemente metagrauváquica, constituída por bancadas mais ou menos espessas (até 120 cm) de metagrauvaques alternando com filitos escuros listrados geralmente em menores proporções que os termos metagrauváquicos. Contém uma intercalação de bancadas microconglomeráticas. As bancadas mostram geralmente figuras de carga, estratificação graduada, “ripple in drift”, laminação paralela e seqüências do tipo ABC(D)E, AB, BCDE. Espessura de  $250 \pm 50$  m.

4. Formação de Pinhão - Litológica e sedimentologicamente semelhante à Formação de Ervedosa. Formação de cor verde, exibindo ritmos de 10-20 cm definidos pelo metaquartzovaque-filito. Nos leitos psamíticos evidenciam-se frequentemente aspectos de estruturas de laminação convoluta e “ripple in drift”, caracterizando seqüências do tipo C(D)E. Salienta-se também a ocorrência de magnetite na porção mediana da Formação. Tem uma espessura de  $350 \pm 50$  m.

5. Formação de Desejosa - Caracteriza-se fundamentalmente pelos filitos listrados, ardosíferos, onde mais raramente se intercalam algumas bancadas de metagrauvaque. Estratificação graduada e figuras de carga são as principais estruturas observadas, mostrando genericamente um estilo estratonómico muito pouco conturbado. Para o topo intercala-se uma bancada métrica de um conglomerado intraformacional. A sua espessura é de  $250 \pm 50$  m.

6. Formação de S. Domingos - É o termo stratigráfico mais alto do Grupo do Douro, desconhecendo-se o topo da Formação; caracteriza-se principalmente pela presença de conglomerados polimíticos e

<sup>3</sup> Rocha metamórfica com clivagem de fluxo e em que os minerais micáceos de grão fino excedem 50 % da moda (composição mineralógica real).

<sup>4</sup> Grauvaque que, embora tendo sido sujeito a metamorfismo, manteve as características essenciais da rocha inicial.

<sup>5</sup> Grauvaque constituído apenas por grãos de quartzo e matriz, o qual, embora tendo sido sujeito a metamorfismo, manteve as características essenciais da rocha inicial.

metaquartzarenitos<sup>6</sup>. Os conglomerados contêm clastos de quartzo, calcário, filito e metagrauvaque. Figuras de erosão na base das camadas, estratificação graduada, “flute casts”, laminação paralela e “ripples” de corrente são as estruturas sedimentares predominantes. Espessura visível de 50 m.

Os fósseis encontrados são escassos, referindo-se apenas o achado de pistas designadas como *planolites* na base de uma bancada de metaquartzovaque da Formação de Pinhão (Sousa, 1984, [4.2]).

Na zona de Horta de Numão (Vila Nova de Foz Côa), foi referida por Silva e Ribeiro, 1985 (Medina, 1996, [5.2]) a presença de um acidente tectónico, denominado carreamento sin-sedimentar da Senhora do Viso, e que implica a duplicação da sequência estratigráfica estabelecida por Sousa, isto é, equivalência entre a Formação de Ervedosa (autóctone) e a Formação de Pinhão (alóctone) e passagem lateral de fácies entre a Formação de Bateiras (autóctone) e a Formação de Rio Pinhão (alóctone) [8.2], QUADRO 2.1.

O carreamento da Senhora do Viso foi generalizado para todo o Grupo do Douro, aparecendo a mancha correspondente ao Grupo do Douro, na Carta Geológica de Portugal à escala 1/500000, 1992 [13.2], diferenciada em duas cores que dizem respeito ao “Autóctone”, ao qual correspondem as Formações de Bateiras e Ervedosa do Douro, e ao “Alóctone”, a que correspondem as Formações de Rio Pinhão, Pinhão, Desejosa e S. Domingos. Esta hipótese de duplicação generalizada não é, no entanto, aceite por Sousa (comunicação oral no XVI Curso de Actualização de Professores de Geociências, Viseu/1996, (ref. por Medina, 1996, [5.2]).

Na região de Moncorvo é referida por Rebelo e Romano em 1986 [10.2], a não existência de descontinuidade do Ordovícico sobre o Grupo do Douro, onde a Formação da Desejosa passa de forma rápida mas gradativamente à Formação Quinta da Ventosa, que por sua vez passa gradualmente à Formação Quartzítica, QUADRO 2.1. No entanto, na maioria dos casos o Ordovícico Inferior encontra-se discordante sobre o Grupo do Douro, por ausência da Formação Quinta da Ventosa.

---

<sup>6</sup> Arenito constituído quase inteiramente por grãos de quartzo e matriz que, embora sujeito a metamorfismo, manteve as características essenciais da rocha inicial.



A descoberta de *trilobites* na Formação de Desejosa por Rebelo e Romano em 1986 [10.2], leva a que esta Formação, bem como todo o Grupo do Douro, seja considerada como Câmbrico. Esta opinião vai de encontro à de Sousa [7.2], que atribuía “uma idade Câmbrica inferior a média (ou mesmo superior) de boa parte do Complexo Xisto-Grauváquico do Douro”.

Em 1989 são individualizadas por Sousa [15.2], na região de Marofa, duas unidades distintas, QUADRO 2.1:

Formação da Ponte de Chinchela, inferior, constituída essencialmente por xistos negros carbonosos e metagrauvaques escuros, manifestando-se também lateralmente a presença de rochas calcárias (mármore), frequentemente silicificadas e rochas calco-silicatadas (espessura de 150 metros);

Formação da Excomungada, superior, constituída por quartzitos, rochas greso-conglomeráticas e xistos verdes finamente estratificados (espessura de 300 metros).

Sousa em 1989 [15.2] considera a F. da Ponte de Chinchela como equivalente lateral do Membro Superior da Formação de Bateiras e a F. da Excomungada equivalente lateral das Formações de Ervedosa do Douro, Rio Pinhão e Pinhão.

Na região de Arouca, com base na cartografia das estruturas variscas, Valle Aguado em 1992 (ref. por Medina, 1996, [5.2]) separa duas unidades, QUADRO 2.1:

Unidade Inferior, na qual predominam os termos pelíticos, em geral bastante quartzosos, com algumas intercalações centimétricas de metagrauvaques;

Unidade Superior, que começa com níveis lenticulares de conglomerados, passando para o topo a xistos com intercalações milimétricas a centimétricas de metagrauvaque.

O limite Pré-Câmbrico - Câmbrico no Grupo do Douro é situado por Sousa e Sequeira em 1993 [16.2] no grupo das Formações Ervedosa do Douro a Formação do Pinhão.

### 2.2.2 - O Grupo das Beiras

No Grupo das Beiras têm sido identificadas várias sequências litoestratigráficas localizadas em áreas distintas. Sendo tradicionalmente consideradas como turbidíticas, têm, mais

recentemente, sido propostos ambientes de plataforma siliciclástica e glacioderivados para algumas destas sequências, como na região da barragem da Aguieira.

Silva et al. em 1988 definem, pela primeira vez, na Beira Baixa as Formações de Malpica do Tejo e Rosmaninhal/Perais, às quais Romão, em 1991, acrescenta a Formação de Alameda (ref. por Medina, 1996, [5.2]). Na Carta Geológica de Portugal à escala 1/500000, 1992 [13.2] o Grupo das Beiras aparece constituído por quatro formações, que são, da base para o topo, QUADRO 2.1:

1. Formação de Malpica do Tejo - Caracterizada genericamente por forte predominância de grauvaques relativamente aos pelitos<sup>7</sup>. Encontra-se dividida em dois membros: a) O Membro Inferior é constituído por alternâncias centimétricas a milimétricas de pelitos, por vezes com intercalações de bancadas métricas de grauvaques; apresenta uma espessura aproximada de 150 a 200 metros e passa gradualmente ao membro superior pelo aumento da espessura e da frequência das bancadas de grauvaques. b) O Membro Superior é constituído por sequências decamétricas de bancadas de grauvaque com intercalações de siltitos e pelitos; apresenta uma espessura superior a 1000 metros (Romão, 1991, ref. por Medina, 1996, [5.2]).
2. Formação de Perais - “filitos e metagrauvaques em proporção semelhante” (Silva et al., 1995, [17.2]).
3. Formação de Rosmaninhal - Caracterizada por uma possante sequência pelítica, onde se encontram intercalados diversos níveis de microconglomerados, conglomerados e bancadas métricas de grauvaque. Apresenta uma espessura superior a 1000 metros (Romão e Ribeiro, 1992, ref. por Medina, 1996, [5.2]).
4. Formação de Alameda - Caracterizada pela predominância de grauvaques relativamente aos pelitos, com espessura métrica, podendo, por vezes, conter clastos de argila no seu interior. Esta formação é litologicamente semelhante ao membro superior da Formação de Malpica do Tejo. Apresenta uma espessura superior a 1000 metros (Romão e Ribeiro, 1992, ref. por Medina, 1996, [5.2]).

Estas formações são consideradas, na referida Carta Geológica, de idade Câmbria, sendo o Grupo do Douro e o Grupo das Beiras interpretados como “equivalentes laterais”.

Na região de Zebreira - Penamacor, Sequeira em 1991, (ref. por Medina, 1996, [5.2]), individualiza quatro unidades litoestratigráficas que, da base para o topo, são, QUADRO 2.1:

---

<sup>7</sup> Rocha metamórfica derivada de sedimentos pelíticos (argilosos) com conteúdos elevados de Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e K<sub>2</sub>O.

1. Formação de Malpica do Tejo - Com bancadas métricas de metagrauvaques.
2. Formação da Ribeira de Arades - Constituída por xistos laminados, que têm intercalados na base conjuntos de bancadas grauvacóides; apresenta espessura superior a 1000 metros.
3. Formação do Carril das Travessas - Formada por metagrauvaques e microconglomerados em bancadas decimétricas a métricas, com algumas intercalações de xistos laminados e espessura não inferior a 1000 metros.
4. Formação do Cabeço das Popas - Unidade fundamentalmente xistenta, mas caracterizada por metaconglomerados de matriz argilosa e clastos com litologia variada, com espessura máxima de 500 metros.

Na Formação do Cabeço das Popas foi encontrada uma associação de microplancton que indica uma idade Proterozóica Superior (Vendiano médio a superior) para a mesma (Sequeira, 1991, ref. por Medina, 1996, [5.2]).

Na região de Monfortinho, Sequeira em 1993 [11.2] refere o afloramento das três últimas formações individualizadas em Zebreira-Penamacor, não aflorando a Formação de Malpica do Tejo, a qual se encontra a sul da área estudada.

O mesmo autor coloca a possibilidade de a F. do Cabeço das Popas assentar discordantemente sobre as infrajacentes, atribuindo à discordância uma idade Pré-Câmbrica superior, com base, essencialmente, nos seguintes argumentos:

- a) a Formação do Cabeço das Popas assenta sobre diferentes unidades;
- b) parece haver organização estrutural diferente entre a unidade superior e as infrajacentes;
- c) os conglomerados de Vale Feitoso, correlativos dos conglomerados do Cabeço das Popas, contêm, entre outros, clastos trabalhados de metagrauvaques das unidades infrajacentes.

Na Carta Geológica à escala 1/500000, 1992 [13.2], as Formações Ribeira de Arades, Carril da Travessas e Cabeço das Popas encontram-se incluídas na Formação do Rosmaninhal.

Na região de Coimbra - Lousã, Sequeira e Sousa em 1991 [3.2] individualizam duas unidades litoestratigráficas que, da base para o topo, são, QUADRO 2.1:

Formação do Rio Ceira-Caneiro - De carácter essencialmente metagrauváquico, constituída por bancadas decimétricas a métricas que formam pacotes espessos que atingem 30 a 40 metros, separados por intercalações de xistos laminados, de espessura reduzida; apresenta uma espessura mínima de 300 metros.

Formação de Boque-Serpins - Fundamentalmente pelítica, constituída por xistos cinzentos laminados, com alternâncias milimétricas a centimétricas de material arenoso fino ou siltítico e de material pelítico; mais para o topo intercalam-se pacotes de metagrauvaques com espessuras de 10 a 15 metros; apresenta uma espessura mínima de 250 metros.

Estas duas formações foram, na Carta Geológica de Portugal à escala 1/500000, 1992 [13.2], incluídas na Formação de Perais.

Na região do Caramulo-Buçaco, Medina em 1996 [5.2] refere que o CXG é constituído por um conjunto litológico bastante homogéneo e de predominância pelítica. Refere ainda que as rochas estudadas foram afectadas por uma deformação e metamorfismo regionais, não ultrapassando este a fácies dos xistos verdes (actinolite + clorite + epídoto + albite).

O autor individualiza quatro unidades informais que passam gradualmente umas às outras e que são, da base para o topo, FIGURA 2.5 e QUADRO 2.1:

Unidade I - Forma uma franja NW-SE, entre o granito do Caramulo e a bacia terciária de Mortágua. É constituída por xistos cinzentos e negros com intercalações de arenitos de espessura não superior a 100 metros e de extensão lateral quilométrica. Apresenta uma espessura média estimada em 1000 metros, sendo o seu limite inferior desconhecido.

Unidade II - Distingue-se da Unidade I pela proporção de material arenoso intercalado entre os pelitos. É caracterizada por um predomínio de material silto-argiloso negro e escassos níveis arenosos com possança não superior à dezena de metros e escassa continuidade lateral. Constitui uma franja alargada de orientação próxima a E-W, sobre a qual a bacia terciária de Mortágua se dispõe discordantemente. Espessura média aproximada 1500 metros.

Unidade III - Desenvolve-se numa faixa paralela a sul da Unidade II e é caracterizada pela presença de conjuntos arenosos com extensão lateral quilométrica e espessura decamétrica, separados por material silto-argiloso cinzento e negro, que são as litologias dominantes na Unidade. Espessura máxima estimada na ordem dos 200 metros.

Unidade IV - Predominantemente pelítica, com escassas intercalações de conjuntos arenosos. O seu limite inferior encontra-se no topo do último conjunto arenoso da Unidade III. Espessura mínima provável inferior a 500 metros.

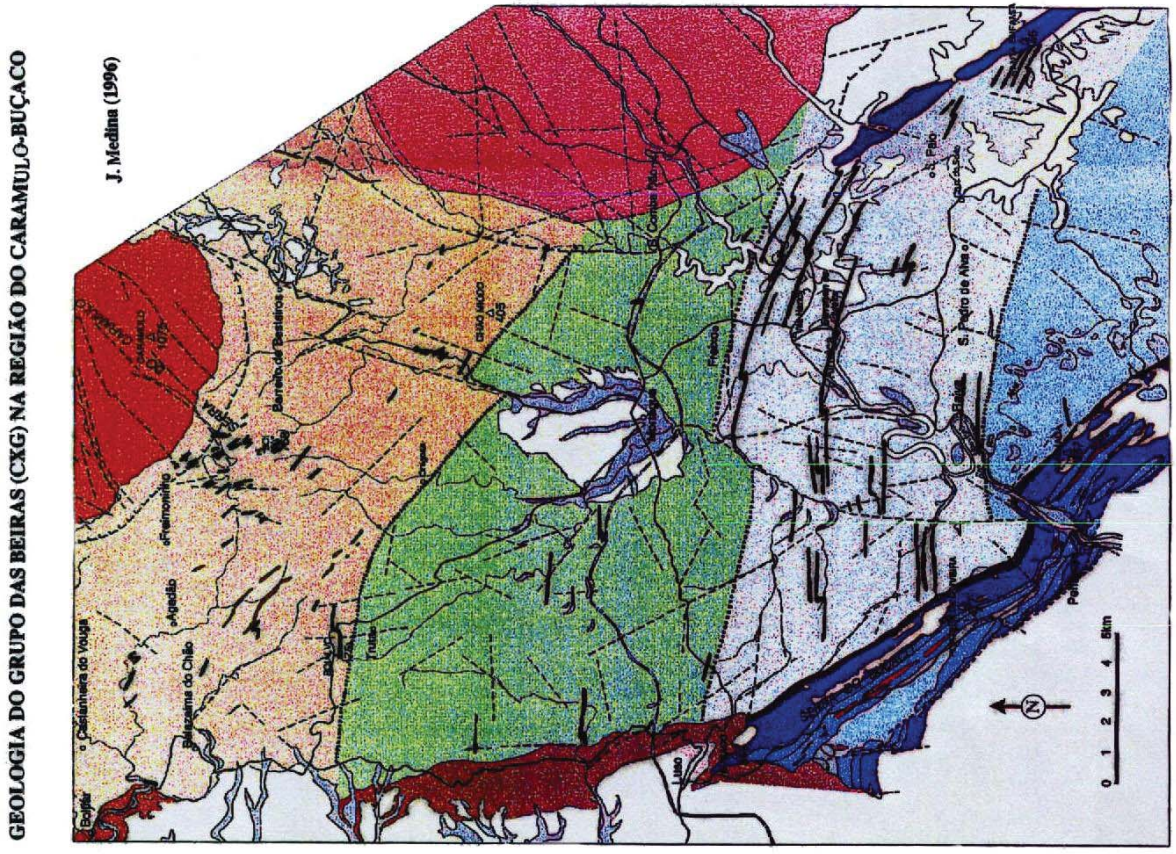
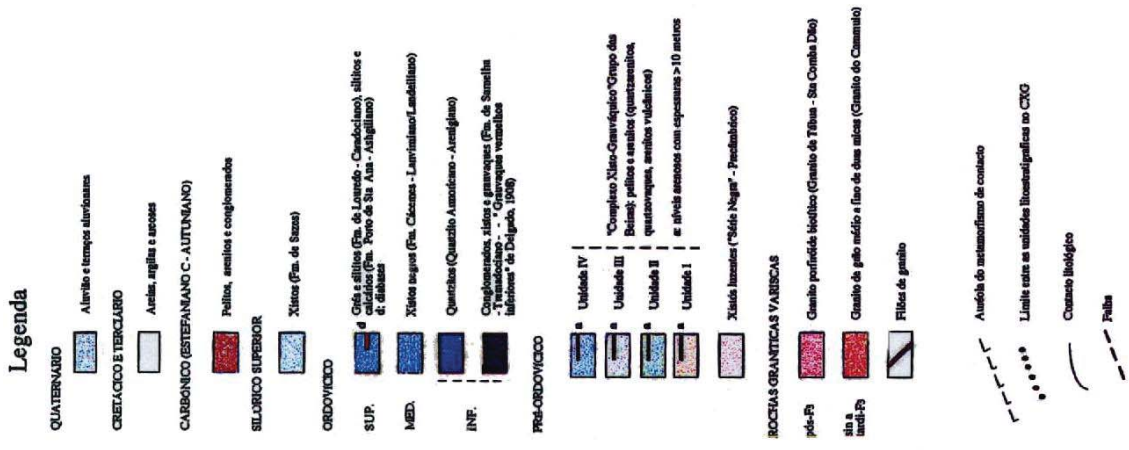


FIGURA 2.5- Geologia e Geotecnia das Beiras (CXG) na Região do Caramulo-Buçaco (Medina, 1996 [5.2]).

O autor considera que a associação e organização do conjunto de fácies caracterizadas indicam uma sedimentação num ambiente de plataforma siliciclástica aberta.

Sousa e Sequeira [16.2] consideram que as relações litoestratigráficas no Grupo das Beiras apontam para uma posição inferior à do Grupo do Douro, ocupando um espectro desde o Rifeano ao Vendiano Superior.

No limite entre a Zona Centro-Ibérica e a Zona de Ossa-Morena foram individualizadas por alguns autores formações que assentam em discordância sobre o Grupo das Beiras, dispondose também discordantemente sobre elas o Ordovícico (Sousa, 1984, [4.2]).

Assim, na região de Sardeal-Mação, em discordância sobre o Grupo das Beiras e em discordância sob o Ordovícico, Conde em 1971 [18.2] refere a existência de uma “sequência vulcano - sedimentar constituída, da base para o topo, por conglomerados, quartzítos, xistos argilosos e vulcanitos ácidos” à qual chamou Série Intercalar.

Em 1988, Silva et al. referem esta formação como Formação do Vale do Grou e em 1990 Ribeiro, na região de Mação, denomina-a Formação de Evendos, descrevendo-a do seguinte modo: “Unidade essencialmente detrítica de natureza arenito-conglomerática com importante contributo vulcânico na sua fracção clástica, o que lhe confere um carácter vulcano-sedimentar”, com uma espessura mínima de 200 metros (Medina, 1996, [5.2]).

Em 1987, Gama Pereira [12.2] refere no sector Alvaiázere-Figueiró dos Vinhos-Espinhhal a existência de séries discordantes com os micaxistos ou com o CXG aos quais se sobrepõem, de carácter geral vulcano-sedimentar, e que denomina Unidade dos Amarelos a Oeste da Arega e Unidade do Pecegueiro a Este e Sudeste do Espinhhal.

Unidade dos Amarelos - É formada por um metaquartzito fino, laminado, em bancos pouco espessos (menores que três metros) que passa a uma série de xistos e grauvaques que passam a laminados finos vulcano-sedimentares e esta a grés claros e xistos argilo - micáceos com intercalações de pórfiros ácidos.

Unidade do Pecegueiro - Constituída da base para o topo por material vulcânico ácido, xistos argilo-micáceos de cor cinzento-verdoengo, macios, com algumas intercalações de xistos com fragmentos

muito espalmados de material vulcânico e tufos vulcânicos ácidos. Assenta discordantemente(?) sobre o Grupo das Beiras e é sobreposta, também em discordância(?), pelo Ordovício.

Segundo o autor não há equivalência litológica flagrante entre estas duas Unidades à excepção da presença de termos vulcânicos ácidos.

No entanto, Ribeiro et al. em 1993 (ref. por Medina, 1996, [5.2]) relacionam a Formação de Evendos com a Série Intercalar [18.2], Unidade do Pecegueiro e Unidade dos Amarelos [12.2] e atribuem-lhes uma idade posterior ao Grupo das Beiras mas anterior ao Ordovício.

### 2.3 - Afloramentos de Xistos e Grauvaques nas Zonas de Ossa-Morena e Sul Portuguesa

Mais a Sul, tanto na Zona de Ossa Morena como na Zona Sul Portuguesa, ocorrem alguns afloramentos de xistos e grauvaques, referenciados na Carta Geológica de Portugal à escala 1/500000, 1992 [13.2], e que têm designações e conseqüentemente composições variadas e idades que vão do Proterozóico ao Carbónico Inferior, como sejam:

- Na Zona de Ossa Morena, no sector Estremoz-Barrancos as Formações de Morenos (micaxistos e mármore, metarenitos, vulcanitos ácidos e anfíbolitos); Mosteiros (xistos, grauvaques, xistos negros, anfíbolitos e calcários) e Urra (xistos, grauvaques e porfiróides) de idade Proterozóica Superior e as Formações de Russianas (xistos e calcários detriticos) e Xistos Raiados (xistos e psamitos com cloritóide) pertencentes ao Devónico Inferior.
- Na Zona Sul Portuguesa, na Faixa Piritosa, Formações de Mértola (turbiditos e conglomerados) e Mira (turbiditos) de idade Carbónico Inferior.

### 2.4 - Rochas Magmáticas Intrusivas no Maciço Hespérico

No Maciço Hespérico, que em Portugal corresponde, como referido, às Zonas Centro-Ibérica, de Ossa-Morena e Sul Portuguesa, ocorrem frequentemente rochas magmáticas intrusivas,

recortando as restantes litologias presentes, nomeadamente os materiais do “Complexo Xisto-Grauváquico” e as formações Xisto-Grauvacóides mais recentes do sul do país.

As intrusões magmáticas, que de um modo geral aparecem associadas às várias fases orogénicas ocorridas ao longo do tempo, não são, portanto, todas da mesma idade apresentando, assim, composições mineralógicas e por conseguinte designações diferentes.

No QUADRO 2.2, apresenta-se, a título de exemplo, um breve resumo dos tipos de rochas magmáticas intrusivas e fase orogénica com a qual se encontram relacionadas, que, segundo a Carta Geológica de Portugal à escala 1/500000, 1992 [13.2], afloram na Zona Centro-Ibérica, em Portugal.

QUADRO 2.2- Rochas Magmáticas e fase orogénica com a qual se encontram relacionadas, aflorantes na Zona Centro-Ibérica, segundo a Carta Geológica de Portugal à escala 1/500000, 1992 [13.2].

Granitos relacionados com fracturas frágeis			
Orogénica	Tardi Pós		- Granitos biotíticos em geral porfiróides
Granitóides relacionados com cisalhamentos dúcteis			
Orogénicas	Tardi a pós-tectónica. r/ a F <sub>3</sub>	Série tardia	- Granitos moscovítico-biotíticos - Granitos monzoníticos com esparsos megacristais - Granitos monzoníticos porfiróides - Quartzodioritos e granodioritos biotíticos
	Sin-tectónicas r/ a F <sub>3</sub>	Série intermédia	- Granitos e granodioritos, porfiróides - Quartzodioritos e granodioritos biotíticos
		Série precoce	- Granodioritos biotíticos (preoces)
Granitóides de duas micas com restitos			
Orogénicas sintectónicas	Tardi	F <sub>3</sub>	- Granitos geralmente porfiróides
	Sin-F <sub>3</sub>		- Granito de duas micas, indiferenciado - Granitos com restitos e migmatitos
	Sin-F <sub>2</sub>		- Granitos gnaissóides
	Ante a Sin	F <sub>1</sub>	- Granitos gnáissicos
Ante-Hercínica	Ordovícica		- Ortognaisses e granitos
	Câmbrica		- Ortognaisses às vezes ocelados
	Pré-Câmbrica		- Ortognaisses

Cabe aqui a nota de que estes materiais magmáticos e seus derivados por alteração, (saibros, por exemplo) apresentam geralmente uma maior resistência mecânica que os seus vizinhos

xistosos, quando colocados em camadas de fundação dum pavimento rodoviário. É habitual, por causa disso mesmo, que os materiais xistosos sejam desprezados na construção de camadas de fundação mais esforçadas. Esta atitude nem sempre traduz um comportamento avisado do ponto de vista económico, como se depreenderá dos resultados do presente estudo.

## 2.5 - Cobertura do Maciço Hespérico - Depósitos Modernos

Como referido anteriormente, os terrenos Pré-Câmbricos e Paleozóicos que constituem o Maciço Hespérico são frequentemente recobertos por depósitos modernos. A título de exemplo referem-se:

- a) Os sedimentos Terciários da Beira Baixa que englobam (Proença e Cunha, 1992, [19.2]):
  - a Unidade Areno-conglomerática de Cabeço do Infante;
  - a Unidade Arenosa de Silveirinha dos Figos;
  - os Arenitos da Torre;
  - os Conglomerados de Monfortinho;
  - os Conglomerados de Falagueira.
  
- b) Os sedimentos da região a norte das Serras da Lousã e Açor nos quais se inserem as denominadas Bacias de Mórtaqua e Arganil-Lousã. Estes sedimentos englobam [19.2]:
  - o Grupo do Buçaco;
  - Areias de Buçaqueiro;
  - Arcoses de Côja;
  - Arcoses de Lobão;
  - Formação de Campelo;
  - Conglomerados de Telhada;
  - Conglomerados de Santa Quitéria.

## 2.6- Referências Bibliográficas

- 1.2- Teixeira, C. (1981): “Geologia de Portugal”. Fundação Calouste Gulbenkian, Vol 1- Precâmbrico, Paleozóico; Lisboa.
- 2.2- Julibert, M.; Fontbote, J. M.; Ribeiro, A.; Conde, L. (1974): “Mapa Tectónico de la Península Ibérica y Baleares”. Instituto Geológico y Minero de España, Servicio de Publicaciones Ministerio de Industria.
- 3.2- Sequeira, A. J. D.; Sousa, M. B. (1991): “O Grupo das Beiras (Complexo Xisto-Grauváquico) da região de Coimbra – Lousã”. Memórias e Notícias, Publ. Mus. Mineral. Geol., Univ. de Coimbra, 112, pp. 1-13.
- 4.2- Sousa, M. B. (1984): “Considerações sobre a estratigrafia do Complexo Xisto-Grauváquico (CXG) e a sua relação com o Paleozóico Inferior”. Cuadernos de Geología Ibérica, Instituto de Geología Económica, Departamento de Estratigrafia, Facultad de Ciencias Geológicas de la Universidad Complutense, Madrid.
- 5.2- Medina, J. M. P. G. (1996): “Contribuição para o conhecimento da geologia do Grupo das Beiras (CXG) na Região do Caramulo-Buçaco (Portugal Central)”. Tese de Doutoramento, Departamento de Geociências, Univ. de Aveiro.
- 6.2- Sousa, M. B. (1982): “Litostratigrafia e estrutura do CXG Ante-Ordovícico – Grupo do Douro (NE Portugal)”. Tese de Doutoramento, Univ. de Coimbra.
- 7.2- Sousa, M. B. (1983): “Considerações paleogeográficas e ensaio de correlação das Formações do Grupo do Douro (CXG) com as Formações Ante-Ordovícicas da Zona Centro-Ibérica”. Memórias e Notícias, Publ. Mus. Mineral. Geol., Univ. de Coimbra, 95, pp. 65-98.
- 8.2- Sousa, M. B. (1985): “Perspectiva sobre os conhecimentos actuais do CXG de Portugal”. Memórias e Notícias, Publ. Mus. Mineral. Geol., Univ. de Coimbra, 100.
- 9.2- Sousa, M. B. (1995): “Neoproterozoic – Lower Cambrian in Portugal”. Post-Conference Field Guide, XIII Geological Meeting on the West Iberian Peninsula, Salamanca-Coimbra, September, 27-30<sup>th</sup>.
- 10.2- Rebelo, J. A.; Romano, M. (1986): “A Contribution to the Lithostratigraphy and Palaeontology of the Lower Palaeozoic Rocks of the Moncorvo Region, Northeast Portugal”. Comun. Serv. Geol. Portugal, T. 72, Fasc.1 / 2, pp. 45-57.
- 11.2- Sequeira, A. J. D. (1993): “Provável discordância Intra – Grupo das Beiras na Região entre Monfortinho e Idanha-a-Velha”. Comun. XII Reun. Geol. Oeste Peninsular, Universidade de Évora, 20-24 Setembro, vol. 1, pp. 41-52.

- 12.2- Gama Pereira, L. C. (1987): “Tipologia e evolução da sutura entre a ZCI e a ZOM no sector entre Alvaiázere e Figueiró dos Vinhos (Portugal Central)”. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra.
- 13.2- Carta Geológica de Portugal, escala 1/500000 (1992). Serviços Geológicos de Portugal, 5ª edição, Lisboa.
- 14.2- Sousa, M. B. (1983): “Litostratigrafia do CXG – Grupo do Douro (NE de Portugal)”. Memórias e Notícias, Publ. Mus. Mineral. Geol., Univ. de Coimbra, 95, pp. 3-63.
- 15.2- Sousa, M. B. (1989): “O Complexo Xisto-Grauváquico da Marofa (Figueira de Castelo Rodrigo – Portugal Central)”. Memórias e Notícias, Publ. Mus. Mineral. Geol., Univ. de Coimbra, 108, pp. 1-10.
- 16.2- Sousa, M. B.; Sequeira, A. J. D. (1993): “O limite Pré-Câmbrico – Câmbrico na Zona Centro- Ibérica, em Portugal”. comun. XII Reun. Geol. Oeste Peninsular, Universidade de Évora, vol. 1, pp. 17-28
- 17.2- Silva, A. F.; Romão, J. M. C.; Sequeira, A. J.; Oliveira, J. T. (1995): “A sucessão Litoestratigráfica Ante-Ordovícica na Zona Centro Ibérica (ZCI), em Portugal: ensaio de interpretação com base nos dados actuais”. XIII Reun. Geolo. Oest. Peninsular, Salamanca, 27-30 Setembro.
- 18.2- Conde, L. E. N., (1971): “Existência em Portugal de uma série superior à “Formação Xistosa da Beira” e inferior ao Ordovícico”. Studia Geol., Salamanca, II, pp. 25-26.
- 19.2- Proença e Cunha, P. M. R. R., (1992): “Estratigrafia e sedimentologia dos depósitos do Cretácico Superior e Terciário de Portugal Central, a leste de Coimbra”. Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra.

## 3- Experiência Portuguesa em Construção com Xistos

### 3.1- Considerações Iniciais

Pretende neste capítulo fazer-se um levantamento e respectiva análise, das principais estradas construídas em Portugal nos últimos anos em que se utilizou como material de construção o Xisto.

Dado que, como referido no capítulo 2, existem em Portugal afloramentos de Xistos e Grauvaques que não pertencem ao “Complexo Xisto-Grauváquico” e tendo algumas estradas sido construídas com tais materiais, irá fazer-se uma análise separada das construídas com materiais do CXG e das construídas com outros materiais xistosos.

Existe em Portugal, nomeadamente na zona sul, outro tipo de obras, as barragens de aterro, construídas com materiais xistosos. Neste trabalho não irá, no entanto, ser analisado este tipo de obras dado que os materiais utilizados na sua construção, embora sendo xistos ou grauvaques, não pertencem ao “Complexo Xisto-Grauváquico” mas às formações de xisto e grauvaque mais recentes que afloram na zona sul do País.

Assim, na análise que se segue, dizendo respeito apenas a estradas, inicia-se com as obras construídas no “Complexo Xisto-Grauváquico”, passando-se depois a obras construídas com materiais xistosos não pertencentes a este complexo.

Algumas das características e ensaios que vão ser referidos só se encontram descritos nos capítulos 4 e 5. Entendeu-se, no entanto, descrever desde já a experiência com outros materiais que não o estudado. Serve esta decisão para suportar e justificar a estrutura de análise usada no trabalho, já que será possível comparar a metodologia seguida com a usada em outros estudos para materiais semelhantes.

### 3.2- Experiência com materiais do “Complexo Xisto-Grauváquico”

O denominado “Complexo Xisto-Grauváquico” aflora, como referido no capítulo 2, na Zona Centro-Ibérica, ou seja, pode encontrar-se desde o Vale do Douro até à Beira Baixa passando quer pela Beira Litoral quer pela Beira Alta, numa faixa, com continuação em Espanha, que a sul do afloramento coincide, aproximadamente, com a falha Porto - Coimbra - Badajoz - Córdoba.

Nestas regiões foram nas últimas décadas construídas ou encontram-se em construção várias estradas, cujos aterros foram realizados com os materiais escavados na linha.

De entre as estradas construídas vão analisar-se apenas alguns casos, devido, essencialmente, à dificuldade que se encontrou na recolha de dados sobre algumas. Os casos analisados encontram-se assinalados nas FIGURAS 3.1, 3.2 e 3.3.

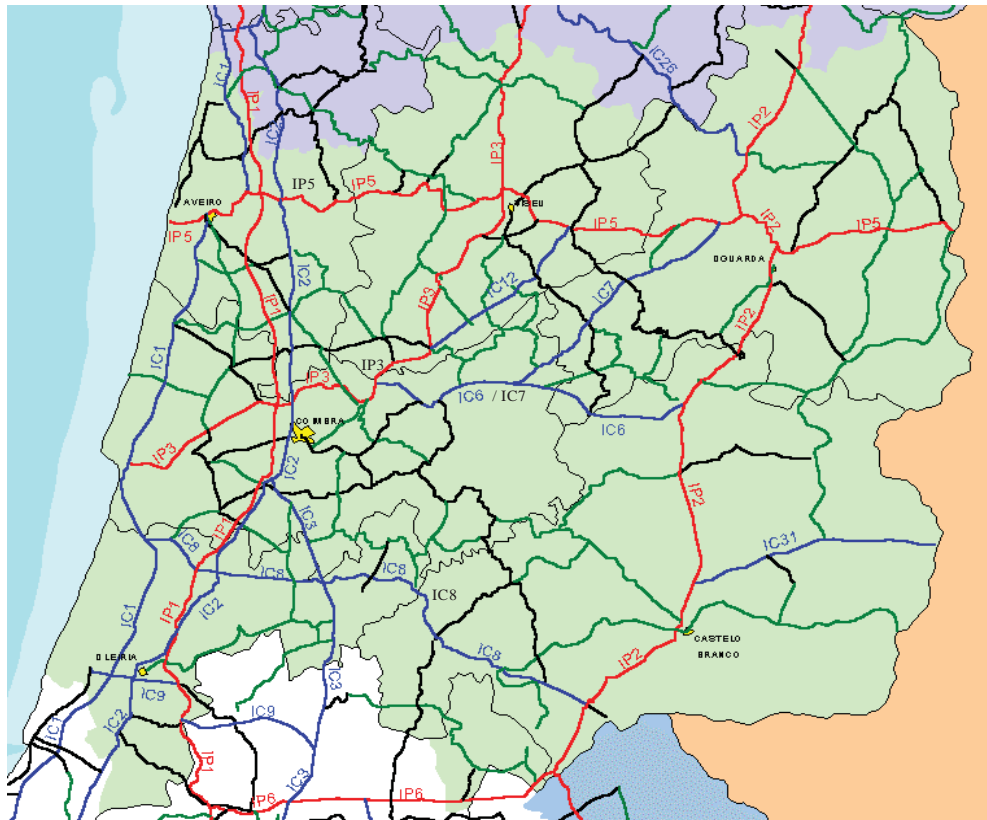


FIGURA 3.1- Localização dos itinerários onde se analisaram os materiais xisto-grauváquicos usados na construção: IP3, IP5 e IC8

À semelhança do que se fará no capítulo 5 do presente trabalho relativamente ao IC 7, irão ser apresentados, sempre que possível, resultados relativos à fase de projecto, à fase de obra e a eventuais estudos realizados no âmbito de projectos de investigação.

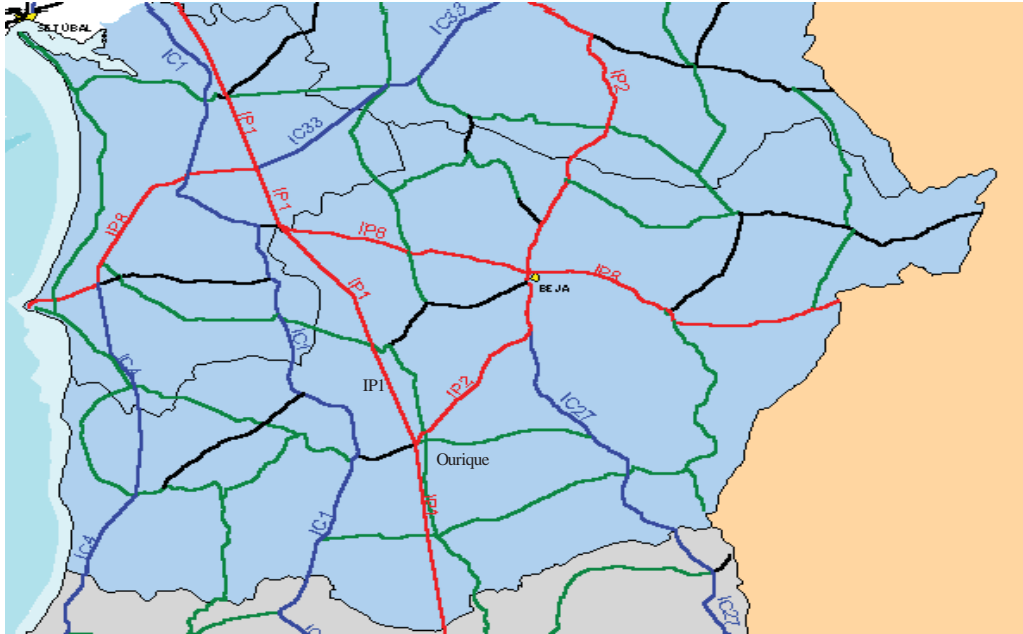


FIGURA 3.2- Localização dos itinerários onde se analisaram os materiais xisto-grauvâquicos usados na construção: IP1



FIGURA 3.3- Localização dos itinerários onde se analisaram os materiais xisto-grauvâquicos usados na construção: VLA

### 3.2.1- IP3 – Raiva / Gestosa – Lanço Nó da Raiva – Santa Comba Dão

O lanço Nó da Raiva - Santa Comba Dão do IP3, com cerca de dezanove quilómetros, encontra-se em fase de construção e consiste, essencialmente, no alargamento do traçado do IP3 existente e na construção de duas variantes - Variante do Chamadouro (km 12+000 a km 13+500) e Variante do Rojão Grande (km 14+700 a km 18+525).

Irá começar-se por fazer uma breve referência aos estudos realizados no âmbito do projecto de execução, passando-se depois à análise da fase de construção, quer ao nível dos métodos construtivos quer ao nível de ensaios de caracterização e controlo da compactação realizados.

De entre os materiais existentes ao longo do traçado [1.3] - aterros, depósitos aluvionares, depósitos da base das vertentes e do fundo dos vales, depósitos de terraço, “Complexo Xisto-Grauváquico” ante-Ordovícico e rochas eruptivas hercínicas - irão analisar-se apenas os materiais do “Complexo Xisto-Grauváquico”.

Os materiais do “Complexo Xisto-Grauváquico” encontram-se ao longo de quase todo o traçado, até às proximidades do km 15+000, aparecendo, no entanto e com alguma frequência, recortados por depósitos recentes [1.3].

A prospecção geotécnica realizada com vista à elaboração do Estudo Geológico - Geotécnico [1.3] consistiu, essencialmente, em prospecção geofísica, sondagens mecânicas e poços.

Com base no reconhecimento geológico de superfície, nos trabalhos de prospecção e nos resultados de ensaios laboratoriais de caracterização, realizados sobre material recolhido nos poços, foi possível descrever as características mais importantes dos materiais, as quais se apresentam nos pontos seguintes [1.3].

Os maciços xisto-grauvacóides encontram-se superficialmente muito alterados, tendo sido definidos pelos perfis de refração três horizontes sísmicos, cujas velocidades de propagação e espessuras aproximadas são, da superfície para a base do afloramento, 300 a 800 m/s e 2 a 3 metros, 1200 a 1500 m/s e 3 a 11 m e 2000 a 3000 m/s e 5 a 14 metros, respectivamente.

Sobre trinta amostras de material xisto-grauvacóide recolhido nos poços de reconhecimento, foram realizados ensaios de caracterização, tendo-se obtido os resultados do QUADRO 3.1.

QUADRO 3.1- Resultados dos ensaios de caracterização obtidos na fase de projecto [1.3]

Classificação Para fins rodoviários [2.3]	n° de amostras	$\gamma_d$ máx (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>opt</sub> (%)	CBR (%)	
				(w <sub>opt</sub> ; 88<GC<100)	(95 % $\gamma_d$ máx)
A-1-a	1	-	-	-	-
A-2-4 (0)	6	21,5; 19,7	8,0; 9,0	5 - 25	10
A-2-6	8	19,0	12,0	3; 6; 25	6
A-2-7	6	18,7-19,2	11,0 - 15,0	2 - 13	5 - 7
A-4 (5)	2	18,3	15,0	5; 11; 21	7 - 8
A-7-5	2	-	-	-	-
A-7-6	5	17,3-18,1	15,0 - 16,0	3 - 11	4 - 5

Perante os resultados obtidos concluiu-se que os materiais poderiam ser utilizados na construção dos aterros. No entanto, os que sofreram maior alteração deveriam ser colocados nas zonas menos exigentes do corpo do aterro ou ser recusados.

Como anteriormente referido, o lanço Nó da Raiva - Santa Comba Dão do IP 3 encontra-se ainda em fase de construção, tendo, no entanto, sido já possível recolher alguma informação relativa às características dos materiais xisto-grauvacóides utilizados na construção dos aterros, aos métodos construtivos e ao controle da compactação.

Tendo em conta as características do material xistoso encontrado ao longo do traçado e seguindo as indicações de projecto, os materiais escavados, para o que se utilizou apenas equipamento mecânico não sendo necessário recorrer a explosivos, foram usados na construção de alguns aterros, embora apenas no corpo do aterro e não no leito do pavimento, tendo na construção deste sido utilizados solos seleccionados.

Sobre os materiais escavados e posteriormente utilizados na construção dos aterros foram realizados ensaios laboratoriais de caracterização. No QUADRO 3.2 apresentam-se os resultados desses ensaios relativos a dezassete amostras.

Os resultados apresentados dizem respeito, essencialmente, a ensaios realizados sobre os materiais usados nos aterros das variantes de Chamadouro e Rojão Grande.

Das dezassete amostras ensaiadas, dado que sobre algumas delas não se realizaram ensaios de identificação, apenas foi possível classificar doze. Destas, segundo a Classificação para Fins Rodoviários [2.3], uma foi classificada como A-4-1 (0), três como A-2-4 (0), duas como A-6, com índice de grupo de 0 e 2, quatro como A-7-5, com índices de grupo de 4, 10 e 19 e duas como A-7-6 (1).

QUADRO 3.2- Valores médios dos resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a obra

Ensaio		Max.	Mín.	E (x)	D.P.
w <sub>L</sub> (%)		64	27	43,6	13,0
w <sub>P</sub> (%)		43	17	27,9	8,3
IP (%)		28	8	15,7	6,4
EA (%)		14	3	11,3	3,9
G R A N U L O M E T R I A	P <sub>2"</sub> (%)	100,0	100,0	100,0	-
	P <sub>1" 1/2</sub> (%)	100,0	91,3	98,76	3,29
	P <sub>1"</sub> (%)	100,0	77,7	91,99	6,78
	P <sub>3/4"</sub> (%)	100,0	64,4	88,07	10,32
	P <sub>1/2"</sub> (%)	100,0	50,7	82,83	18,15
	P <sub>3/8"</sub> (%)	100,0	46,2	82,35	16,14
	P <sub>4</sub> (%)	99,7	34,7	71,82	20,13
	P <sub>10</sub> (%)	100,0	25,5	66,47	23,17
	P <sub>20</sub> (%)	97,9	18,6	61,09	24,24
	P <sub>40</sub> (%)	95,6	15,3	56,55	24,30
	P <sub>60</sub> (%)	87,9	13,6	48,72	20,74
	P <sub>100</sub> (%)	89,4	12,0	48,18	21,23
	P <sub>200</sub> (%)	83,2	10,7	43,68	19,40
C O M P.	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,4	16,6	19,19	1,10
	w <sub>opt.</sub> (%)	17,8	9,4	11,85	2,61
CBR (%)		15	10	12,5	3,54
Expansibilidade (%)		3	0	1,5	1,6

Na construção dos aterros a espessura das camadas foi em média de 40 cm, tendo sido utilizados na compactação das mesmas, cilindros vibradores de rasto liso e esporadicamente cilindros de pneus.

Durante a construção das várias camadas procedeu-se ao controle da compactação, através do nucleodensitómetro (cuja designação comum, “Troxler”, decorre de uma marca comercial) sendo os resultados apresentados no QUADRO 3.3.

Os resultados apresentados dizem respeito, essencialmente, aos aterros das variantes de Chamadouro e Rojão Grande.

QUADRO 3.3- Valores médios dos resultados do controle da compactação realizado durante a obra.

Ensaio	Max.	Mín.	E (x)	D.P.
Cota (m)	-0,2	-9,4	-2,68	2,18
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	22,1	19,1	20,75	0,62
w (%)	16,4	7,8	11,97	1,99
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,4	18,0	19,32	0,71
$\gamma_{\acute{d}insitu}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,0	16,7	18,53	0,73
GC (%)	100	90	95,9	1,9
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	22,3	19,5	21,05	00,59
e	0,20	0,08	0,137	0,026

As inclinações adoptadas para os taludes de escavação obtidos nestes materiais foram de 1:1; 1,5:1 e 1:1,5 (V:H), em função da altura e desenvolvimento dos taludes, do grau de alteração do material e da atitude das discontinuidades, xistosidade e diaclases. Para os taludes com alturas superiores a 10 metros procedeu-se à execução de banquetas, com vista à diminuição da inclinação média do talude.

Nos taludes de aterro adoptaram-se, de um modo geral, inclinações de 1:1,5 (V:H).

### 3.2.2- IP5 – Troço Albergaria-a-Velha / Viseu

O traçado do troço Albergaria-a-Velha – Viseu, do IP5, embora intersectando dois tipos principais de materiais, granito e xisto, desenvolve-se em grande parte dentro do “Complexo Xisto-Grauváquico”.

Aquando da sua construção, tendo-se detectado a presença de diferentes materiais xistosos alterados nos primeiros cinco quilómetros, junto a Albergaria-a-Velha, procedeu-se ao estudo dos mesmos [3.3].

Os elementos que a seguir se apresentam incluem resultados da fase de projecto, da fase de obra e obtidos em ensaios realizados no LNEC no âmbito de um projecto de investigação (Lucas, 1991, [3.3]).

Os estudos geotécnicos realizados aquando da elaboração do projecto de execução, consistiram num reconhecimento de superfície ao longo do traçado, seguido de prospecção geotécnica, a qual englobou a realização de perfis sísmicos de refração, sondagens por trado e à percussão e ainda ensaios laboratoriais de caracterização sobre as amostras recolhidas aquando da realização das sondagens. Os resultados destes ensaios encontram-se no QUADRO 3.4.

QUADRO 3.4- Resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a fase de projecto [3.3]

Trado/ Sond. à Percus.	km	Prof. (m)	Matéria orgânica (%)	Granulometria (%)			Limites de consistência			Class. Fins Rodoviários [2.3]
				< n°10	< n°40	< n°200	w <sub>L</sub> (%)	w <sub>P</sub> (%)	IP (%)	
T <sub>1</sub>	0+450	0,0-0,3	3,9	81,7	69,2	57,6	54	42	12	A-7-5 (7)
T <sub>6</sub>	1+680	0,0-0,6	-	85,0	71,5	65,5	55	41	14	A-7-5 (10)
SP <sub>6</sub>	1+760	2,0-2,3	-	-	-	-	35	19	16	-
SP <sub>7</sub>	1+760	2,0-2,3	-	-	-	-	35	21	14	-
T <sub>11</sub>	4+450	0,0-0,3	2,5	73,5	47,5	31,3	39	21	18	A-2-6 (1)
		0,3-1,1	-	84,0	58,3	38,4	37	23	14	A-6 (2)
T <sub>12</sub>	4+930	0,0-1,5	-	76,5	60,6	46,4	51	35	16	A-7-5 (5)

O “Complexo Xisto-Grauváquico” ante-Ordovícico foi definido, até ao km 5+225 do traçado, como uma formação Xisto - Argilosa, dado que evidenciava acentuado metamorfismo e se encontrava, à superfície, bastante alterado e fracturado. O grau de alteração definido através da sísmica de refração e das sondagens realizadas, varia em profundidade de W5 a W3, dependendo do local considerado.

Com base nos resultados obtidos nos vários trabalhos de prospecção realizados, o projectista apresentou as conclusões e recomendações que a seguir se indicam [3.3]:

- as formações xistosas, quer *in situ* quer utilizando-as como material de aterro, são na sua generalidade satisfatórias para servir de leito do pavimento - a análise revela a existência de materiais predominantemente classificados como A-6 e A-7 o que não corresponde à realidade, visto terem sido previamente triturados para permitirem a realização de ensaios como se de solos se tratasse;
- o valor obtido para o teor de matéria orgânica ronda os 3%, limite a partir do qual é aconselhável a decapagem. É aconselhável a utilização deste material como revestimento dos taludes;
- face aos valores obtidos para os perfis sísmicos e pelo comportamento das formações ao longo do traçado, propõe-se o equipamento de desmonte, da marca Caterpillar ou equivalente, que se apresenta no QUADRO 3.5;

QUADRO 3.5- Equipamento de desmonte sugerido na fase de projecto [3.3]

Localização (km)	Estado de alteração	Veloc. máx. das ondas sísmicas longit. (m/s)	Equipamento recomendado
0+125 – 0+400	W4	450	Tractor com “ripper” D7G
1+650 – 2+875	W5 – W4	480	
3+675 – 4+550	W4 – W3	1000	

- todos os solos são reutilizáveis, desde que se verifiquem as seguintes especificações, relativamente aos valores obtidos no Ensaio Proctor Modificado:
  - compactação relativa mínima de 90 %, excepto no último quilómetro em que deverá ser de 95 %;
  - desvios máximos do teor em água em relação ao óptimo entre -2 % e +2%.

Todos os materiais xistosos disponíveis foram, tal como sugerido no projecto de execução, utilizados na construção dos aterros.

Durante a construção e tendo em vista um melhor conhecimento das características dos materiais xistosos que iriam ser utilizados, procedeu-se à abertura de poços para recolha de amostras sobre as quais foram realizados ensaios de caracterização [3.3]. Os resultados destes ensaios encontram-se no QUADRO 3.6.

Devido a algumas das características exibidas, nomeadamente no que diz respeito à plasticidade e expansibilidade, os materiais xistosos escavados utilizados no leito do pavimento foram sujeitos a tratamento com cal, tendo-se em alguns locais recorrido a solos seleccionados, como indicado no QUADRO 3.7.

QUADRO 3.6- Resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a obra [3.3]

Ensaio		Localização (km)		
		0+400	1+780	4+400
w <sub>L</sub> (%)		41	45	35
w <sub>P</sub> (%)		28	27	26
IP (%)		13	18	9
G R A N U L.	P <sub>4</sub> (%)	72	82	59
	P <sub>10</sub> (%)	60	75	45
	P <sub>40</sub> (%)	44	66	29
	P <sub>200</sub> (%)	35	57	20
C O M P.	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,8	17,9	20,1
	w <sub>opt.</sub> (%)	14,2	16,0	13,2
CBR (%)		5 - 10	2 - 5	20 - 25
Expansibilidade máx. (%)		2	9	-
Class. Fins Rodov. [2.3]		A-7-5 (2)	A-7-6 (8)	A-2-4 (0)

QUADRO 3.7- Constituição do leito do pavimento (espessuras) nos cinco quilómetros iniciais do IP 5 [3.3]

Localização (km)	Material tratado com cal (% de cal)	Solos seleccionados (m)	Areia (m)
0+100 - 0+275	-	0,25	0,10
0+275 - 0+700	4,0	-	0,10
0+700 - 1+000	-	0,35	-
1+000 - 1+350	4,0	-	0,10
1+350 - 1+650	-	0,35	-
1+650 - 1+900	-	0,30	0,10
1+900 - 2+770	-	0,35	-
2+770 - 3+100	3,5	-	0,10
3+100 - 3+650	-	0,25	0,10
3+650 - 3+950	3,5	-	0,10
3+950 - 5+000	3,5	-	0,05

Na construção dos aterros, as camadas com espessuras da ordem de 0,50 m, foram compactadas utilizando cilindros motorizados vibradores com pesos estáticos de 147,2 kN e 116,7 kN e, no fundo de caixa e coroamento, com cilindros de pneus com peso estático de 343,4 kN. O número de passagens, consoante o tipo de equipamento de compactação utilizado, foi de seis, oito e oito a dez, respectivamente.

Durante a construção procedeu-se ao controle das características de compactação dos aterros, as quais se apresentam no QUADRO 3.8.

QUADRO 3.8- Características de compactação exibidas pelos aterros [3.3]

Material utilizado (km)	Localização (km)	Características do aterro		Valores de obra			
		Altura aproximada (m)	nº camadas controladas	$\gamma_d$ máx (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>opt</sub> (%)	(CR) <sub>méd</sub> (%) ( $\Delta$ Cr)	w <sub>méd</sub> (%) ( $\Delta$ w)
0+300	0+075	4	3	18,4	13,0	97,3 (2,2)	11,1 (1,3)
	0+925	21	20	19,3	12,6	94,3 (2,1)	12,7 (1,3)
1+800	1+500	11	10	17,7	17,0	96,1 (2,5)	16,4 (3,3)
	2+300	5	4	18,4	14,5	93,9 (1,0)	15,4 (1,5)
4+450	4+000	3	4	20,0	12,2	92,7 (1,2)	12,9 (0,8)
	4+850	7	5	20,0	12,2	95,4 (2,4)	12,7 (0,9)

A estrutura do pavimento adoptada ao longo dos cinco quilómetros tem a constituição que a seguir se apresenta [3.3]:

- sub-base (saibro granítico) - 0,15 m
- base (agregado britado de granulometria extensa) - 0,20 m
- macadame betuminoso - 0,11 m
- camada de regularização (binder) - 0,06 m
- camada de desgaste (betão betuminoso) - 0,05 m

No âmbito do projecto de investigação anteriormente referido, foram realizados no LNEC, sobre três materiais recolhidos nos locais indicados no QUADRO 3.9, um conjunto de ensaios com vista à sua caracterização e análise da evolução granulométrica com as operações de colocação em obra. Nos pontos seguintes apresentam-se, embora de forma resumida, os resultados desses ensaios.

QUADRO 3.9- Localização dos materiais do IP 5 ensaiados [3.3].

Material	Localização (km)	Profundidade (m)
272	0+250	1,50
269	1+800	2,00
271	4+400	1,00

De cada um dos materiais referidos foram colhidas duas amostras, correspondendo a material de jazida no talude e a material do leito do pavimento em zona de aterro. No entanto, dado que os resultados a seguir apresentados dizem respeito, essencialmente, aos materiais de jazida, sempre que os mesmos forem relativos aos materiais do leito do pavimento far-se-á referência a esse facto.

Os ensaios realizados sobre cada um dos materiais referidos foram: Análise Química e Mineralógica, Análise Granulométrica, Limites de Consistência e/ou Equivalente de Areia, “Slake-Durability Test”, Ensaio de Carga Pontual, Ensaio de Compactação e Ensaio de CBR [3.3].

Os resultados das Análises Química e Mineralógica apresentam-se nos QUADROS 3.10 e 3.11, respectivamente.

QUADRO 3.10- Composição Química, em percentagem do peso da amostra, dos materiais 272, 269 e 271 (secos a 105° C) [3.3]

Materiais identificados mais resíduo	Amostra		
	272	269	271
Perda ao rubro	6,08	7,10	6,00
Sílica, $S_iO_2$	54,96	52,39	57,20
Óxido de alumínio, $Al_2O_3$	24,72	28,04	23,20
Óxido de ferro, $Fe_2O_3$	7,84	6,22	8,51
Óxido de titâneo, $TiO_3$	1,16	1,30	1,06
Óxido de manganês, $Mn_2O_3$	0,01	0,01	0,01
Óxido de cálcio, Ca O	0,81	0,73	0,88
Óxido de magnésio, Mg O	0,53	0,42	0,10
Trióxido de enxofre, $SO_3$	0,00	0,00	0,00
Óxido de sódio, $Na_2 O$	0,49	0,57	0,33
Óxido de potássio, $K_2 O$	4,34	4,13	3,67

QUADRO 3.11- Análise Mineralógica por Difrração de Raios X - medição  $K\alpha$  do cobalto [3.3]

Minerais Identificados	Amostra		
	272	269	271
Quartzo	+++	+++	+++
Mica	+++	+++	+++
Caulinite	++	++	++
Feldspato	+	+	+
Gibbsite	Vtg	Vtg	+
Goetite	+	+	+
Clorite	-	Vtg	Vtg
Rutílio	Vtg	Vtg	Vtg
Montmorilonite	-	Vtg	-

+++ Proporção relativamente elevada; ++ Proporção média; + proporção baixa;  
Vtg vestígios

Dada a presença de vestígios de montmorilonite na análise mineralógica por Difrração de Raios X da amostra total, procedeu-se à mesma análise mas só para a fracção argilosa da amostra 269 [3.3], com vista à confirmação da presença deste material. Os resultados desta análise encontram-se no QUADRO 3.12.

QUADRO 3.12- Análise Mineralógica da fracção argilosa da amostra 269 por Difrração de Raios X - medição  $K\alpha$  do cobalto [3.3]

Minerais Identificados	Amostra
	269
Quartzo	Vtg
Mica	+
Feldspato	Vtg
Clorite (?)	Vtg
Caulinite	+++
Goetite	++
Gibbsite	Vtg
Minerais interstratificados (?)	+

+++ Proporção relativamente elevada; ++ Proporção média;  
+ proporção baixa; Vtg vestígios; (?) dúvida na presença

Os resultados mais significativos de alguns dos ensaios de caracterização realizados apresentam-se no QUADRO 3.13.

QUADRO 3.13- Resumo dos principais resultados dos ensaios realizados sobre os materiais 272, 269 e 271 [3.3]

Ensaio		Amostra		
		272	269	271
w <sub>L</sub> (%)		41	54	39
IP (%)		18	26	Não Plástico
EA (%)		-	-	15
G R A N.	D <sub>máx</sub> (mm)	76,2	76,2	76,2
	P <sub>4</sub> (%)	56	72	47
	P <sub>40</sub> (%)	42	61	27
	P <sub>200</sub> (%)	34	58	20
C O M P.	γ <sub>d máx</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	18,8	17,9	18,6
	w <sub>opt</sub> (%)	12,5	13,4	14,0
CBR (%)		12	2	23
Expansibilidade (%)		4	13	2
S L A K E	Meio seco (Id <sub>2</sub> ) <sub>s</sub> (%)	74,1	72,0	93,9
	Meio aquoso (Id <sub>2</sub> ) <sub>i</sub> (%)	46,6	35,6	75,2
I <sub>r méd</sub> (MPa) *	Paralelo xistosidade	-	-	0,36
	Perpend. Xistosidade	-	-	0,26
C L A S.	Unificada [4.3]	GC - cascalho argiloso	CH - Argila gorda cascalhenta	GM - Cascalho com silte
	Fins Rodovi. [2.3]	A-7-6-(2)	A-7-6-(14)	A-2-4 (0)

\* Resistência à carga pontual média

De acordo com a proposta apresentada por Gamble [5.3], ver 4.4.2, os materiais foram classificados [3.3] como indicado no QUADRO 3.14.

QUADRO 3.14- Classificação dos materiais segundo Gamble [3.3]

Amostra	Id <sub>2</sub> (%)	IP (%)	Classificação
272	47	18	Material de baixa durabilidade e média plasticidade
269	36	26	Material de baixa durabilidade e alta plasticidade
271	75	Não Plástico	Material de média durabilidade e plasticidade nula

Em relação à espessura das camadas, de acordo com o recomendado por Lutton [6.3], ver 4.4.1, e adoptando, como medida conservadora, o critério de limitar os assentamentos do aterro, os valores obtidos por Lucas [3.3] foram os do QUADRO 3.15.

QUADRO 3.15- Espessura de camadas para a construção dos aterros segundo Lutton [3.3]

Amostra	Id <sub>2</sub> (%)	Espessura máxima (m)	
		Total	Segundo o critério de assentamento
272	47	0,76	0,54
269	36	0,71	0,45
271	75	0,76	0,73

Dado que se concluiu estar perante um material de baixa a média durabilidade, logo desagregável, as recomendações práticas de Strohm et al [7.3] indicam, para os taludes dos aterros, inclinações não superiores a 1:2 (V:H), reduzindo para 1:3 (V:H) junto às obras de arte [3.3].

Um dos objectivos do trabalho realizado por Lucas [3.3], era a análise da evolução granulométrica dos materiais com as operações de colocação em obra. Com vista a esta análise e tentando definir qual o tratamento laboratorial que um dado material, colhido em jazida, deve sofrer para reproduzir a granulometria que apresenta após essas operações foram estudadas as granulometrias das amostras nas seguintes situações [3.3]:

- amostra colhida, sem qualquer tratamento. Efectuaram-se análises granulométricas com e sem sedimentação (“ECS”, “ESS”);
- amostra colhida em aterro, após a sua execução (“em aterro”);
- toma de amostra de jazida, deixada submersa em água durante trinta dias e destorroada à mão dentro de água (“embebida”);
- toma de amostra de jazida, sujeita a 500 ciclos na máquina de Los Angeles, sem carga abrasiva (“após 500 ciclos”);
- idem, para 1000 ciclos (“após 1000 ciclos”);
- toma de amostra de jazida, submetida a ensaio de compactação, com eliminação da fracção de material com dimensões superiores a 3/4”, e com uma energia de compactação E4 ensaio de compactação pesada em molde CBR;
- idem, com energia de compactação E3 - ensaio de compactação leve em molde CBR (cerca de 20 % de E4);
- idem, com energia de compactação E2 (cerca de 10 % de E4);
- idem, com energia de compactação E1 (cerca de 5 % de E4).

Para análise dos resultados obtidos, após discussão de alguns parâmetros possíveis, é proposto um novo parâmetro, denominado “Módulo Granulométrico” (MG), e definido do seguinte modo [3.3]:

$$MG = [\Sigma \text{Fracções passadas (1", 3/4", 1/2", 3/8", n°4, n°10, n°40, n°200)}]/100$$

A determinação deste módulo é feita directamente no caso de ensaios em que se utilize a granulometria integral do material, podendo, posteriormente, os módulos assim obtidos ser comparados. Nas análises relativas a materiais sujeitos a compactação, só se está a analisar material com dimensões inferiores a 3/4", o que leva a que, para que os resultados se possam relacionar, seja necessário proceder a uma correcção dos resultados obtidos. Para proceder a esta correcção foram calculadas as granulometrias das amostras integrais que resultariam de lhes retirar a fracção superior a 3/4", determinadas após tratamento.

No QUADRO 3.16 apresentam-se os valores dos módulos para os vários ensaios, encontrando-se, quando necessário, corrigidos.

QUADRO 3.16- Valores dos módulos granulométricos [3.3]

Ensaio		Amostra		
		272	269	271
De jazida	ESS	6,00	6,73	5,29
	ECS	6,06	6,77	5,41
Em aterro		6,06	6,46	6,11
Embebido		6,17	6,53	5,29
Máquina de Los Angeles sem carga abrasiva	500 ciclos	6,42	6,66	5,69
	1000 ciclos	6,58	6,50	6,12
Compactação com energia	E1	6,18	6,84	5,66
	E2	6,21	6,73	6,02
	E3	6,23	6,75	6,08
	E4	6,40	6,89	6,58

O conjunto de ensaios realizados, para avaliar a evolução granulométrica dos materiais em estudo, e os resultados dos módulos granulométricos obtidos, apresentados no QUADRO 3.16, após interpretação dos mesmos levada a cabo por Lucas [3.3], permitiram tirar as seguintes conclusões [3.3]:

- a diferença nos valores dos módulos granulométricos obtidos para os dois tipos de análise granulométrica, efectuada para o material de jazida, e que parece ser devida às diferentes técnicas de ensaio, levam a que se entenda como conveniente a utilização de apenas um dos tipos de ensaio ao longo de todo o estudo da granulometria de um dado material evolutivo;
- pequena fracturação sofrida pelos materiais 269 e 272, verificando-se um acréscimo máximo no módulo granulométrico inferior a 10%, sendo possível, no entanto, verificar que as partículas destes materiais que são mais susceptíveis à fracturação são as com dimensões do cascalho fino e médio;
- as partículas do material 271, menos alterado, apresentam uma notória sensibilidade à energia a que são submetidas, demonstrada por um acréscimo máximo do módulo granulométrico de cerca de 25 %, sendo a fracção granulométrica mais sensível à fracturação idêntica à dos materiais 269 e 272;
- para o material 271, nota-se uma grande semelhança nos valores dos módulos granulométricos da amostra colhida no aterro e da amostra de jazida quando a 1000 ciclos na máquina de Los Angeles sem carga abrasiva ou quando compactada em laboratório com uma energia de compactação equivalente à do ensaio de compactação em molde CBR (E3). No entanto, o estudo da função de Marsal para a obtenção do grau de fracturação, permitiu concluir que o ensaio de compactação fornece uma granulometria mais semelhante à de obra que o ensaio de abrasão;
- para as acções mecânicas de colocação em obra habitualmente verificadas, parece ser consensual a hipótese de que apenas as partículas com dimensão superior à do peneiro nº200 sofrem alteração, devido ao facto de ser necessário aplicar tensões muito elevadas para fracturar as restantes.

### 3.2.3- IC 8 – Troço Sertã / Proença-a-Nova

Ao longo do troço Sertã / Proença - a - Nova do IC8, com cerca de dezanove quilómetros, a principal formação geológica intersectada é o “Complexo Xisto-Grauváquico” ante-

Ordovícico. Sobre esta formação encontram-se, no entanto, materiais mais recentes de origem sedimentar, como sejam solos residuais e depósitos coluvionares, os quais são também intersectados embora numa menor extensão. Estes materiais não irão, no entanto, ser analisados, fazendo-o apenas para os materiais do “Complexo Xisto-Grauváquico”.

O “Complexo Xisto-Grauváquico” é composto, nesta região, por alternâncias de metagrauvaques, metaquartzovaques (quartzítos), metassiltitos e xistos, havendo situações em que estes últimos ocorrem em franca minoria [8.3].

Os trabalhos com vista à caracterização geotécnica do material a ser atravessado pelo traçado consistiram, na fase de projecto, na execução de perfis sísmicos de refração, poços e sondagens mecânicas de furação à percussão e/ou rotação [8.3].

A partir da prospecção sísmica obtiveram-se velocidades das ondas sísmicas muito variáveis ao longo do traçado, tendo-se obtido valores mínimos da ordem dos 360 m/s e máximos de aproximadamente 3750 m/s [8.3].

Dos poços abertos foram recolhidas 14 amostras sobre as quais se realizaram ensaios laboratoriais de identificação. Sobre oito dessas amostras foram também realizados ensaios de compactação (Proctor Modificado) e CBR. Os resultados desses ensaios encontram-se no QUADRO 3.17.

O CBR dos solos ensaiados, para um grau de compactação próximo de 100 % e teores em água entre -1,9 e +1,5 % do óptimo, variou entre 16 e 48 %. Para cerca de 95 % da compactação pesada e teores em água compreendidos entre -0,6 e +0,8 % do óptimo, o CBR variou entre 13 e 34 %.

Das catorze amostras ensaiadas verificou-se que, de acordo com a Classificação Unificada [4.3], dez são classificadas como GC - Cascalho argiloso, quase sempre com presença de areia, duas são classificadas como SC - Areia argilosa e as restantes duas como ML-CL - Silte cascalhento com areia e GM - Cascalho Siltoso. Segundo a Classificação para Fins Rodoviários [2.3], oito amostras pertencem ao grupo A-2-6, com índices de grupo a variar de 0 a 1, duas ao grupo A-2-4, duas ao grupo A-6, uma ao grupo A-7-6 e a última ao grupo A-1-a.

QUADRO 3.17- Valores médios dos resultados dos ensaios de laboratório realizados na fase de projecto [8.3]

Ensaio		Máx.	Min.	E (x)	D.P.
w <sub>L</sub> (%)		49	25	32,0	5,9
w <sub>P</sub> (%)		28	11	19,3	4,7
IP (%)		21	4	12,7	4,0
G R A N U L.	P <sub>4</sub> (%)	100,0	16,0	51,50	22,51
	P <sub>10</sub> (%)	100,0	24,0	46,50	20,43
	P <sub>40</sub> (%)	70,0	18,0	36,36	14,93
	P <sub>200</sub> (%)	55,0	15,0	28,29	10,82
C O M P.	w <sub>opt.</sub> (%)	13,8	7,0	11,44	2,15
	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,7	18,2	18,81	0,48

Ao longo do traçado, em alguns núcleos de material menos alterado, nomeadamente entre o km 11+300 e km 15+500, foi necessário recorrer a desmonte com fogo, tendo todo o restante desmonte sido feito com o equipamento mecânico usual.

Todos os materiais escavados, tal como recomendado no projecto de execução, foram utilizados na construção dos aterros, embora apenas no corpo do aterro, tendo para o leito do pavimento sido utilizados solos seleccionados.

Sobre estes materiais, aquando da sua utilização nos aterros, foram realizados ensaios de caracterização, cujos resultados, se apresentam no QUADRO 3.18.

Das 205 amostras das quais se apresentam os resultados, verifica-se, de acordo com a Classificação para Fins Rodoviários [3.3], que a maioria pertence ao grupo A-2-4 (0).

Do controlo da compactação realizado durante a construção obtiveram-se os resultados presentes no QUADRO 3.19.

Ao longo do traçado as inclinações adoptadas para os taludes de escavação foram, em geral, de 1:1,5 ou 1:1 (V:H), tendo-se adoptado apenas na escavação entre o km 8+975 e o km 9+275 uma inclinação de 1,5:1 (V:H). Estas inclinações foram adoptadas de acordo com o

grau de alteração e descontinuidades do material, xistosidade e diaclases. Para os taludes com alturas superiores a 10-11 metros procedeu-se à execução de banquetas, com vista à diminuição da inclinação média do talude.

QUADRO 3.18- Valores médios dos resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a obra

Ensaio		Max.	Mín.	E (x)	D.P.
w <sub>L</sub> (%)		45	21	31,1	3,6
w <sub>P</sub> (%)		29	10	19,9	3,2
IP (%)		25	4	11,3	2,9
EA (%)		38	6	18,3	3,9
G R A N U L O M E T.	P <sub>2"</sub> (%)	100,0	68,0	87,06	7,82
	P <sub>1"</sub> (%)	100,0	48,0	70,59	10,29
	P <sub>3/4"</sub> (%)	100,0	38,0	65,54	13,06
	P <sub>3/8"</sub> (%)	100,0	29,0	53,18	13,06
	P <sub>4</sub> (%)	98,0	20,0	43,46	12,52
	P <sub>10</sub> (%)	94,0	6,0	34,35	12,00
	P <sub>40</sub> (%)	91,0	8,0	24,63	11,33
	P <sub>200</sub> (%)	77,0	4,0	17,00	9,95
C O M P.	γ <sub>dmáx</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	22,0	15,8	19,42	0,93
	w <sub>opt.</sub> (%)	16,5	6,8	11,53	2,07

QUADRO 3.19- Valores médios dos resultados do controle da compactação realizado durante a obra

Ensaio	Max.	Mín.	E (x)	D.P.
γ (kN/m <sup>3</sup> )	22,8	18,8	20,84	0,61
w (%)	18,6	4,8	11,74	2,25
γ <sub>dmáx</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	20,4	18,0	19,36	0,53
γ <sub>dinsitu</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	20,4	17,1	18,66	0,60
GC (%)	105	89	96,4	2,6
γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	23,2	19,0	21,15	0,65
e	0,23	0,05	0,134	0,029

Relativamente aos taludes de aterro, as inclinações foram diferentes em função da altura dos mesmos. Assim, de um modo geral, adoptaram-se para taludes com alturas superiores a 10 - 11 metros inclinações de 1:2 (V:H) e para taludes com alturas inferiores inclinações de 1:1,5 (V:H).

### 3.2.4- E.N. 238 Sertã (IC8) / Cernache do Bonjardim

Os dados a seguir apresentados relativamente à E.N. 238 dizem respeito apenas ao projecto de execução, já que a mesma ainda não se encontra a ser construída.

Em termos geológicos, a zona onde se vai desenvolver o traçado é constituída quase exclusivamente por materiais do “Complexo Xisto-Grauváquico”, os quais se encontram recortados por horizontes de terra vegetal ou depósitos coluvionares.

Para a elaboração do projecto [9.3] foram realizados trabalhos de campo, nomeadamente reconhecimento geológico de superfície, sondagens mecânicas, poços de reconhecimento, ensaios de penetração dinâmica ligeira e perfis sísmicos. Sobre amostras remexidas recolhidas nos poços foram realizados alguns ensaios de laboratório, com vista à caracterização dos materiais.

Os resultados obtidos a partir das seis sondagens geotécnicas realizadas, encontram-se no QUADRO 3.20.

QUADRO 3.20- Resultados das sondagens realizadas na fase de projecto [9.3].

Sond. nº	Local. (km)	Furação (m)		Litologia
		Perc.	SPT	
SP <sub>1</sub>	1+175	10,61	7	Xistos argilosos muito alterados a decompostos (W4-5), resistentes.
SP <sub>2</sub>	2+050	7,62	5	Xistos argilosos, algo carbonosos, muito alterados a decompostos (W4-5).
SP <sub>3</sub>	3+425	9,11	6	Xistos argilosos, com passagens de xistos carbonosos, muito alterados (W4), decompostos no topo (W5-4), cinzentos a acastanhados. Tratam-se de materiais resistentes (N = 60) global ou parcialmente transformados em solo, mas com comportamento de transição rocha branda / solo rijo.
SP <sub>4</sub>		9,15	6	
SP <sub>5</sub>		9,08	6	
SP <sub>6</sub>		9,08	6	

No QUADRO 3.21 encontram-se alguns dos aspectos relacionados com a realização dos ensaios de penetração dinâmica ligeira.

QUADRO 3.21- Resultados do Ensaio de Penetração Dinâmica Ligeira, PDL [9.3]

Ensaio n°	Local. (km)	Prof. (m)	Interpretação em termos de Rd*
PDL1	0+210	2,00	Rd<2,5 MPa até cerca de 1,6 m de profundidade
PDL2	1+050	2,20	Rd < 1,5 MPa até cerca de 1 m. entre 1,0e 1,8 m de profundidade Rd<5MPa
PDL3	1+250	2,60	Rd<2,0 MPa até cerca dos 2 m de profundidade
PDL4	1+350	2,80	Rd<2 MPa até cerca de 1,6 m. Entre 1,6 e 2,0 m Rd<5 MPa.
PDL5	1+570	1,80	Rd<2,5 MPa até cerca dos 2 1,2 m de profundidade.
PDL6	1+830	1,80	Rd<2 MPa até cerca dos 2 1,2 m de profundidade.
PDL7	2+245	2,00	Rd<1 MPa até cerca de 0,6 m. Entre 0,6 e 1,4 m Rd<2,5 MPa.

\*  $Rd = [(M^2h)/(S*(M+\phi))]^*(N/P)$ ; M- massa do pilão, h- altura de queda, S- secção da ponteira,  $\phi$ - peso das varas e batente, P- penetração, N- número de pancadas.

No que diz respeito à prospecção geofísica, foram realizados seis perfis sísmicos de refração, visando essencialmente o zonamento dos terrenos previstos para desmonte em termos de velocidade de propagação das ondas sísmicas longitudinais,  $V_p$ .

As velocidades de propagação obtidas variaram entre menos de 400 m/s e mais de 2500 m/s, em função quer da profundidade quer do local de realização do perfil [9.3].

Como anteriormente referido, dos poços realizados foram recolhidas amostras sobre as quais se realizaram ensaios de laboratório. Além dos ensaios de caracterização usuais, foi realizado o Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno e, sobre os materiais rochosos, os Ensaios de Fragmentabilidade e de Degradabilidade, os quais permitiram classificar o solo através do Guia Técnico para Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [10.3]). Os resultados de alguns dos ensaios realizados encontram-se no QUADRO 3.22.

Sobre quatro das onze amostras pertencentes ao CXG ensaiadas, foram também realizados Ensaios de CBR. Para valores de teor em água próximos do óptimo e compactações relativas entre 90 % e 100 %, os valores de CBR obtidos variaram entre 18 e 45 % e a expansibilidade

entre 0,2 % e 2,5 %. Para o CBR a 95 % da compactação obtiveram-se valores variáveis entre 11 % e 35 %.

QUADRO 3.22- Valores médios dos resultados dos ensaios de caracterização realizados na fase de projecto [9.3]

Ensaio		Max.	Min.	E (x)	D.P.
w (%)		30	15	19,8	4,2
w <sub>L</sub> (%)		48	31	36,6	6,3
w <sub>P</sub> (%)		36	22	28,5	4,4
IP (%)		13	1	8,2	3,6
Vam (g/100g)		0,55	0,07	0,270	0,192
G R A N U L.	P <sub>10</sub> (%)	69,0	10,0	34,64	20,19
	P <sub>40</sub> (%)	64,0	7,0	31,36	19,33
	P <sub>200</sub> (%)	55,0	6,0	27,09	17,19
C O M P.	w <sub>opt.</sub> (%)	19,9	14,2	17,13	2,35
	γ <sub>dmáx</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	17,8	16,3	17,10	0,62

No que diz respeito ao Coeficiente de Fragmentabilidade, encontraram-se valores superiores a 40 %.

As amostras ensaiadas foram classificadas através da classificação Unificada [4.3], da classificação para Fins Rodoviários [2.3] e da classificação adoptada no Guia Técnico para Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [10.3]), tendo-se obtido os resultados apresentados no QUADRO 3.23.

QUADRO 3.23- Classificação Unificada, para Fins rodoviários e LCPC/SETRA dos materiais [9.3]

Unificada [4.3]		Fins Rodoviários [2.3]		LCPC/SETRA [10.3]	
Grupo	Frequência	Grupo	Frequência	Classe	Frequência
GP	1	A-1-a	1	A <sub>1</sub>	2
GM	4	A-1-b	1	A <sub>2</sub>	1
GP - GM	2	A-2-4	3	B <sub>5</sub>	2
GC	1	A-2-5	1	C <sub>1</sub> B <sub>1</sub>	4
ML	3	A-2-7	2	C <sub>2</sub> B <sub>1</sub>	2
-	-	A-4	2	-	-
-	-	A-7-5	1	-	-

Tendo em conta as características do maciço nas zonas em que é necessário proceder a escavações, concluiu-se ser o mesmo 100 % ripável, não sendo assim necessário recorrer a explosivos [9.3].

No que diz respeito à utilização dos materiais a escavar, e tendo em conta a classificação apresentada no QUADRO 3.23, é proposto no projecto de execução [9.3] a utilização de todos eles na construção dos aterros, sendo, no entanto, os das classes A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> e B<sub>5</sub> apenas usados no núcleo de aterros com alturas até 5 metros e após tratamento, por exemplo, com ligantes hidráulicos.

Para as camadas a compactar são recomendadas espessuras da ordem dos 40 cm e a utilização de cilindros vibradores pés de carneiro, dado que se está em presença de materiais xistosos ou deles derivados, podendo, no entanto, também ser usados vibradores de rasto liso.

As inclinações recomendadas [9.3] para os taludes de escavação variam entre 1:1,5 e 1:2 (V:H), recorrendo a banquetas sempre que o desenvolvimento do maciço o justifique. Para os taludes de aterro recomendam-se inclinações de 1:2 (V:H).

### 3.3- Experiência com Materiais Xistosos de Formações mais Recentes

#### 3.3.1- Via Longitudinal do Algarve

A Via Longitudinal do Algarve, desenvolve-se entre o Nó da Guia e o Nó da Pinheira, numa extensão de cerca de 80 km, sendo dividida em quatro lanços, a saber Nó da Guia - Nó de Loulé, Nó de Loulé - Nó de Faro, Nó de Faro - Nó de Tavira e Nó de Tavira - Nó da Pinheira.

Destes quatro lanços apenas se apresentarão resultados do estudo realizado nos dois últimos, isto é, nos lanços Nó de Faro - Nó de Tavira e Nó de Tavira - Nó da Pinheira.

As terraplenagens foram efectuadas, no lanço Nó de Faro - Nó de Tavira, com materiais calcários e no Lanço Nó de Tavira - Nó da Pinheira, essencialmente com materiais pertencentes a formações xisto-grauvacóides de idade Carbónica [11.3].

A camada de sub-base foi, nestes dois lanços, construída em grauvaque rolado sendo, no lanço Nó de Tavira - Nó da Pinheira, a camada de base construída em grauvaque britado.

O grauvaque rolado utilizado como sub-base, dado que foi colocado directamente sobre os aterros, desempenha também funções de leito do pavimento e de regularização das escavações.

As formações xisto-grauvacóides referidas, são compostas por xistos e grauvaques, interestratificados, geralmente em camadas muito finas que não permitem a sua fácil separação no terreno. Por vezes as camadas são mais espessas sendo os grauvaques os materiais que lhes correspondem [12.3].

Os xistos são constituídos, fundamentalmente, por partículas micáceas, com hábito tabular, que conferem à rocha foliação característica e forte anisotropia, pelo que os materiais são cliváveis com grande facilidade e os fragmentos que se formam têm tendência para apresentarem formas lamelares. Este facto, tem enorme influência nas características dos aterros, dado que a compactação de partículas de forma achatada conduz ao aparecimento de forte anisotropia nos mesmos [12.3].

Estes materiais são relativamente brandos e desagregam-se com facilidade. Quando aplicados em obra, por compactação, têm tendência para exhibir uma grande fragmentação, pelo que os aterros podem sofrer um aumento acentuado na percentagem de finos [12.3].

Os grauvaques são menos anisotrópicos, apresentam como minerais constituintes mais frequentes quartzo, feldspato e componentes de origem lítica englobados em matriz filitosa com clorite, sericite e quartzo. São bastante compactos e a sua resistência é, de um modo geral elevada [12.3].

Em geral, estes materiais são sensíveis à presença da água, nomeadamente por redução da sua resistência mecânica. Também a este respeito, os xistos são mais vulneráveis que os grauvaques [12.3].

Os resultados que a seguir se apresentam, dizem respeito ao material das formações xisto-grauvacóides de fundação, respeitante a parte do Nó de Tavira - Nó da Pinheira.

No lanço Nó de Tavira - Nó da Pinheira foi realizado um aterro experimental com estes materiais e, a par deste, ensaios laboratoriais sobre os mesmos. Os resultados destes trabalhos apresentam-se nos pontos seguintes.

No que diz respeito ao aterro experimental, a compactação foi realizada com um cilindro Lebrero-155 TT com as seguintes características [12.3]:

Peso estático: 100 kN

Carga por metro linear de geratriz: 46,5 kN/m

Frequência de vibração: 25,8 Hz

Classe: V4

No QUADRO 3.24 apresenta-se um resumo dos resultados dos estudos realizados sobre o mesmo.

QUADRO 3.24- Resumo dos resultados do aterro experimental realizado na VLA [12.3].

Espessura da camada (m)	Granulometria			Assent.* max. (%)	e	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
	P <sub>3/4</sub> (%)	P <sub>200</sub> (%)	C <sub>u</sub>			
0,60	41,7	7,0	135	4,9	0,25	22,0
0,80	43,2	8,5	292	3,3	0,26	21,8
1,00	47,0	11,1	243	2,9	0,30	21,2

\* Assentamento máximo.

Relativamente aos ensaios de laboratório, foram realizados ensaios de determinação das propriedades índice e com vista à caracterização mecânica do material. As cinco amostras ensaiadas, embora tendo sido recolhidas no local de realização do aterro experimental, apresentavam diferentes graus de alteração.

Assim, no QUADRO 3.25 apresentam-se os resultados relativos à determinação da porosidade, massas volúmicas, teor em água de absorção e ao ensaio de compressão uniaxial.

QUADRO 3.25- Porosidade, massas volúmicas, teor em água de absorção e tensão de rotura por compressão uniaxial [12.3]

Amostra	Massas volúmicas (g/cm <sup>3</sup> )			Porosidade (%)	Expansibilidade	w <sub>abs</sub> (%)	T. de rotura (MPa)
	Real	Aparente	Ap. Sat.				
A	2,72	2,54	2,61	6,7	6x10 <sup>-4</sup>	2,6	89
B	2,74	2,57	2,63	6,2	10x10 <sup>-4</sup>	2,4	44
C	2,77	2,54	2,62	8,3	28x10 <sup>-4</sup>	3,3	71
D	2,75	2,52	2,61	8,2	61x10 <sup>-4</sup>	3,3	34
E	2,77	2,49	2,59	10,0	34x10 <sup>-4</sup>	3,2	26
Média	2,75	2,53	2,61	7,9	28x10 <sup>-4</sup>	3,0	-

No ensaio de resistência à carga pontual, cujos resultados se apresentam no QUADRO 3.26, foram ensaiadas amostras na condição de secas ao ar e saturadas.

QUADRO 3.26- Resistência à carga pontual [12.3]

Amostra	Orientação*	n° provetes**	I <sub>r</sub> (MPa) ***	D.P. (MPa)
Seca-n°1	Perpendicular	9	2,20	1,16
Seca-n°1	Paralela	7	0,74	0,25
Saturada-n°1	Perpendicular	5	1,12	0,40
Seca-n°2	Perpendicular	8	3,13	1,01

\* orientação da direcção de aplicação da carga relativamente à estratificação

\*\* número de provetes considerados representativos

\*\*\* I<sub>r</sub>- resistência à carga pontual

No que diz respeito à resistência ao desgaste [12.3], foram realizados o ensaio de desgaste na máquina de Los Angeles, tendo-se obtido, para a granulometria F, uma perda de 35 %, e o Ensaio de Desgaste em Meio Húmido (“Slake - Durability Test”), também realizado em meio seco. Na realização do ensaio foram feitas sequências de 200 ciclos + 200 ciclos + 1000 ciclos. Os resultados deste ensaio, em termos de perdas e não de material retido, apresentam-se no QUADRO 3.27.

Da análise dos resultados dos ensaios de determinação das propriedades índice, pode concluir-se em linhas gerais que [12.3] os fragmentos rochosos são de baixa resistência, pelo que será previsível uma apreciável fracturação dos blocos no enrocamento do protótipo. É também de assinalar a sensibilidade à água detectada em diversos ensaios.

QUADRO 3.27- Ensaio de Desgaste em Meio Húmido [12.3]

Amostra	Perdas (%)		
	200 rotações	200 rotações	1000 rotacões
Seca	1,37	0,57	2,86
Húmida	1,13	0,96	4,99
Variação (%) seco-húmido	-17,5	68,4	74,5

Com vista à caracterização mecânica do material, foi realizado o ensaio de compressão unidimensional.

Os ensaios foram conduzidos de modo a caracterizar o material em condições reais de colocação em obra, embora atendendo à escala da câmara de ensaio, tendo sido também analisada a influência da água nos materiais compactados.

Os provetes foram adensados de modo a atingir um peso volúmico idêntico ao obtido nos ensaios de campo, procurando-se retirar durante o ensaio a máxima informação sobre a deformabilidade e colapso dos materiais.

Para tal, os provetes foram montados com o teor em água natural, cerca de 4%, e os ensaios decorreram a seco até ser atingida uma tensão pré-estabelecida. Atingida esta tensão, foi forçada a passagem de água através da amostra por submersão dos provetes, sendo, assim, possível obter a deformação por colapso.

Para observar o fenómeno de colapso foram utilizadas as tensões de 0,25; 0,50 e 1,00 MPa. Após esta fase, todos os provetes foram conduzidos à máxima tensão de confinamento permitida pelo equipamento do ensaio, 2,00 MPa.

Dos resultados dos ensaios de compressão unidimensional, apresentados no QUADRO 3.28, pode concluir-se que o material exhibe Módulos Edométricos elevados, quer nas condições iniciais, material seco, quer no que respeita ao período de pós - submersão, sendo estes valores superiores aos que se esperariam a partir dos ensaios de propriedades índice [12.3].

No que diz respeito às deformações de colapso provocadas pela submersão do material, pode verificar-se que apresentam valores elevados e que aumentam com o nível de tensão [12.3].

QUADRO 3.28- Módulos edométricos e deformações por colapso [12.3].

Ensaio	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	Tensão de colapso (MPa)	Módulo (MPa)		Def. Colapso (%)
				seco	saturado	
1	21,8	0,26	1,00	67,2	61,9	2,90
2	21,8	0,26	0,50	121,3	72,8	0,91
3	21,8	0,26	0,25	*	64,5	0,51

\* valor não apresentado por se ter verificado existir alguma imprecisão na gama de baixas deformações obtidas para este nível de tensão, conduzindo a um módulo excessivamente elevado.

Dado que se previa um comportamento satisfatório do material para um valor mínimo do Módulo Edométrico dos enrocamentos de 50 MPa, e face aos resultados dos ensaios de campo e de laboratório, foram propostas as seguintes especificações para os enrocamentos estudados [12.3]:

- Altura das camadas 0,80 m
- Diâmetro nominal\* 0,60 m
- Coeficiente de uniformidade ( $C_u$ )  $\geq 100$
- Percentagem de passados no peneiro nº200(ASTM)  $\leq 12 \%$
- Equipamento de compactação V4
- Número de passagens 8
- Peso volúmico aparente seco  $\geq 21,5 \text{ kN/m}^3$
- Índice de vazios  $\leq 0,25$

\* Neste caso, devido à forma lamelar dos blocos, a máxima dimensão aceite numa camada deve ser calculada pelo diâmetro nominal, dado por  $D_n = (D_2 + D_3)/2$ , sendo  $D_2$  e  $D_3$  as menores dimensões de um dado bloco

Como anteriormente se referiu, na Via Longitudinal do Algarve foram utilizados dois tipos de grauvaque, um rolado e outro britado, em camadas de sub-base e base, respectivamente. Nos pontos seguintes apresentam-se os resultados de um estudo realizado sobre estes materiais por Freire, A. C. [11.3].

O grauvaque rolado, designado por Seixo da Ribeira, macroscopicamente é uma rocha granular de grão fino, de aspecto compacto e não friável e coloração castanho - acinzentada.

Em fractura fresca identificaram-se cristais de quartzo e palhetas de mica branca, verificando-se a existência de uma coroa de alteração, de cor escura devido a uma maior concentração de óxidos de ferro. Considera-se, macroscopicamente, tratar-se de um grauvaque medianamente alterado [11.3].

O grauvaque britado utilizado, macroscopicamente, é uma rocha granular de grão fino, de aspecto compacto e não friável, de coloração cinzento - esverdeado [11.3].

Em amostra de mão identificaram-se grãos detríticos de quartzo, fragmentos de rochas metasedimentares e palhetas de mica branca. Observa-se ainda que a rocha é cortada por alguns veios de quartzo e que ocorrem óxidos de ferro em veios e disseminados ao longo de planos de fracturação. Pode, por análise macroscópica, considerar-se que se trata de um grauvaque medianamente alterado.

O estudo realizado sobre estes materiais incluiu determinação das propriedades índice através de ensaios laboratoriais e caracterização mecânica através quer de ensaios de laboratório, Ensaios Triaxiais Cíclicos, excepto no caso do grauvaque rolado, quer de ensaios in situ, Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto.

Nos pontos seguintes apresentam-se os resultados mais significativos de alguns dos ensaios realizados.

Os resultados do Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles, realizado sobre os dois materiais referidos [11.3], apresentam-se no QUADRO 3.29.

QUADRO 3.29- Resultados do Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles [11.3]

Amostra	Local de recolha	Comp. Granulométrica	Perdas por Desgaste (%)
Grauvaque rolado	Rib. do Curral das Freiras	F	27
Grauvaque britado	Central	F	20

Sobre o grauvaque rolado e um conjunto de fracções do grauvaque britado a utilizar em camada de base, foram realizadas análises granulométricas, cujos resultados se apresentam nos QUADROS 3.30 e 3.31.

No grauvaque britado foram utilizados materiais nas fracções 0/15, 15/25 e 25/50 mm, sendo designados respectivamente por Areão, Brita 1 e Brita 2 e ainda um material natural não britado, na fracção 0/5 mm, designado por areia natural.

QUADRO 3.30- Análise granulométrica do grauvaque rolado [11.3]

Peneiros ASTM	Percentagem de material passado
3"	100,0
2"	89,5
1 1/2"	74,6
1"	63,9
3/4"	58,0
1/2"	54,7
3/8"	49,4
nº4	37,9
nº8	26,9
nº16	16,4
nº200	0,1

QUADRO 3.31- Granulometrias das fracções constituintes do grauvaque britado [11.3]

Peneiros ASTM	Percentagem de Material Passado			
	Grauvaque britado			
	Brita 2 (25/50)	Brita 1 (15/25)	Areão (0/15)	Areia * natural (0/5)
2"	100,0	-	-	-
1" 1/2	65,5	-	-	-
1"	10,5	100,0	-	-
3/4"	1,1	70,1	100,0	-
1/2"	-	3,9	92,9	-
3/8"	-	-	65,6	100,0
nº4	-	-	39,9	99,9
nº10	-	-	21,4	99,2
nº20	-	-	12,6	88,1
nº40	-	-	7,9	58,4
nº80	-	-	4,5	5,4
nº200	-	-	1,8	0,2

\* esta fracção é constituída por areia natural do rio.

O grauvaque britado foi aplicado na camada de base do pavimento com a composição ponderal apresentada no QUADRO 3.32.

QUADRO 3.32- Composição ponderal do grauvaque britado aplicado na camada de base [11.3]

Material	Brita 1	Brita 2	Areão	Areia natural
Grauvaque britado	20	25	40	15

Outro parâmetro avaliado foi a forma das partículas, cujos resultados se apresentam no QUADRO 3.33. A análise dos resultados obtidos foi feita à luz da Especificação Inglesa BS 812: Parte 1 [13.3].

QUADRO 3.33- Índices de lamelação e alongamento do grauvaque britado [11.3]

Amostra			Índice	
			Lamelação (%)	Alongamento (%)
Gruvaque britado	Brita 1	1" 1/2 a 3/4"	29	42
	Brita 2	3/4" a 1/2"	25	43

À luz da Especificação referida [13.3], verificou-se que o grauvaque britado tinha uma forma excessivamente alongada, o que provavelmente seria devido à natureza geológica do mesmo.

Da realização dos Limites de Consistência verificou-se que o material era não plástico.

A fim de avaliar a limpeza do agregado foi realizado o Ensaio de Equivalente de Areia, cujos resultados se apresentam no QUADRO 3.34

QUADRO 3.34- Resultados do Equivalente de Areia para o grauvaque rolado e grauvaque britado

Amostra		EA (%)
Gruvaque rolado	Ribeira do Curral das Freiras	28
Gruvaque britado	Areia	28
	Areão	83
	Mistura aplicada em obra	49

Com vista à avaliação da argilosidade do material fino presente no agregado, isto é, avaliação da quantidade e qualidade de material fino presente, foi realizado o Ensaio de Adsorção de

Azul de Metileno, utilizando o método Turbidimétrico, ver 5.2.4, cujos resultados se encontram no QUADRO 3.35.

QUADRO 3.35- Valores de Adsorção de Azul de Metileno obtidos pelo método Turbidimétrico.

Material	V <sub>Bl</sub> (g/100g)
Grauvaque rolado	0,50
Grauvaque britado	0,65

O grauvaque britado a utilizar em camada de base foi sujeito a Ensaios de Compactação, sendo os provetes, com vista ao estudo do efeito das partículas grosseiras nos resultados do ensaio, compostos em laboratório a partir de várias fracções do material. As composições granulométricas utilizadas e a designação do material obtido deste modo, encontram-se no QUADRO 3.36.

QUADRO 3.36- Misturas granulares utilizadas no Ensaio de Compactação [11.3]

Material	Brita 2	Brita 1	Areão	Areia Natural	Retido no peneiro 3/4" (%)	Identificação da mistura
Gruvaque britado	0	0	70	30	0	MG0
	11	9	58	22	15	MG20
	25	20	40	15	30	MG45

Sobre as misturas obtidas, foi realizado um conjunto de ensaios fazendo variar as condições de realização, quer em termos granulométricos quer de tipo de compactação das amostras. Assim, realizaram-se ensaios para as seguintes condições:

- com rejeição do material com dimensão superior a 19,0 mm;
- com substituição do material com dimensão superior a 19,0 mm;
- com granulometria integral;
- compactação por apiloamento;
- compactação por vibração.

As técnicas utilizadas na compactação por apiloamento encontram-se no QUADRO 3.37 e as características do pilão vibrador utilizado na compactação por vibração, no QUADRO 3.38.

QUADRO 3.37- Técnicas utilizadas nos Ensaio de Compactação por apiloamento [11.3]

Molde		Peso do pilão compactador (kg)	Número de camadas	Número de pancadas por camada
Diâmetro (mm)	Altura (mm)			
152	115	4,54	5	55
240	200		3	366

QUADRO 3.38- Características do pilão vibrador [11.3]

Equipamento	Frequência de vibração (Hz)	Potência absorvida (W)	Peso estático (N)
Pilão vibrador	50	750	100

Os resultados obtidos no conjunto de Ensaio de Compactação realizados encontram-se no QUADRO 3.39.

QUADRO 3.39- Resumo dos resultados obtidos no Ensaio de Compactação [11.3]

C o m p a c t a ç.  A p i l.  V i b.	M a t e r i a l  G. r i t a d o	Mat. retido # 3/4" (%)	Metodologia do ensaio									
			Rejeição				Substituição	Granulometria integral				
			Sem correcção		Com correcção			$\phi = 152$ mm		$\phi = 240$ mm		
			$\gamma_d^{max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)	$(\gamma_d^{max})_c$ (kN/m <sup>3</sup> )	$(w_{opt})_c$ (%)	$\gamma_d^{max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)	$\gamma_d^{max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)	$\gamma_d^{max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$w_{opt}$ (%)
A p i l.	G.	0	-	-	-	-	-	2,19	6,0	21,7	6,5	
		15	22,8	6,0	23,2	5,4	22,6	5,5	-	-	22,6	6,0
		30	22,5	6,2	23,2	4,8	22,6	6,0	-	-	22,9	6,2
V i b.	G.	0	-	-	-	-	-	21,4	6,5	-	-	
		15	22,2	6,4	22,6	5,7	22,0	6,4	-	-	-	-
		30	22,2	7,0	22,8	5,3	21,8	6,6	-	-	-	-

A partir dos resultados obtidos na compactação, foi concluído que a aproximação entre os ensaios de compactação Proctor e por vibração depende do material ensaiado, interessando, deste modo, conhecer quais os resultados dos ensaios de laboratório que melhor reproduzem as condições verificadas em obra.

Após analisar os resultados obtidos em laboratório e os do controle da compactação realizados no troço da obra ensaiado, nos quais se obteve um peso volúmico seco médio de  $22,8 \text{ kN/m}^3$  e um teor em água médio de 1,6 %, para misturas com as mesmas granulometrias, concluiu-se serem os ensaios por apiloamento os que melhor se aproximam dos valores obtidos *in situ*, sendo os obtidos por vibração, da ordem de  $20,0 \text{ kN/m}^3$ , bastante inferiores.

No que diz respeito à caracterização mecânica do material, foram realizados Ensaio Triaxiais Cíclicos sobre o grauvaque britado e Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto sobre os dois tipos de grauvaque em análise.

Os Ensaio Triaxiais Cíclicos, permitindo caracterizar quer o comportamento reversível quer a deformação permanente do material, foram realizados, sobre as misturas atrás referidas e com as composições ponderais apresentadas no QUADRO 3.40, com o equipamento existente no LNEC, o qual se encontra descrito em 5.2.10.

QUADRO 3.40- Composição ponderal da mistura de agregados ensaiados

Material	Brita 1	Brita 2	Areia natural	Areão
Gruvaque britado	20	25	15	40

No que diz à caracterização do comportamento reversível, neste trabalho [11.3] foram medidas as deformações radiais, para o que se utilizou um sistema que será descrito em 5.2.10.

A montagem deste sistema foi efectuada a meia altura do provete, medindo-se assim as deformações na secção média.

O programa de ensaios seguido, o qual se apresenta no QUADRO 3.41, foi escolhido por forma a simular, tanto quanto possível, as tensões verificadas *in situ*.

Em cada um dos níveis de tensão indicados, aplicaram-se cerca 100 ciclos de carga - descarga, para condicionamento do provete, findos os quais se considera que, num ciclo de carga - descarga, as deformações do material são praticamente recuperadas, isto é, o comportamento é reversível. Após o último nível de tensão, repetiram-se, em alguns provetes,

as condições de carregamento por forma a avaliar a influência da história de tensões no comportamento reversível do material.

QUADRO 3.41- Níveis de tensão aplicados no estudo do comportamento reversível [11.3]

$\sigma_3$ (kPa)*	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)*		
	Nível 1	Nível 2	Nível 3
20	130	-	-
25	130	220	-
50	150	250	280
75	220	280	300

\* valores aproximados

Foram ensaiados dois provetes com as características de compactação e teor em água apresentados no QUADRO 3.42, apresentando-se os resultados obtidos no QUADRO 3.43.

QUADRO 3.42- Características dos provetes ensaiados [11.3]

Material	Identificação do ensaio	$\gamma_{d \max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	CR (%)
Grauvaque britado	GT1	22,4	6,0	96,9
	GT2		6,6	98,0

QUADRO 3.43- Módulos reversíveis obtidos nos Ensaio Triaxiais Cíclicos [11.3]

Material	Ensaio	Ciclo*	$\sigma_3$ (kPa)	$M_r$ (MPa)		
				nível 1	nível 2	nível 3
Grauvaque britado	GT1	1	20	253	269	-
		1	25	282	-	-
		1	50	328	-	-
		1	60	345	-	-
	GT2	1	15	266	280	310
		1	20	280	295	280
		1	25	310	300	375
		2	25	322	330	380

\* ciclo 1- aplicação de 100 ciclos de carga - descarga

ciclo 2- após o último nível de tensão, repetiram-se as condições de carregamento

Para o estudo da influência do estado de tensão de confinamento no Módulo Reversível procurou traduzir-se o comportamento do material por ajuste aos resultados de expressões

matemáticas do tipo  $M_r = f(\sigma_3)$  e  $M_r = f(\theta)$ , ver 5.2.10, tendo-se obtido as leis de comportamento apresentadas no QUADRO 3.44.

QUADRO 3.44- Leis de comportamento para o grauvaque britado [11.3]

Material	Ensaio	$M_r = f(\sigma_3)$	$r^2$	$M_r = f(\theta)$	$r^2$
Grauvaque britado	GT1	$M_r = 794 \sigma_3^{0,33}$	0,96	$M_r = 1250 \theta^{0,90}$	0,70
	GT2	$M_r = 777 \sigma_3^{0,26}$	0,96	$M_r = 1158 \theta^{0,66}$	0,63

As leis de comportamento apresentadas, bem como os módulos correspondentes apresentam-se nas FIGURAS 6.2 e 6.3.

Da análise dos resultados obtidos, concluiu-se que a tensão de confinamento e o grau de compactação afectam o comportamento reversível do material granular ensaiado.

Por forma a estudar a evolução das Deformações Permanentes com o número de ciclos de carga - descarga, foram ensaiados provetes nas condições que se apresentam no QUADRO 3.45.

QUADRO 3.45- Condições de ensaio às deformações permanentes [11.3]

Material	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	Número de Ciclos (N)
Gruvaque britado	35	200	10000 ou até à rotura

As características dos provetes ensaiados são as apresentadas no QUADRO 3.46, apresentando-se os resultados, para um dado conjunto de ciclos de carga - descarga, no QUADRO 3.47.

Aos resultados obtidos tentou ajustar-se uma curva do tipo  $\varepsilon_p = f(\log N)$ , ver 5.2.10, tendo-se obtido a seguinte lei:

$$\varepsilon_p = 0,0269 \times 10^{-4} + 0,017 \times 10^{-3} \log N \quad (r^2 = 0,99)$$

onde,

$\varepsilon_p$ - extensão vertical

N- número de ciclos

QUADRO 3.46- Características dos provetes de grauvaque britado ensaiados [11.3]

Material	$\gamma_d^{\max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	CR (%)
Grauvaque britado	22,4	8,5	97,3

QUADRO 3.47- Extensões verticais obtidas para o grauvaque britado [11.3]

Material	Ciclo N	Extensão vertical
Grauvaque britado	30	0,003
	100	0,0037
	300	0,0048
	800	0,0054
	5000	0,0068
	9500	0,0077

A lei de comportamento apresentada, bem como as extensões verticais correspondentes apresentam-se na FIGURA 6.5.

No que diz respeito à caracterização do comportamento dos materiais a partir de ensaios *in situ*, foram realizados Ensaios de Carga com o Deflectómetro de Impacto. Estes ensaios decorreram em diversas campanhas, em função da evolução na construção do pavimento, tendo sido realizados sobre todas as camadas do mesmo.

Irão, no entanto, ser apresentados apenas os relativos às campanhas iniciais, isto é, apenas se apresentam os Módulos de Deformabilidade correspondentes aos ensaios realizados directamente sobre os materiais referidos no presente trabalho, material das formações xisto-grauvacóides utilizado na fundação, grauvaque rolado utilizado em sub-base e grauvaque britado utilizado em camada de base.

Os ensaios foram realizados com o Deflectómetro existente no LNEC, cuja constituição e modo de funcionamento se encontram descritos em 5.3.1.

Os ensaios foram realizados sobre as camadas constituídas pelos materiais em análise, utilizando placas com raio de 22,5 cm, sendo a força usada da ordem dos 20 kN.

Os resultados obtidos nos ensaios foram interpretados utilizando um programa de cálculo automático [11.3], que associa um processo iterativo à utilização do Programa Elsym5. Os Módulos de Deformabilidade encontrados apresentam-se no QUADRO 3.48.

QUADRO 3.48- Módulos Reversíveis obtidos com o Deflectómetro de Impacto

Obra	Localização	Camada	Material	Módulo Reversível (MPa)
VLA	1+850 - 2+150	Sub-base	Grauvaque rolado	130 - 235
		Base	Grauvaque britado	350 - 550
	10+600 - 11+100	Fundação	F. xisto-grauvacóide	100 - 180
		Sub-base	Grauvaque rolado	290 - 480
		Base	Grauvaque britado	245 - 375
	16+225 - 16+525	Sub-base	Grauvaque rolado	260 - 370
		Base	Grauvaque britado	275 - 400

### 3.3.2- IP1. Beneficiação do Pavimento entre a E.N. 263 e a Estação de Ourique

O troço do IP1, entre a EN 263 e a Estação de Ourique, concluído em 1983, é composto por três lanços perfazendo cerca de 20 quilómetros.

Em 1985, cerca de dois anos após a sua entrada em serviço, tendo começado a verificar-se anomalias no pavimento, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil, por solicitação da Junta Autónoma de Estradas, iniciou um estudo com vista à detecção das causas dessas anomalias e estudo de medidas de beneficiação do mesmo. Este estudo decorreu entre 1985 e 1987 e culminou com a elaboração de um relatório em 1987 [14.3].

Na exposição que se segue apenas se apresentam resultados relativos ao 2º lanço, dado que foi, essencialmente, neste que o estudo se desenvolveu.

O traçado está implantado numa zona onde o material aflorante são formações xisto-grauvacóides do Carbónico, apresentando níveis de alteração apreciáveis em alguns locais.

Alguns destes materiais xisto-grauvacóides, escavados na linha, foram utilizados no Leito do Pavimento aquando da construção deste pavimento.

Os materiais escavados bem como os utilizados no leito do pavimento foram, durante a construção, sujeitos a ensaios de caracterização cujos resultados se apresentam no QUADRO 3.49.

QUADRO 3.49- Resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a obra sobre os materiais escavados e materiais utilizados em Leito do Pavimento [14.3]

Características	Solos escavados					Solos aplicados no Leito do Pavimento				
	Max.	Mín.	E (x)	D.P.	Nº de amostras	Max.	Mín.	E (x)	D.P.	Nº de amostras
P <sub>200</sub> (%)	73,0	21,0	35,93	13,66	28	50,0	16,0	27,62	8,57	17
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,6	19,0	20,41	0,62	15	-	-	-	-	-
w <sub>opt</sub> (%)	12,3	7,6	9,89	1,6	15	-	-	-	-	-
w <sub>L</sub> (%)	55	21	35,1	9,2	28	-	-	-	-	-
IP (%)	32	5	16,9	8,0	28	22	5	11,3	3,7	16
EA (%)	-	-	< 20	-	21	-	-	-	-	-

A Classificação para Fins Rodoviários [2.3] dos materiais escavados variou entre A-2-4 e A-7-6, sendo, no entanto, predominantemente classificados como A-2-6. Os materiais utilizados no Leito do Pavimento foram classificados como A-2-4(0) ou A-2-6(0) sendo, no entanto, a maioria classificados como A-2-4(0).

Relativamente às deficiências do pavimento, que começaram a surgir no Inverno de 1984/1985, pode dizer-se que inicialmente se manifestavam através de fendas longitudinais isoladas, as quais se iam gradualmente multiplicando, evoluindo para a forma de grelhas. A Junta Autónoma de Estradas, face ao estado avançado de degradação procedeu em 1985 à reparação do pavimento em três troços, o que evitou a evolução destes fenómenos para a desagregação, sob o efeito do tráfego. No entanto, à medida que foi evoluindo o estado de fendilhamento formaram-se cavados sobretudo nas zonas das rodeiras externas. Este tipo de degradação está usualmente associado a pavimentos cujo período de vida se encontra esgotado pelo tráfego que o utiliza [14.3].

Os trabalhos realizados pelo LNEC [14.3], a partir de 1985, consistiram na realização de três campanhas de Ensaios de Carga com Deflectómetro de Impacto, Novembro de 1985, Março de 1986 e Fevereiro de 1987, acompanhados pela realização de sondagens, com vista ao conhecimento das diversas camadas do pavimento. Realizaram-se poços de sondagem em Março de 1986 e em Fevereiro de 1987 procedeu-se à extracção de tarolos das camadas betuminosas.

Nos poços realizados e nos materiais xisto-grauvacóides utilizados no Leito do Pavimento, foram realizados ensaios *in situ*, e recolhidas amostras sobre as quais se realizaram ensaios laboratoriais de caracterização, cujos resultados se apresentam no QUADRO 3.50.

QUADRO 3.50- Resultados dos ensaios *in situ* e ensaios de laboratório realizados sobre os materiais xisto-grauvacóides utilizados em Leito do Pavimento[14.3]

Ensaio		Localização (km)				
		2+300	2+750	4+800	6+900	8+100
Laboratório	P <sub>200</sub> (%)	24	13	18	29	21
	w <sub>L</sub> (%)	29	29	35	39	32
	IP (%)	13	13	16	19	14
	$\gamma_{dmax}$ (kN/m <sup>3</sup> )*	-	-	21,0	-	-
	w <sub>opt</sub> (%)	-	-	8,0	-	-
	Clas. Fins Rodov. [2.3]	A-2-6 (0)	A-2-6 (0)	A-2-6 (0)	A-2-6 (1)	A-2-6 (0)
<i>In situ</i>	CBR (%) **	32	22	8	8	10 12 10
	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,1	17,9	17,4	17,1	18,0
	w (%)	9,5	9,7	11,0	12,6	10,2
	GC (%)	96	85	83	81	86

\* dada a reduzida dispersão de granulometria e limites de consistência apenas se realizou um ensaio de Proctor.

\*\* ao km 8+100 realizaram-se três ensaios de CBR no mesmo poço.

Dos resultados obtidos nos Ensaios de Carga com o Deflectómetro de Impacto foram deduzidos os Módulos de Deformabilidade para as várias camadas do pavimento, utilizando o programa de cálculo automático ELSYM5 da Universidade de Berkeley. Os Módulos obtidos nas três campanhas realizadas apresentam-se no QUADRO 3.51.

Para analisar a ruína resultante da rotura por fadiga do betão betuminoso e limitar a contribuição do solo de fundação para a formação de rodeiras, adoptaram-se as leis de deformação permanente propostas pela Shell, Asphalt Institute e Universidade de

Nottingham. O cálculo das extensões máximas de tracção na base da camada betuminosa ( $\epsilon_{BB}$ ) e vertical de compressão no topo da fundação ( $\epsilon_F$ ), sob a acção do eixo padrão de 80 kN, foi efectuada através do programa de cálculo automático ELSYM5 da Universidade de Berkeley, anteriormente referido.

QUADRO 3.51- Módulos de Deformabilidade das camadas do pavimento, deduzidos das deflexões obtidas no Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto, lanço n.º2.

Localização (km)	Módulo de Deformabilidade (MPa)								
	C. Desgaste			C. Base			Fundação		
	1985	1986	1987	1985	1986	1987	1985	1986	1987
2+400 – 4+450	5150	7000	6400	270	190	280	90	77	74
4+450 – 6+000	5150	7000	4750*	245	145	190	56	44	41
6+000 – 7+650	6200	7650	6650	255	140	230	51	46	43
7+900 – 8+800	6700	7500	4800*	140	110	145	72	56	49
8+950 – 9+200	6150	8000	4100*	225	180	170	47	37	31

\* zonas mais fendilhadas

As leis de deformação permanente encontradas para o solo de fundação, bem como os valores obtidos nos respectivos cálculos apresentam-se no QUADRO 3.52.

QUADRO 3.52- Leis de deformação permanente e respectivo número máximo admissível de eixos padrão de 80 kN para o valor da extensão vertical de compressão obtido para o solo de fundação

D a d o s	Espessuras (cm)	Camada Betuminosa	9,5
		Base	30
		Fundação	-
	Módulos Deformabilidade (MPa)	Camada Betuminosa	4000
		Base	200
		Fundação	55
	Extensão vertical de compressão, $\epsilon_f$ ( $\times 10^{-6}$ )		618
R e s u l t a d o s	Shell	$\epsilon_f = 2,8 \times 10^{-2} N_F^{-0,25}$ (Prob. Ocor. 50 %)	$4,2 \times 10^6$
		$\epsilon_f = 2,1 \times 10^{-2} N_F^{-0,25}$ (Prob. Ocor. 85 %)	$1,3 \times 10^6$
		$\epsilon_f = 1,8 \times 10^{-2} N_F^{-0,25}$ (Prob. Ocor. 95 %)	$7,2 \times 10^6$
	A. Inst.	$\epsilon_f = 1,05 \times 10^{-2} N_F^{-0,223}$	$3,3 \times 10^6$
	Univers. Nottingham	$\epsilon_f = 250 \times [N/(1,56 \times 10^6)]^{-0,28}$	$6,2 \times 10^6$
		$\epsilon_f = 451,3 \times [N/(1,56 \times 10^6)]^{-0,28}$	$5,1 \times 10^6$

Com base nas leis propostas para o critério de fadiga das misturas betuminosas, obtiveram-se valores para o número de passagens admissíveis, da mesma ordem de grandeza dos obtidos para o solo de fundação, embora um pouco mais severos.

Com base na contagem de tráfego realizada na Aldeia da Palheira em 1975, foi possível concluir que o tráfego médio diário anual de pesados nos dois anos de vida do pavimento foi de 460 e não de 370, como previsto no projecto. Este facto conduziu a um número acumulado de eixos padrão de 80 kN, durante aquele período, de 4 a  $6 \times 10^5$ .

Após o estudo realizado, foi concluído que a ruína prematura do pavimento se deveu fundamentalmente à rotura por fadiga das camadas betuminosas, durante os cerca de dois de vida do pavimento. Assim, como medida de beneficiação foi proposto o reforço do pavimento com misturas betuminosas.

### 3.4- Considerações Finais

A partir da exposição feita, relativa a um conjunto de obras realizadas com materiais xistosos quer pertencentes ao “Complexo Xisto-Grauváquico” quer às formações xisto-grauvacóides mais recentes do sul do país, podem tirar-se algumas ilações, as quais, em parte, serviram de base à metodologia seguida no estudo experimental realizado no presente trabalho.

Assim, começa por verificar-se que, de um modo geral, na caracterização do material quer com vista à elaboração do projecto de execução, o qual inclui a sua possível reutilização, quer durante a construção, apenas são realizados ensaios correntes.

De um modo geral, estes materiais apresentam elevada plasticidade, podendo o seu comportamento, dependendo do tipo de argila presente, ser fortemente condicionado pela mesma. No entanto, não são, geralmente, realizados ensaios específicos com vista a essa avaliação.

Verifica-se ainda que as recomendações vão no sentido da utilização apenas dos materiais de melhor qualidade e, por vezes, após britagem, dado que, de um modo geral, e mais uma vez por falta de ensaios específicos, se considera serem os mesmos degradáveis.

Assim, de um modo geral estes materiais são utilizados apenas em aterro e raramente nas zonas mais esforçadas junto do pavimento ou nas camadas granulares deste, o que poderá ser atribuído, em grande parte, a uma deficiente avaliação da possibilidade de reutilização daqueles materiais.

Em estudos mais recentes, nomeadamente alguns projectos de execução, como se pode verificar em 3.2.4, parece haver uma tendência para uma caracterização mais precisa do material, e por consequência, para uma atitude diferente no que diz respeito à reutilização dos mesmos.

De qualquer modo, a metodologia seguida neste trabalho, como adiante se verá, pretende também demonstrar a necessidade duma caracterização mais eficaz dos materiais em estudo, diferente da geralmente seguida.

### 3.5- Referências Bibliográficas

- 1.3- Coteprol (1991): “IP3, Raiva - Gestosa. Lanço Nó de Raiva - Sta. Comba Dão”. Projecto de Execução - Geologia e Geotecnia.
- 2.3- Especificação LNEC E 240 (1970): “Classificação para Fins Rodoviários”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 3.3- Lucas, F. J. F. (1981): “Utilização de xistos alterados em terraplenagens e seu comportamento evolutivo”. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- 4.3- Norma ASTM D 2487 - 93 (1997): “Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)”, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08.
- 5.3- Gamble, J.C. (1971): “Durability - Plasticity classification of shales and other argillaceous rocks”. Phd. Thesis. University Illinois.
- 6.3- Lutton, R. J. (1977): “Design and construction of compacted shale embankments: Slaking indexes for design”. Vol. 3, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transp., Report FHWA-RD-77-1.

- 7.3- Strohm Jr., W. E.; Bragg Jr., G. H.; Ziegler, T. W (1978): “Design and construction of compacted shale embankments: Technical Guidelines”. Vol. 5, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transp., Report FHWA-RD-78-141.
- 8.3- Coba (1990): “IC 8 - Lanço Sertã / Proença - a - Nova”. Projecto de Execução - Estudos Geológicos e Geotécnicos.
- 9.3- Estrutovia (1997): “E.N. 238 Sertã (IC8) / Cernache do Bonjardim. Projecto de Execução - Reconhecimento Geotécnico”.
- 10.3- LCPC/SETRA (1992): “Realisation des Remblais et des Couches de Forme”. Guide Technique, editado por LCPC/SETRA, Paris.
- 11.3- Freire, A. C. O. R. (1994): “Estudos relativos a camadas de pavimentos constituídas por materiais granulares”. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa
- 12.3- Veiga Pinto, A.; Rui Barros (1991): “Via Longitudinal do Algarve. Lanço Tavira-Pinheira. Aterros Experimentais e Ensaio Laboratoriais”. Trabalho realizado no âmbito do protocolo JAE/LNEC. LNEC, Lisboa.
- 13.3- BS 812: Part 1 (1975): “Methods for Sampling and Testing of Mineral Aggregates, Sands and Fillers. Part 1: Sampling, size, shape and classification”, British Standards Institution.
- 14.3- Quaresma, L. M. T; Pinelo, A. (1988): “Beneficiação do Pavimento do IP1, entre a E.N.263 e a Estação de Ourique”. Estudo realizado para a JAE. LNEC, Lisboa.

## 4- Especificações Aplicáveis

### 4.1- Considerações Iniciais

Neste capítulo pretende fazer-se uma análise das Especificações relativas a material xistoso existentes em alguns países, nomeadamente Portugal, França e Estados Unidos da América, no que diz respeito à classificação, aplicação em estradas e ainda cuidados a ter na sua aplicação.

Em Portugal, dado que não existe uma classificação global de todos os materiais e respectivas aplicações ao nível das estradas, existindo apenas algumas especificações e indicações para a sua aplicação em obra, irá fazer-se uma compilação e análise das mesmas, tentando ver qual a sua aplicabilidade a estes materiais.

### 4.2- Especificações Genéricas - Situação em Portugal

Em Portugal não existe um documento específico no qual se concentre uma classificação global dos materiais e especificações ou recomendações quanto à sua aplicação em obra, com vista à sua utilização em aterros e camadas de pavimento, ao contrário do que acontece noutros países.

Pode, no entanto, encontrar-se um conjunto de documentos soltos, nomeadamente Especificações do Laboratório Nacional de Engenharia Civil e documentos da Junta Autónoma de Estradas, como sejam o Caderno de Encargos [1.4] ou o Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional [2.4], os quais dão indicações acerca das características dos materiais a utilizar em aterros.

Irá de seguida passar-se em revista cada um desses documentos analisando em que condições e com que finalidade podem ser utilizados e ainda, qual a sua aplicabilidade aos materiais em estudo neste trabalho.

#### 4.2.1- Especificação LNEC E 240 - 1970: "Solos. Classificação para Fins Rodoviários"

Destina-se esta Especificação [3.4] a classificar os solos e as suas misturas em grupos, com base nos resultados de ensaios de caracterização, análise granulométrica e limites de consistência, e atendendo ao seu comportamento em estradas.

A classificação parte da percentagem de material que passa no peneiro de 0,074 mm ASTM, fazendo uma primeira divisão entre solos granulares e solos silto-argilosos para uma percentagem de passados no referido peneiro de 35%.

Dentro de cada um destes definem-se grupos e subgrupos que são função quer da granulometria, percentagens passadas nos peneiros de 0,420 mm e de 2,00 mm ASTM, quer da plasticidade do material, limite de liquidez e índice de plasticidade.

A classificação fica completa com a determinação do índice de grupo (IG), o qual pode ser determinado usando a fórmula empírica ou os ábacos presentes na Especificação [3.4], e que são função da percentagem de material passado no peneiro de 0,074 mm ASTM e do limites de consistência. Este índice, que pode variar de 0 a 20, dá informação acerca da compressibilidade do solo, aumentando o índice com esta.

#### 4.2.2- Especificação LNEC E 241 - 1971: "Solos. Terraplenagens"

Esta Especificação [4.4] pretende dar indicações sobre os materiais a utilizar na execução de aterros em estradas incluindo a camada de leito do pavimento.

Genericamente as indicações acerca das características dos materiais são essencialmente as seguintes:

- i) os materiais não deverão conter detritos orgânicos;
- ii) os materiais a utilizar deverão ser os classificados, segundo a Classificação para Fins Rodoviários, Especificação LNEC E 240 [3.4], nos grupos A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5 ou A-3, podendo, no entanto, ser usados os dos grupos A-2-6, A-2-7, A-4, A-5, A-6 ou A-7 desde que sejam tomadas as devidas precauções no projecto e execução do aterro no que diz respeito à sua distribuição, compactação e drenagem, especialmente em relação aos solos dos grupos A-6 e A-7;
- iii) os materiais xistosos, os muito alteráveis ou contendo pedra demasiadamente branda, poderão ser utilizados em aterros desde que se tomem as devidas precauções baseadas em estudo especial e/ou se tenha em conta o seu comportamento em obras anteriores na região.

Ora, todas estas recomendações não têm em conta o tipo de argila e, portanto, a sua nocividade, especialmente quando em presença de água, mas apenas a quantidade de materiais finos presentes no solo, o que não é suficiente no caso em estudo.

#### 4.2.3- Especificação LNEC E 242 - 1971: "Execução de Terraplenagens de Estradas"

Esta Especificação [5.4] tem por objectivo estabelecer regras para a execução de terraplenagens em estradas, incluindo a camada correspondente ao leito do pavimento. Não indica nenhum procedimento específico em relação ao tipo de material estudado.

#### 4.2.4- Especificação LNEC E 244 - 1971: "Solos e Agregados. Estabilização Mecânica"

A presente Especificação [6.4] tem por finalidade fixar as características de solos e agregados ou misturas destes materiais, a serem utilizados, por estabilização mecânica, na construção de sub-bases, bases e camadas de desgaste de estradas, para materiais com massa volúmica e absorção de água de valores correntes.

Consideram-se nesta Especificação dois tipos de materiais, função da composição litológica e da granulometria:

Tipo I- Misturas constituídas por seixo e/ou escória, areia natural ou britada e partículas finas passando no peneiro de 0,074 mm ASTM, e satisfazendo a uma das granulometrias A, B, C ou D do QUADRO 4.1.

Tipo II- Misturas constituídas por areia natural ou britada e partículas finas passando no peneiro de 0,074 mm ASTM e satisfazendo a uma das granulometrias E ou F do QUADRO 4.1.

QUADRO 4.1- Limites granulométricos definidos para as misturas Tipo I e Tipo II (LNEC E 244 [6.4])

Peneiro	Limites granulométricos (% de passados)					
	Tipo I				Tipo II	
	A	B	C	D	E	F
50,0 mm	100	100	-	-	-	-
25,0 mm	-	75 - 90	100	100	100	100
9,5 mm	30 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100	-	-
4,75 mm	25 - 55	30 - 60	35 - 65	50 - 85	55 - 100	70 - 100
2,00 mm	15 - 40	20 - 45	25 - 50	40 - 70	40 - 100	55 - 100
0,425 mm	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45	20 - 50	30 - 70
0,075 mm	2 - 8	5 - 15	5 - 15	8 - 15	6 - 15	8 - 15

Esta Especificação apresenta algumas características gerais a que os materiais devem satisfazer e que poderão ser aplicáveis aos xistos em estudo, a saber:

- i) os materiais não devem conter matéria orgânica em percentagem superior a 2 %, nem torrões argilosos e devem em princípio satisfazer aos limites granulométricos do QUADRO 4.1;
- ii) o material retido no peneiro de 2,0 mm ASTM deve ser constituído por partículas duras e duráveis de seixo ou escória. Devem ser rejeitados os materiais que se desagreguem perante alternância de molhagem e secagem ou gelo e degelo usuais na região;
- iii) a perda por desgaste na máquina de Los Angeles não deve exceder 50 % para o material a empregar em bases e camadas de desgaste, devendo, dado que este valor é considerado apenas como um limite, usar-se, sempre que possível, materiais com perdas menores dependentes da utilização em vista;
- iv) o material passado no peneiro de 2,00 mm ASTM é constituído por areia natural ou britada e por material passado no peneiro de 0,074 mm ASTM. A massa desta última fracção não deve exceder dois terços da massa da fracção passada no peneiro de 0,425 mm ASTM.

A fracção passada no peneiro de 0,425 mm ASTM deve ter um limite de liquidez,  $w_L$ , não superior a 25 % e um índice de plasticidade,  $I_p$ , não superior a 6 %.

São também apresentadas nesta Especificação algumas características específicas que os materiais deverão apresentar, em função da camada em que vão ser utilizados. Assim:

- a) Materiais para sub-bases
- i) os materiais devem satisfazer a uma das granulometrias indicadas no QUADRO 4.1;
  - ii) deverão especificar-se percentagens de passados no peneiro de 0,074 mm ASTM menores que as indicadas no QUADRO 4.1, sempre que a experiência local da acção do gelo o recomende;
  - iii) quando a disponibilidade de materiais locais o aconselhe, poderão ser admitidas percentagens passando no peneiro de 0,074 mm ASTM menores do que as indicadas no QUADRO 4.1, desde que o material a empregar satisfaça a uma das granulometrias indicadas no QUADRO 4.2;
  - iv) o Equivalente de Areia do material não deve ser inferior a 25. Poderá eventualmente ser fixado em 20 se os resultados de outros ensaios o justificarem.

QUADRO 4.2- Limites granulométricos suplementares para materiais a usar em sub-base (LNEC E 244 [6.4])

Peneiro	Limites Granulométricos (% de passados)	
	100 mm	-
75 mm	100	90-100
63 mm	90-100	80-100
4,75 mm	35-70	25-50
0,425 mm	-	4-15
0,074 mm	0-15	0-4

- b) Materiais para bases
- i) os materiais devem satisfazer a uma das granulometrias indicadas no QUADRO 4.1;

- ii) deverão especificar-se percentagens de passados no peneiro de 0,074 mm ASTM menores que as indicadas no QUADRO 4.1, sempre que a experiência local da acção do gelo o recomende;
  - iii) o Equivalente de Areia do material não deve ser inferior a 50. Poderá eventualmente ser fixado em 30 se os resultados de outros ensaios o justificarem.
- c) Materiais para camadas de desgaste
- i) os materiais para camadas de desgaste devem satisfazer a uma das granulometrias C, D, E ou F do QUADRO 4.1;
  - ii) o Equivalente de Areia do material não deve ser inferior a 25. Poderá eventualmente ser fixado em 20 se os resultados de outros ensaios o justificarem.

#### 4.2.5- Especificação LNEC E 269 - 1973: "Pavimentos Rodoviários. Estabilização Mecânica"

Esta Especificação [7.4] destina-se a fixar as características e o modo de execução de sub-bases, bases e camadas de desgaste de pavimentos rodoviários, constituídas por solos, agregados ou qualquer combinação destes materiais, estabilizados mecanicamente, os quais devem satisfazer à Especificação LNEC E 244: "Solos e Agregados. Estabilização Mecânica" [6.4].

Não se apresenta nesta Especificação nenhum procedimento específico relativamente aos materiais em estudo.

#### 4.2.6- Especificação LNEC E 294 - 1974: "Agregados. Macadame Hidráulico"

O objectivo desta Especificação [8.4] é a fixação das características da pedra, calhau e seixo britados e ainda do material de enchimento, a utilizar em macadames hidráulicos para pavimentação de estradas.

Como características gerais do material, indicam-se as seguintes:

- a) Agregado
- i) a pedra, o calhau e o seixo britados devem ser constituídos por elementos limpos, rijos e inalteráveis, sem excesso de elementos lamelares, alongados ou alterados;
- ii) o calhau e seixo britados devem conter pelo menos 75 %, em peso, de partículas com duas ou mais faces fracturadas.
- b) Material de enchimento
- i) o material de enchimento é constituído por produtos de britagem, por areia natural ou por saibro com propriedades aglutinantes adequadas, devendo ser bem graduado.

Relativamente às propriedades físicas, especifica o seguinte para cada um dos materiais referidos:

- a) Agregado
- i) a perda por desgaste na máquina de Los Angeles (500 voltas) não deve ser superior a 50 %;
- ii) a perda de material no ensaio de alteração pelo sulfato de sódio ou pelo sulfato de magnésio não deve ser superior a 20 % e a 30 %, respectivamente;
- iii) admitem-se três bandas granulométricas, definidas pelas dimensões nominais do agregado, em centímetros: 2,5/5; 4/6,5 e 4/9. Os limites granulométricos correspondentes são os indicados no QUADRO 4.3.

QUADRO 4.3- Limites granulométricos dos agregados a usar em macadame hidráulico (LNEC E 294 [8.4])

Dimensões Nominiais	Percentagem de passados								
	100 mm	90 mm	75 mm	63 mm	50 mm	37,5 mm	25,0 mm	19,0 mm	12,5 mm
2,5/5	-	-	-	100	90-100	35-70	0-15	-	0-5
4/6,5	-	-	100	90-100	35-70	0-15	-	0-5	-
4/9	100	90-100	-	25-60	-	0-15	-	0-5	-

- b) Material de enchimento
- i) a granulometria recomendada é a indicada no QUADRO 4.4;

ii) quando se utilize saibro como material de enchimento, ele deve satisfazer às seguintes condições: limite de liquidez máximo de 25 %; índice de plasticidade máximo de 6%.

QUADRO 4.4- Limites granulométricos do material de enchimento a usar em macadame hidráulico (LNEC E 294 [8.4])

Dimensões Nominais	Percentagem de passados		
	9,5 mm	4,75 mm	180 $\mu$ m
0/5	100	85-100	13-23

#### 4.2.7- Especificação LNEC E 296 - 1974: "Pavimentos Rodoviários. Macadame Hidráulico"

Destina-se esta Especificação [9.4] a fixar as características e o modo de execução de macadames hidráulicos para pavimentação de estradas.

Os agregados e materiais de enchimento a utilizar na construção do macadame hidráulico devem satisfazer à Especificação LNEC E 294: "Agregados. Macadame hidráulico" [8.4].

Nesta Especificação não se refere nenhum procedimento específico relativamente ao material em estudo.

#### 4.2.8- Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional

O objectivo do Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional [2.4] é o de apoiar e orientar a concepção das estruturas de pavimentos e respectivas fundações, a adoptar na construção de novas infraestruturas rodoviárias incluídas no Plano Rodoviário Nacional.

As estruturas propostas foram definidas com base em métodos empírico - analíticos de dimensionamento de pavimentos, recorrendo a modelos de comportamento, e também em elementos existentes resultantes da observação do comportamento de pavimentos construídos nos últimos anos.

Assim, para definir uma estrutura de pavimento torna-se necessário dispor de dados relativos a:

- i) tráfego;
- ii) condições climáticas;
- iii) condições de fundação;
- iv) materiais de pavimentação.

É possível admitir diferentes condições para os pavimentos, dentro dos limites expressos no Manual.

Para efeitos de dimensionamento são considerados essencialmente dois fenómenos: o efeito do tráfego e as condições de fundação.

Relativamente ao efeito do tráfego apenas se considera o tráfego pesado, com base no Tráfego Médio Diário Anual de Veículos Pesados, por sentido, na via mais solicitada,  $(TMDA)_p$ , a partir do qual se definem oito classes de tráfego,  $T_0$  a  $T_7$ .

No que diz respeito às condições de fundação, são definidas classes de fundação, com base no solo presente na fundação e no solo disponível para efectuar o leito do pavimento. Assim, define-se a classe de terreno da fundação, em função da Classificação Unificada [10.4] do mesmo e do seu CBR, variando de  $S_0$ , para  $CBR < 3$  a  $S_5$ , para  $CBR \geq 40$ .

Após a definição da classe de terreno de fundação e sabendo qual o solo a utilizar no leito do pavimento define-se a classe de fundação, que varia de  $F_1$  a  $F_4$  para pavimentos cujo Leito é constituído por materiais não tratados e de  $F_2$  a  $F_4$  para pavimentos cujo Leito é constituído por solos tratados com ligantes hidráulicos.

A estrutura do pavimento é definida, a partir do conjunto de possibilidades presente no Manual, com base na classe de tráfego e na classe de fundação previamente encontradas.

#### 4.2.9- Caderno de Encargos da JAE

No Caderno de Encargos da Junta Autónoma de Estradas [1.4], a ser revisto presentemente, encontram-se recomendações relativamente quer às características dos materiais a usar nas diversas camadas constituintes de um Pavimento, incluindo o Pavimento propriamente dito e as Terraplenagens, quer aos métodos construtivos para cada uma dessas situações.

Relativamente ao material em estudo irão analisar-se essencialmente as recomendações relativas aos materiais granulares a usar em Aterro, Leito do Pavimento e Sub-Base no que diz respeito tanto às características a satisfazer pelos mesmos como aos métodos construtivos.

As características a que os materiais devem satisfazer dizem respeito essencialmente à Granulometria, Plasticidade, Limpeza, incluindo em algumas situações o Valor de Adsorção de Azul de Metileno (Vam)<sup>8</sup>, introduzido durante a revisão em curso, Capacidade de Suporte e ainda a Perda por Desgaste.

No que diz respeito aos métodos construtivos das camadas constituídas por materiais granulares as recomendações incidem, essencialmente, na espessura das camadas, na sua compactação bem como no controlo da qualidade durante e após a construção.

### 4.3- Situação em França

#### 4.3.1- LCPC/SETRA: "Réalisation des Remblais et des Couches de Forme"

O Guia Técnico para Construção de Aterros e Leito do Pavimento do LCPC/SETRA [11.4] surge no seguimento, e em substituição, da classificação RTR de 1976 e tem por objectivo fundamental apresentar uma classificação específica de solos e rochas a utilizar em Aterro e Leito do Pavimento, bem como um conjunto de regras relativas quer às condições de utilização dos materiais nos dois tipos de camadas referidos quer à sua compactação.

---

<sup>8</sup> Este ensaio será tratado no capítulo 5.

Assim, o guia encontra-se dividido em quatro pontos principais:

- i) classificação dos materiais utilizados para a construção de aterros e leito do pavimento;
- ii) condições de utilização dos materiais em aterro;
- iii) condições de utilização dos materiais em leito do pavimento;
- iv) compactação de aterros e leito do pavimento.

Relativamente ao material em estudo, xistos metamórficos, a classificação e recomendações do guia são as seguintes:

- i) Classificação

A classificação apresentada pelo Guia Técnico [11.4] para rochas metamórficas é a apresentada no QUADRO 4.5.

QUADRO 4.5- Classificação de rochas magmáticas e metamórficas segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento LCPC/SETRA [11.4]

Classificação função da natureza		Classificação função do comportamento			
Natureza petrográfica da rocha	Características principais	Parâmetros e valores limite **	Sub - classe		
Rochas magmáticas e metamórficas	R <sub>6</sub> Granito, basalto, traquito, andesito,... Gneisse, xistos metamórficos, xistos ardosíferos,...	Os materiais desta classe podem ter características mecânicas muito diferentes, em particular a sua fragmentabilidade e friabilidade podem variar muito. Os materiais das classes R <sub>61</sub> e R <sub>62</sub> não se alteram quando colocados em obra, sob o efeito de contracções mecânicas e da água; os da classe R <sub>63</sub> têm um comportamento próximo das classes R <sub>34</sub> e R <sub>43</sub> *.	LA ≤ 45 et MDE ≤ 45	Rochas magmáticas e metamórficas duras	R <sub>61</sub>
			LA > 45 ou MDE > 45 et FR ≤ 7	Rochas magmáticas e metamórficas de dureza média	R <sub>62</sub>
			FR > 7	Rochas magmáticas e metamórficas fragmentáveis ou alteradas	R <sub>63</sub>

\* Rochas argilosas e siliciosas, respectivamente.

\*\* LA- perda por desgaste na máquina de Los Angeles; MDE- coeficiente de desgaste micro - Deval; Fr- coeficiente de fragmentabilidade. Estes ensaios serão tratados no Capítulo 5.

- ii) Condições de utilização em Aterro

A utilização destes materiais em aterro está dependente de algumas condições, sendo a primeira delas a sua classificação, como indicado no QUADRO 4.6.

QUADRO 4.6- Condições de utilização de materiais rochosos da Classe R em aterro, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento, LCPC/SETRA [11.4]

Solo	Observações gerais	Situação meteorológica		Condições de utilização em aterro	Código * E G W T R C H
R <sub>61</sub>	Materiais rochosos são. Habitualmente insensíveis à água, estes materiais são utilizáveis em aterro quaisquer que sejam as condições meteorológicas.	++ + = ou -	Todas as condições meteorológicas	C: compactação média	0 0 0 0 0 2 0
R <sub>62</sub>	Materiais rochosos de dureza média, evoluindo granulométricamente durante a obra para um solo com blocos. Esta evolução granulométrica pode ser acelerada em períodos chuvosos sob a acção do tráfego.	As condições dependem da natureza e do estado do solo obtido em obra. Esses materiais normalmente pertencem à classe C2 e algumas vezes à classe C <sub>1</sub> ou D <sub>3</sub> . Em qualquer dos casos deve precisar-se qual o solo mais provável de encontrar após a sua colocação em obra. Cf. Condições de utilização destes solos [11.4].			
R <sub>63</sub>	Materiais rochosos “sem estrutura”, que no decurso da obra evolui para um solo fino muitas vezes sensível à água.	As condições dependem da natureza e do estado do solo obtido em obra. Em princípio, estes materiais podem evoluir para qualquer uma das classes de solos definidas. Em qualquer dos casos deve precisar-se qual o solo mais provável de encontrar após a sua colocação em obra. Cf. Condições de utilização destes solos [11.4].			

\* E- extracção; G- acção sobre a granulometria; W- acção sobre o teor em água; T- tratamento; R- nivelamento; C- compactação; H- altura do aterro.

### iii) condições de utilização em Leito do Pavimento

Para poderem ser utilizados em Leito do Pavimento estes materiais têm que satisfazer algumas condições, tal como acontece para a sua utilização em aterro, as quais se encontram no QUADRO 4.7.

### iv) Compactação do material para utilização em Aterro e Leito do Pavimento

As recomendações do Guia Técnico [11.4] para a compactação dos materiais da classe R, aquando da sua utilização em Aterro e em Leito do Pavimento encontram-se nos Quadros 4.8 e 4.9.

Essas recomendações dizem respeito ao tipo de compactador a utilizar, cujas características se encontram no QUADRO 4.10, espessura teórica compactada com uma passagem do

compactador (Q/S), espessura máxima que pode ser compactada com um dado equipamento (s), velocidade de deslocação do compactador (V), número de aplicações da carga (n) e débito horário por metro de compactação de um compactador (Q/L).

QUADRO 4.7- Condições de utilização de materiais rochosos da Classe R em Leito do Pavimento, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento, LCPC/SETRA [11.4]

Solo	Observações gerais	Situação Meteorológica		Condições de utilização em Leito do Pavimento	Código GWTS *	Espessura preconizada para o Leito do Pavimento, s, (em metro) e classe PF da plataforma suporte do pavimento.				
						PST n°1	PST n°2	PST n°3 **		PST n°4
						AR 1	AR 1	AR 1	AR 2	AR 2
R <sub>61</sub>	Estes materiais, provenientes de rochas sãs e duras podem ser utilizados em Leito do Pavimento: - quer seja no seu estado natural, após eliminação ou fragmentação dos elementos grossos; - quer seja tratados com um ligante hidráulico.	++ ou +	Chuva mesmo forte	G: Eliminação da fracção grosseira a qual impede um nivelamento correcto da plataforma.	3 0 0 0	s = 0,6 ou (2) s = 0,45	s = 0,5 ou (2) s = 0,4	s = 0,4 ou (2) s = 0,3	s = 0,3 ou (2) s = 0,2	(3)
		= ou -	Sem chuva	Solução 1: G: Eliminação da fracção grosseira a qual impede um nivelamento correcto da plataforma	3 0 0 0	PF2	PF2	PF2	PF2	
				Solução 2: G: Eliminação da fracção grosseira a qual impede a mistura correcta do solo com o ligante; W: rega para manter o teor em água da mistura material + ligante; T: tratamento com um ligante hidráulico; S: aplicação de camada de cura eventualmente granular.	2 1 1 1	(1)	s = 0,35 PF2	s = 0,35 PF2	s = 0,35 PF3	
R <sub>62</sub>	Estes materiais, provenientes de rochas relativamente brandas formam uma película superficial de lama sempre que se circula sobre eles com chuva. Se forem colocados em obra em boas condições meteorológicas e se não tiverem finos ou tiverem poucos, formam uma crosta à superfície o que lhes confere uma boa segurança às solicitações do tráfego. Estes materiais podem igualmente ser tratados com um ligante hidráulico, nas mesmas condições que os da classe R <sub>61</sub> .	++ ou +	Chuva mesmo forte	G: Eliminação da fracção 0/d sensível à água e da fracção grosseira a qual impede um nivelamento correcto da plataforma; S: colocar uma camada de regularização.	4 0 0 3	s = 0,7 ou (2) s = 0,55	s = 0,5 ou (2) s = 0,4	s = 0,4 ou (2) s = 0,3	s = 0,3 ou (2) s = 0,2	(3)
		= ou -	Sem chuva	Solução 1: G: Eliminação da fracção 0/d sensível à água e da fracção grosseira a qual impede um nivelamento correcto da plataforma; S: colocar uma camada de regularização.	4 0 0 3	PF2	PF2	PF2	PF2	
				Solução 2: G: Eliminação da fracção grosseira a qual impede a mistura correcta do solo com o ligante; W: rega para manter o teor em água da mistura material + ligante; T: tratamento com um ligante hidráulico; S: aplicação de camada de cura eventualmente granular.	2 1 1 1	(1)	s = 0,35 PF2	s = 0,35 PF2	s = 0,35 PF3	
R <sub>63</sub>	Materiais provenientes de rochas muito friáveis, pelo que as condições de aplicação em Leito do Pavimento são as dos solos aos quais se vão assemelhar após a sua colocação em obra. As condições de utilização em Leito do Pavimento devem ser encontradas nas tabelas relativas às classes de solos B, C, D ou A nas quais serão susceptíveis de se classificar.									

\* G- acção sobre a granulometria; W- acção sobre o teor em água; T- tratamento; S- protecção superficial

\*\* PST- Parte superior do aterro, nas especificações portuguesas designado por PSA; existem 7 casos diferentes em função do tipo de solo.

\*\*\*ARi- Classe da plataforma da parte superior do aterro

(1) sobre esta PST, a colocação em obra de um material tratado corresponde a uma qualidade de "Leito do Pavimento" que não é possível de realizar. Proceder a um tratamento de acordo com uma técnica de aterro e reportá-la ao caso da PST n° 4 se o efeito do tratamento é durável e ao caso da PST n°2 ou n°3 se não o é.

(2) Com intercalação de um geotextil na interface PST – Leito do Pavimento.

(3) Neste caso da PST n°4, um Leito do Pavimento conduzindo a uma PF2 pode limitar-se a uma camada de protecção superficial de poucos centímetros de espessura deste material. Isto pode tornar-se inútil se se tiver previsto a possibilidade de eliminar por aplainamento os 5 a 10 cm superficiais da PST. Pode também ser substituída por uma camada de cura granular, aplicada directamente sobre o aterro.

QUADRO 4.8- Compactação dos materiais para utilização em Aterro [11.4]

Compactador	R <sub>61</sub> (*)				
	Modalidades				
	Energia de compactação média			Código 2	
	Q/S	s	V	n	Q/L
P1		0			
P2	0,050	0,30	5,0	6	250
P3	0,080	0,40	5,0	5	400
V1	0,035	0,20	2,0	6	70
V2	0,060	0,35	2,0	6	120
V3	0,090	0,30	3,5	4	315
		0,55	2,0	7	180
V4	0,115	0,30	4,5	3	520
		0,70	2,0	7	230
V5	0,145	0,35	5,0	3	725
		0,85	2,0	6	290
VP1		0			
VP2		0			
VP3		0			
VP4		0			
VP5		0			
SP1		0			
SP2		0			
PQ3	0,050	0,30	1,0	6	50
PQ4	0,065	0,40	1,0	6	65

(\*) Impõe que  $D_{m\acute{a}x} < 2/3$  da espessura da camada compactadaQ/S (m); s (m); V (km/h); n- ; Q/L (m<sup>3</sup>.h.m)

0- Compactador não conveniente

QUADRO 4.9- Compactação dos materiais para utilização em Leito do Pavimento [11.4]

Compactador	Materiais									
	R <sub>61</sub> (*)					R <sub>62</sub> (*)				
	Q/S	s	V	n	Q/L	Q/S	s	V	n	Q/L
P1		0					0			
P2	0,025	0,20	5,0	8	125	0,020	0,20	5,0	10	100
P3	0,035	0,30	5,0	9	175	0,025	0,25	5,0	10	125
V1		0					0			
V2	0,025	0,25	2,0	10	50	0,020	0,20	2,0	10	40
V3	0,035	0,30	2,5	9	90	0,030	0,30	2,0	10	60
		0,35	2,0	10	70		0,30	2,5	8	100
V4	0,050	0,30	3,0	6	150	0,040	0,40	2,0	10	80
		0,50	2,0	10	100		0,30	3,0	6	150
V5	0,060	0,30	4,0	5	240	0,050	0,50	2,0	10	100
		0,60	2,0	10	120					
VP1		0					0			
VP2		0					0			
VP3		0					0			
VP4		0					0			
VP5		0					0			
SP1		0					0			
SP2		0					0			
PQ3		0					0			
PQ4	0,025	0,20	1,0	8	25		0			

(\*) Impõe que  $D_{m\acute{a}x} < 2/3$  da espessura da camada compactadaQ/S (m); s (m); V (km/h); n ; Q/L (m<sup>3</sup>.h.m)

0- Compactador não conveniente

QUADRO 4.10- Tipo e características dos compactadores a utilizar na compactação em estradas [11.4]

Compactador		cr * (kN)	$(M1/L) \times \sqrt{A0}$ **	A 0	M1/L (kg/cm)	Mg/S*** (kPa)
P1	De pneus	25 - 40	-	-	-	-
P2		40 - 60	-	-	-	-
P3		> 60	-	-	-	-
V1, VP1	Vibrador de rasto liso; Vibrador pés de carneiro	-	15 - 25	$\geq 0,6$	-	-
		-	> 25	0,6 - 0,8	-	-
V2; VP2		-	25 - 40	$\geq 0,8$	-	-
		-	> 40	0,8 - 1,0	-	-
V3; VP3		-	40 - 55	$\geq 1,0$	-	-
		-	> 55	1,0 - 1,3	-	-
V4; VP4		-	55 - 70	$\geq 1,3$	-	-
		-	> 70	1,3 - 1,6	-	-
V5; VP5		-	> 70	$\geq 1,6$	-	-
SP1	Estático pés de carneiro	-	-	-	30 - 60	-
SP2		-	-	-	>60 e <90	-
PQ3	Placas vibradoras	-	-	-	-	10 - 15
PQ4		-	-	-	-	> 15

\* cr- carga por roda

\*\* M1- massa total aplicada sobre a geratriz de um cilindro (kg); L- comprimento da geratriz do cilindro (cm); A 0- amplitude teórica livre dada por  $A0 = 1000 + (me / M0)$ , com me- momentos de excentricidade do eixo (m/kg) e M0- massa da parte vibradora solicitada pelo eixo (kg)

\*\*\* Mg- peso da placa, S- área da superfície de contacto placa / solo

#### 4.4- Situação nos Estados Unidos

##### 4.4.1- "Design and Construction of Compacted Shale Embankments"

Os Estados Unidos assistiram, na década de 70, a um forte desenvolvimento na sua rede viária, o que levou a que em muitos locais fossem utilizados na construção os materiais escavados na linha ou provenientes de empréstimos próximos da mesma. Entre estes materiais encontravam-se com muita frequência xistos, os quais foram usados, como todos os outros, na construção de aterros de, por vezes, elevadas alturas, tendo-se posteriormente verificado a ocorrência de graves problemas com alguns deles, nomeadamente assentamentos e rotura de taludes.

Devido aos problemas levantados por esta situação, essencialmente no que diz respeito a medidas de correcção a adoptar, dado que pouco se conhecia acerca deste material, mas também a nível económico, a Federal Highway Administration (FHWA) propôs a realização de um projecto de investigação com vista ao estudo e formulação de critérios de projecto/construção para os aterros construídos com estes materiais.

Relativamente aos factores responsáveis pelo mau comportamento dos materiais xistosos quando em aterros compactados, concluiu-se que as principais causas estavam relacionadas com a compactação inadequada, a drenagem ineficiente levando por vezes o material à saturação e a deterioração do material. Deste modo, os principais problemas surgiam nos aterros construídos com materiais considerados no projecto como rocha, isto é, materiais que se supunham não evolutivos e por consequência com comportamento mecânico semelhante ao de rocha.

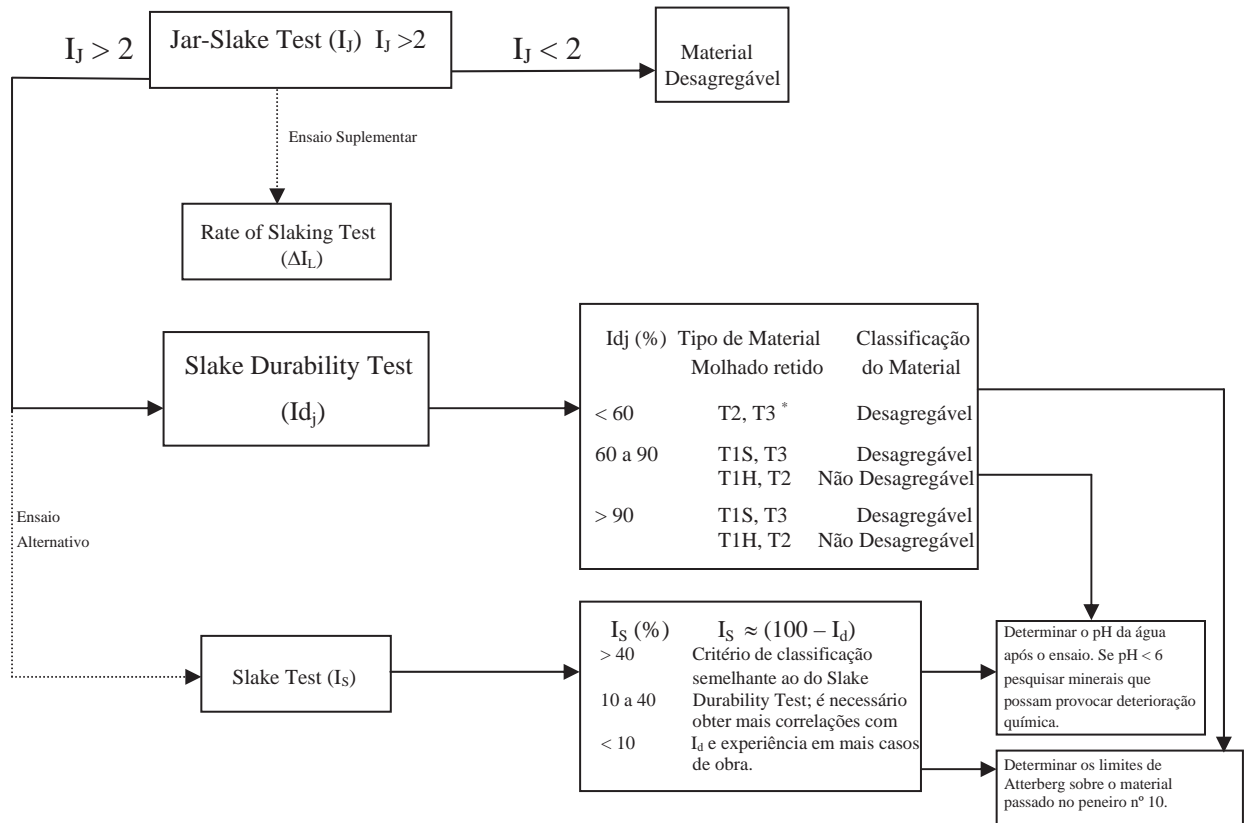
Os estudos foram, deste modo, encaminhados no sentido de desenvolver critérios de projecto e construção com base no comportamento diferenciado dos materiais desagregáveis e não desagregáveis. Pelo que, após a realização de vários estudos laboratoriais e de campo, por Bragg e Ziegler (1975 [12.4]), Lutton (1977 [13.4]) e Strohm (1978 [14.4]) foi elaborado um guia técnico para o projecto e construção de aterros com materiais xistosos, publicado em 1978 [15.4].

O guia técnico elaborado é composto por várias propostas e recomendações das quais, no âmbito deste trabalho, importa referir a classificação e recomendações, com base na mesma, para a construção de aterros com estes materiais, incluindo cuidados na compactação e controle da mesma.

Relativamente à classificação proposta, FIGURA 4.1, com vista, essencialmente, a distinguir materiais com comportamento de solo de materiais com comportamento de rocha, ela baseia-se exclusivamente em ensaios de durabilidade, nomeadamente “Jar-Slake Test”<sup>9</sup> e Ensaio de Desgaste em Meio Húmido (“Slake-Durability Test”)<sup>9</sup> podendo, no entanto, ser usados o “Slake Test” como alternativa ao Ensaio de Desgaste em Meio Húmido (“Slake-Durability Test”) e o teste suplementar “Rate of Slaking Test”.

---

<sup>9</sup> Estes ensaios serão tratados no capítulo 5.



\* Tipo de Material

- T1- Sem significativa fragmentação das partículas originais
- T1S- Mole, facilmente fracturável
- T1H- Duro, não se consegue fracturar
- T2- Fracção retida constituída por partículas grandes ou pequenas e duras
- T3- Fracção retida constituída apenas por pequenos fragmentos.

FIGURA 4.1- Ensaios de desgaste recomendados e critérios de classificação para xistos quando utilizados em aterros rodoviários [15.4].

O “Slake Test” [15.4] consiste em submeter 150 g de material a 5 ciclos de secagem - molhagem por períodos de 8 e 16 horas, respectivamente. Após cada imersão a amostra é passada pelo peneiro nº10 ASTM, dando-se início a outro ciclo com o material retido. O ensaio é repetido para seis provetes, sendo o resultado do ensaio obtido através do índice,  $I_s$ , média dos seis provetes, o qual se obtém pela seguinte expressão:

$$I_s = \frac{W_{di} - W_{dr}}{W_{di}} * 100$$

onde:

$W_{di}$  é o peso seco inicial da amostra

$W_{dr}$  é o peso seco final da amostra

O “Rate of Slaking Test” [15.4], é um ensaio realizado sobre uma amostra de material com dimensões da ordem de 25,4 mm, por imersão desta durante duas horas e posterior determinação do teor em água. Sabendo o teor em água inicial da amostra e o seu índice de plasticidade calcula-se a variação do índice de liquidez,  $\Delta I_L$ , o qual está relacionado com o parâmetro qualitativo  $S_r$ , como se pode verificar no QUADRO 4.11.

QUADRO 4.11- Variação do índice de liquidez e índice  $S_r$  obtido no “Rate of Slaking Test” [15.4]

$\Delta I_L$	$S_r$
< 0,75	Lento
0,75 a 1,25	Rápido
> 1,25	Muito rápido

Com base na classificação apresentada foram, como anteriormente referido, propostas várias recomendações técnicas para construção de aterros, nomeadamente em relação à inclinação dos taludes, à compactação e ao seu controle, as quais se passam a apresentar.

A inclinação recomendada para os taludes é, como se verifica pelo QUADRO 4.12, função do tipo de aterro e da compactação realizada.

QUADRO 4.12- Inclinações de taludes para aterros rodoviários utilizando material xistoso [15.4]

Tipo de aterro	Compactação	Inclinação mínima dos taludes (V:H) *
Homogéneo com material desagregável	Bem compactado, com uma compacidade mínima de 95 % em relação à obtida pela norma AASHTO T 99-86	1:2 1:3 (se não é possível assegurar uma boa compactação)
Homogéneo com material desagregável (junto às obras de arte)		1:3 (até ao limite do assentamento admissível junto da obra de arte)
Material não desagregável	Bem compactado (sendo necessário especificar o procedimento a seguir na compactação)	1:1,5

\* As inclinações indicadas podem ter que ser reduzidas em situações especiais, como sejam fundações de fraca qualidade ou necessidade de diminuir assentamentos. Em aterros de maiores dimensões é conveniente proceder à análise da estabilidade dos taludes.

No que diz respeito à compactação as recomendações vão no sentido do tipo de equipamento a utilizar e número de passagens por camada, sendo feita a distinção relativamente ao tipo de material que se pretende compactar.

Assim, para materiais desagregáveis compactados em camadas pouco espessas recomenda-se o uso dos equipamentos e número de passagens por camada constantes do QUADRO 4.13.

QUADRO 4.13- Características do equipamento de compactação e número de passagens por camada [15.4].

Tipo de compactador	Peso mínimo (kN)	Número de passagens
Estático, motorizado ou pés de carneiro	236,1	2 a 4
Vibratório, motorizado ou rebocado	245,0	2 a 3
De pneus (com 4 pneus)	445,4	2 a 4

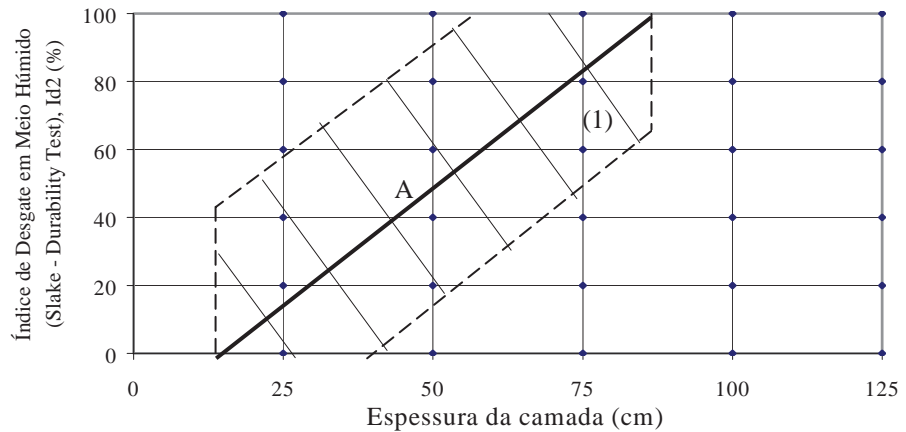
No entanto, para obter uma compactação adequada, para camadas com espessura entre 20 e 25 cm antes de serem compactadas, pode ser necessária a utilização combinada de um cilindro de rasto liso seguido de um vibrador ou de pneus e um mínimo de seis passagens, não devendo a velocidade do compactador exceder os 3 a 5 metros por hora.

É recomendada a realização de aterros experimentais, quando se está a compactar um material com o qual ainda não se tem muita experiência, com vista à definição do tipo de equipamento, número de passagens e teor em água, de modo a obter o grau de compactação pretendido.

Para materiais não desagregáveis, utilizados como enrocamento em camadas com espessuras até 60 cm, antes de compactadas, compactadores vibradores com peso da ordem dos 98,1 a 147,2 kN parecem ser satisfatórios. Os enrocamentos em que não seja possível controlar a quantidade de solo ou de finos devem ser limitados a camadas com espessuras de 30 a 45 cm e compactados com compactadores vibradores de 98,1 a 147,2 kN, ou de pneus com 490,5 kN.

O controlo da compactação deve ser feito no decorrer da mesma por análise das várias características especificadas, como sejam a espessura das camadas, características dos equipamentos e número de passagens. No que diz respeito ao grau de compactação, de um modo geral podem ser usados, para encontrar o peso volúmico seco e o teor em água, os processos nucleares.

Relativamente à espessura das camadas a adoptar na construção de aterros rodoviários com xistos, foi proposto por Lutton [13.4], em 1977, na sequência dos estudos realizados, um critério com essa finalidade baseado no segundo ciclo do Ensaio de Desgaste em Meio Húmido (“Slake - Durability Test”), o qual se apresenta na FIGURA 4.2.



(1)- Face à pouca experiência acumulada com espessuras de camada superiores a 75 cm, considera-se esta como um limite conservador a adoptar.

A- Recta que estabelece o Critério de Assentamento

FIGURA 4.2- Critério para determinação da espessura de camadas na construção de aterros rodoviários [13.4]

#### 4.4.2- Critérios de Durabilidade baseados no “Slake - Durability Test”

Com base nos resultados do Ensaio de Desgaste em Meio Húmido (“Slake - Durability Test”), ou associando este ao Índice de Plasticidade, foram propostas classificações para materiais rochosos argilosos, nomeadamente xistos.

A primeira classificação foi proposta por Gamble em 1971 [16.4], baseando-se no segundo ciclo de Desgaste em Meio Húmido,  $Id_2$  (%).

Esta classificação, dizendo respeito ao material retido no tambor, encontra-se no QUADRO 4.14.

QUADRO 4.14- Critério de durabilidade para rochas a partir do segundo ciclo de Desgaste em Meio Húmido,  $Id_2$  (%), segundo Gamble [16.4]

$Id_2$ (%) Material retido	Durabilidade
> 98	Muito alta
98 - 95	Alta
95 - 85	Média alta
85 - 60	Média baixa
60 - 30	Baixa
< 30	Muito baixa

Gamble concluiu que, as rochas que apresentassem baixos valores de Desgaste em Meio Húmido, deveriam ser sujeitas a ensaios de classificação de solos, nomeadamente determinação dos Limites de Atterberg e Análise Granulométrica por Sedimentação.

Após realizar Ensaios de Desgaste em Meio Húmido sobre numerosas amostras, Gamble tentou relacionar esta característica com outras apresentadas pelas rochas, nomeadamente Teor em Água, Massa Volúmica Seca Máxima, Limite de Liquidez, Índice de Plasticidade e Actividade. Deste estudo concluiu que a melhor relação para ser utilizada como classificação, era a dada pelo Índice de Plasticidade e Durabilidade, apresentada na FIGURA 4.3.

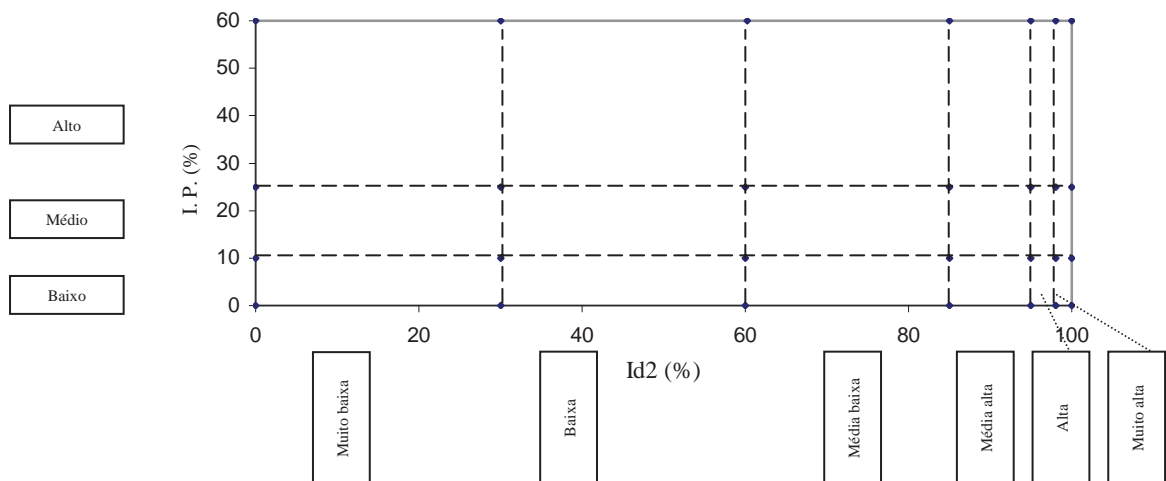


FIGURA 4.3- Classificação em função da Durabilidade e da Plasticidade, segundo Gamble [16.4]

Outra classificação baseada no Ensaio de Desgaste em Meio Húmido foi proposta, em 1972, por Franklin e Chandra [17.4]. Estes autores consideraram que para rochas muito brandas poderia ser utilizada uma classificação baseada num único ciclo de Desgaste em Meio

Húmido. Assim, propuseram a classificação apresentada no QUADRO 4.15, baseada no primeiro ciclo de Desgaste em Meio Húmido,  $Id_1$  (%).

QUADRO 4.15- Classificação para rochas baseada num único ciclo de Desgaste em Meio Húmido, segundo Franklin e Chandra [17.4]

$Id_1$ (%) Material retido	Durabilidade
> 95	Muito alta
95 - 90	Alta
90 - 75	Média alta
75 - 50	Média baixa
50 - 25	Baixa
< 25	Muito baixa

4.4.3- "Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)". Norma ASTM D 2487 - 93

A Classificação Unificada, que tem por base a estabelecida por Casagrande, nos anos 40, para propósitos de construção de aeroportos, classifica os solos de origem mineral ou orgânico - mineral para propósitos de engenharia com base nas características granulométricas, no limite de liquidez e no índice de plasticidade dos mesmos.

Com base nas características referidas é então possível definir 15 grupos distintos, os quais são representados por um símbolo, como seja GW. No entanto, a classificação do solo só fica completa quando apresentados quer o símbolo quer o nome do grupo, que para o exemplo anterior seria GW - cascalho bem graduado.

Nesta classificação começa por se fazer uma primeira divisão do material em Solos Grossos e Solos Finos, com base na percentagem de material que passa no peneiro nº200 ASTM. Assim, se mais de 50 % do material fica retido nesse peneiro será um solo grosso, se mais de 50 % do material passa será um solo fino. Poderá, no entanto, não se enquadrar em nenhum dos casos referidos, quando for essencialmente constituído por matéria orgânica, solo altamente orgânico, como é o caso da Turfa.

Os Solos Grossos podem ainda classificar-se como cascalhos ou areias, dependendo da percentagem de fracção grossa que passa através do peneiro nº4 ASTM, sendo o limite de 50 %. Quer os cascalhos quer as areias, dependendo da percentagem de finos presentes no solo,

poderão ainda ser classificados como limpos ou com finos, sendo limpos no caso de estarem presentes menos de 5 % de finos e com finos no caso de essa percentagem ser superior a 12 %. No caso de cascalhos ou areias limpos é ainda possível fazer uma subdivisão com base nas características granulométricas do material, isto é usando os coeficientes de uniformidade,  $C_u$ , e curvatura,  $C_c$ , os quais permitem avaliar se o material é bem ou mal graduado. Se estiverem presentes mais de 12 % de finos procede-se à classificação dos finos o que permite posteriormente classificar a fracção grossa. No caso da fracção fina ser superior a 5 % mas inferior a 12 %, a classificação é feita usando dois símbolos, como indicado na Norma ASTM D 2487 - 93 [10.4].

Os Solos Finos são classificados com base na denominada Carta de Plasticidade de Casagrande [10.4], construída com base no limite de liquidez, eixo horizontal, e no índice de plasticidade, eixo vertical. Nesta carta encontram-se quatro campos distintos, limitados na horizontal pelo limite de liquidez de 50 % e na vertical pela denominada linha “A”. Em cada um destes campos estão também incluídos os solos orgânicos, verificando-se se é um solo orgânico ou não através da relação  $[w_L(\text{seco em estufa}) / w_L(\text{sem secagem})] < 0,75$  [10.4]. Projectando os valores do limite de liquidez e do índice de plasticidade vai cair-se num desses campos, obtendo deste modo a classificação do solo.

#### 4.5- Referências Bibliográficas

- 1.4- JAE (1998): “Caderno de encargos - tipo para a execução de empreitadas de construção”. Junta Autónoma de Estradas, Lisboa.
- 2.4- JAE (1995): “Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional”, Junta Autónoma de Estradas, Lisboa.
- 3.4- Especificação LNEC E 240 (1970): “Classificação para Fins Rodoviários”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 4.4- Especificação LNEC E 241 (1971): “Solos. Terraplenagens”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 5.4- Especificação LNEC E 242 (1971): “Execução de Terraplenagens em Estradas”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

- 6.4- Especificação LNEC E 244 (1971): “Solos e Agregados. Estabilização Mecânica”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 7.4- Especificação LNEC E 269 (1973): “Pavimentos Rodoviários. Estabilização Mecânica”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 8.4- Especificação LNEC E 294 (1974): “Agregados. Macadame Hidráulico”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 9.4- Especificação LNEC E 296 (1974): “Pavimentos Rodoviários. Macadame Hidráulico”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 10.4- Norma ASTM D 2487 - 93 (1997): “Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)”, Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08.
- 11.4- LCPC/SETRA (1992): “Realisation des Remblais et des Couches de Forme”. Guide Technique, editado por LCPC/SETRA, Paris.
- 12.4- Bragg Jr., G. H.; Ziegler, T. W. (1975): “Design and construction of compacted shale embankments: Evaluation and remedial treatment of shale embankments”. Vol. 2, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transp., Report FHWA-RD-75-62.
- 13.4- Lutton, R. J. (1977): “Design and construction of compacted shale embankments: Slaking indexes for design”. Vol. 3, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transp., Report FHWA-RD-77-1.
- 14.4- Strohm, Jr (1978): “Design and construction of compacted shale embankments: Field and laboratory investigations”. Vol. 4, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transp., Report FHWA-RD-78-140.
- 15.4- Strohm Jr., W. E.; Bragg Jr., G. H.; Ziegler, T. W (1978): “Design and construction of compacted shale embankments: Technical Guidelines”. Vol. 5, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transp., Report FHWA-RD-78-141.
- 16.4- Gamble, J.C. (1971): “Durability - Plasticity classification of shale and other argillaceous rocks”. Phd. Thesis. University Illinois.
- 17.4- Franklin, J. A.; Chandra, R. (1972): “The Slake - Durability Test”. Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci., Vol. 9.

## 5- Estudo Experimental

### 5.1- Considerações Iniciais

Neste capítulo pretende apresentar-se os resultados de ensaios realizados sobre um material proveniente do “Complexo Xisto-Grauváquico” com vista à sua caracterização segundo alguns aspectos considerados essenciais, nomeadamente, composição mineralógica, limpeza, evolutibilidade e comportamento mecânico.

Para atingir tal objectivo, e após análise das obras em curso dentro do “Complexo Xisto-Grauváquico”, optou-se pelo troço Raiva - Catraia dos Poços do IC7. Na mesma, foram seleccionados dois aterros nos quais foi recolhido material para realização de ensaios de laboratório e foram realizados ensaios *in situ*.

Assim, vai começar-se por fazer uma breve referência aos ensaios realizados, seguida da descrição dos materiais usados. Apresentam-se depois os resultados que levaram à caracterização do material na fase de projecto, bem como dos ensaios realizados durante a construção com vista ao controle da mesma. Posteriormente serão apresentados os resultados dos ensaios realizados no âmbito deste trabalho.

### 5.2- Descrição dos Ensaios Realizados em Laboratório

#### 5.2.1- Ensaios Correntes

Os ensaios a seguir indicados, sendo de utilização bastante generalizada, são aqui designados por ensaios correntes, entendendo-se deste modo não ser necessário qualquer comentário acerca do procedimento a seguir na sua realização, pelo que, apenas se irão referir as Especificações ou Normas seguidas na sua execução.

#### 5.2.1.1- Análise Granulométrica

A Análise Granulométrica, deve ser realizada segundo a especificação do LNEC E 196 de 1966 [1.5].

#### 5.2.1.2- Limites de Consistência

Para obtenção dos Limites de Consistência deve seguir-se o procedimento indicado na Norma Portuguesa NP-143 de 1969 [2.5].

#### 5.2.1.3- Ensaio de Compactação Pesada ou Proctor Modificado

Na realização do Ensaio de Compactação Pesada ou Proctor Modificado o procedimento a seguir é o indicado na especificação do LNEC E 197 de 1966 [3.5].

#### 5.2.1.4- Ensaio de CBR (California Bearing Ratio)

No Ensaio de CBR (*California Bearing Ratio*), que pode ser realizado com e sem embebição, deve usar-se a especificação do LNEC E 198 de 1967 [4.5].

#### 5.2.2- Análise Mineralógica por Difracção de Raios X

A Análise Mineralógica por Difracção de Raios X consiste na identificação dos minerais presentes numa amostra por difracção de Raios X.

A difracção de Raios X é uma técnica que fornece informações precisas quanto à qualificação, caracterização e quantificação dos minerais presentes numa amostra. O diagrama de Raios X de um mineral mostra o modelo de difracção da radiação X nos planos estruturais do mesmo. Assim, e dado que cada espécie mineral tem uma dada estrutura interna própria, tem também um modelo de difracção específico a partir do qual pode ser identificada, mesmo quando faça parte de misturas mais ou menos complexas com outras espécies de minerais.

A Análise por Difracção de Raios X pode ser realizada sobre a amostra total do material depois de devidamente seca e finamente moída ou sobre a fracção menor que 2  $\mu\text{m}$ . A amostra total é aquela que poderá permitir a análise mineralógica global e semi - quantitativa do material em estudo e particularmente dos componentes não argilosos e do teor relativo em fracção argilosa. Pode, no entanto, não ser fácil identificar os minerais argilosos caso estejam presentes em pequena quantidade. Para ultrapassar este inconveniente recorre-se normalmente à realização do ensaio com a fracção menor que 2  $\mu\text{m}$ .

Na análise de amostra total, um provete representativo é colocado num porta amostras normalizado, de alumínio, no estado mais solto possível por forma a evitar que os minerais lamelares se orientem preferencialmente, o que se poderia traduzir no realce da intensidade de certos máximos de difracção e na redução de outros.

A análise da fracção inferior a 2  $\mu\text{m}$  permite uma melhor identificação dos minerais de argila, já que são os predominantes nessa fracção. Esta análise pode ser feita com ou sem orientação preferencial dos minerais. Quando se pretende a análise sem orientação, o processo é semelhante ao anteriormente referido para a amostra total. Quando se pretende a amostra orientada, o processo consiste na deposição de uma suspensão obtida por diluição do material em água destilada numa lâmina delgada, que após secagem, é submetida ao ensaio.

Os difractogramas obtidos são gráficos de intensidade versus ângulo de reflexão,  $2\theta$ , cuja interpretação consiste na transformação do ângulo de reflexão em espaçamento,  $d$ , a partir de tabelas existentes para o efeito [5.5].

Na realização do ensaio pode ser usado um ânodo de cobre ou de ferro e em função disso o ângulo de reflexão obtido será diferente sendo, no entanto, o espaçamento igual, variando apenas as referidas tabelas de transformação.

A partir das tabelas de transformação e sabendo que cada mineral tem um modelo de difracção específico, correspondendo a espaçamentos característicos, logo a picos do difractograma também característicos, identificam-se os minerais presentes numa dada amostra.

### 5.2.3- Ensaio de Equivalente de Areia

O ensaio de Equivalente de Areia tem por objectivo avaliar a quantidade de material argiloso associado a um agregado, isto é, avaliar o seu estado de limpeza. O ensaio, segundo a especificação do LNEC E 199, 1967 [6.5], consiste em fazer uma suspensão aquosa de 120 g de material passado peneiro de 4,76 mm da série ASTM e deixar a proveta em repouso durante 20 minutos, ocorrendo uma rápida deposição do material de maiores dimensões enquanto o mais fino fica em suspensão sendo, deste modo, o Equivalente de Areia dado por:

$$EA = (h_2/h_1)*100$$

onde  $h_1$  e  $h_2$  são, respectivamente, as alturas desde a base da proveta até ao nível superior do material fino em suspensão e do material grosseiro.

Com base no Equivalente de Areia é frequente classificar um solo do seguinte modo (valores usuais do caderno de encargos da JAE [7.5]):

$EA < 20$	solo plástico
$20 < EA < 30$	ensaio não conclusivo
$EA > 30$	solo não plástico

Um dos inconvenientes deste ensaio é o facto de ele apenas permitir avaliar a quantidade de material argiloso presente num dado agregado e não a sua nocividade, isto é, não permite avaliar essa argila quanto à sua “actividade”.

### 5.2.4- Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno

O Valor de Adsorção de Azul de Metileno (“Vam”) é um parâmetro que exprime globalmente a quantidade e qualidade ou “actividade” da argila presente num dado solo permitindo, assim, avaliar a limpeza de um agregado.

O Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno como forma de caracterização de solos e agregados, embora tendo sido já utilizado por alguns autores no passado [8.5], sofreu um

grande desenvolvimento no final da década de 70 e durante a década de 80, quando Tran Ngoc Lan adoptou, a estes materiais, o Método da Mancha [9.5], o qual foi concebido por Jones em 1964 [9.5]. Posteriormente, como alternativa e complemento ao Método da Mancha, Tran Ngoc Lan introduz o Método Turbidimétrico [8.5].

O princípio do Ensaio consiste em introduzir, na preparação composta por cerca de 30 g de finos do material a ensaiar, 30 g de caulinite de “Vam” conhecido e 500 ml de água destilada, quantidades crescentes de solução de azul de metileno, por doses sucessivas, até que a superfície das partículas que têm capacidade de adsorção esteja coberta. Neste momento passa a existir excesso de azul de metileno na preparação correspondendo ao ponto de viragem que marca o fim do ensaio, e que pode ser detectado quer pelo Método da Mancha quer pelo Método Turbidimétrico.

No Método da Mancha, cujo procedimento, para agregados, se encontra especificado na Norma Francesa NF P 18-592 de 1990 [10.5], realiza-se o Teste da Mancha que consiste em colocar uma gota da preparação num papel de filtro normalizado e verificar se existe uma auréola azul claro no bordo da mancha, como se pode analisar na FIGURA 5.1. A presença da auréola azul claro traduz a existência de azul de metileno livre na preparação indicando que todas as partículas com capacidade de adsorção estão cobertas por uma camada de moléculas daquela substância.

O Método Turbidimétrico, dado que não foi usado no presente trabalho, não irá ser desenvolvido, referindo-se apenas que o procedimento a seguir se encontra especificado na Norma Francesa NF P 18-595 de 1990 [11.5].

A principal diferença entre os dois Métodos referidos reside no facto de o Método da Mancha avaliar a superfície específica total (interna + externa) e o Método Turbidimétrico apenas avaliar a superfície específica externa das partículas.

O Valor de Adsorção de Azul de Metileno (“Vam”) obtido pelo Método da Mancha [10.5], expresso em gramas, é calculado para a fracção fina do agregado (0/0,74 mm) e não para a amostra integral, correspondendo este valor à quantidade de Azul de Metileno adsorvido por 100 g de material ensaiado. No entanto, à semelhança do que se faz para solos [12.5], é também possível converter o Valor de Adsorção de Azul de Metileno num valor

correspondente à amostra integral ou a uma das suas fracções. Assim, para a amostra integral de um material com granulometria 0/D mm o Valor de Adsorção de Azul de Metileno, “Vam (0/D)”, é obtido (Tran Ngoc Lan, 1981, [13.5]) por conversão do valor “Vam” através da expressão:

$$V_{am} (0/D) = \frac{V_{am}.f'}{100}$$

onde  $f'$  é a percentagem de finos (< 0,074 mm) existentes no material 0/D mm.

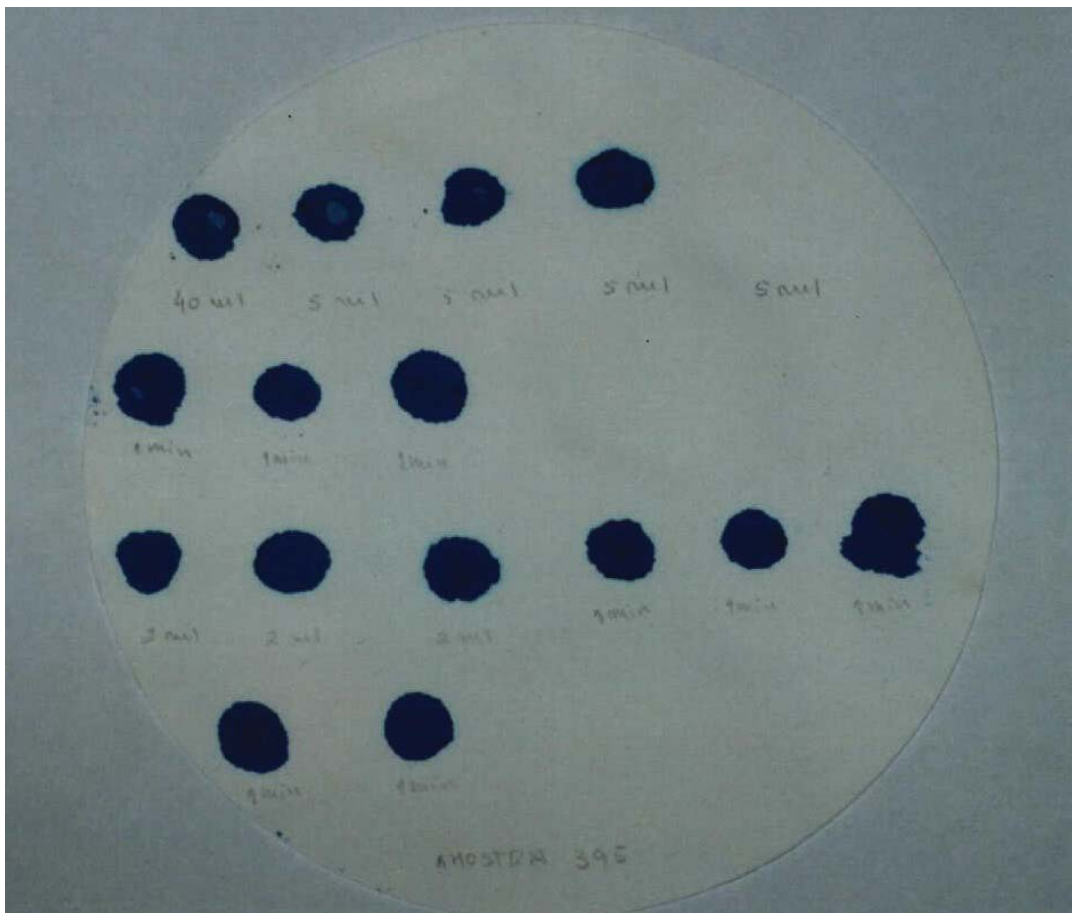


FIGURA 5.1- Papel de filtro usado na realização do Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno pelo método da mancha, sobre a amostra 395.

No Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, 1992 [14.5]) considera-se o Valor de Adsorção de Azul de Metileno (“Vam”) usado na

classificação de solos segundo este parâmetro como o reportado à fracção 0/50 mm e não à fracção 0/0,074 mm sobre a qual se realiza o ensaio.

A classificação assim obtida é a seguinte:

- 0,1- limite abaixo do qual se pode considerar que o solo é insensível à água (este critério deve, no entanto, ser complementado com a verificação da quantidade de material que passa no peneiro de 0,074 mm, o qual deve ser inferior a 12 %);
- 0,2- limite acima do qual se começa a verificar sensibilidade à água;
- 1,5- distingue os solos areno - siltosos dos areno - argilosos;
- 2,5- distingue os solos siltosos pouco plásticos dos siltosos de plasticidade média;
- 6,0- distingue os solos siltosos dos argilosos;
- 8,0- distingue os solos argilosos dos muito argilosos.

Como anteriormente referido o “Vam” é um parâmetro que exprime globalmente a quantidade e qualidade ou “actividade” da argila presente num solo. No entanto, a prática corrente no que respeita à avaliação do estado de limpeza de um agregado tem sido a utilização de métodos empíricos como os Limites de Atterberg, que caracterizam indirectamente a superfície específica dos materiais, e o Ensaio de Equivalente de Areia para avaliar a sua limpeza. Estes ensaios, embora tendo a vantagem de serem de realização muito simples, dão apenas uma primeira indicação sobre a natureza dos finos, pois o Equivalente de Areia não dá a nocividade dos finos, devendo esta ser o critério a utilizar na aceitação ou não de um agregado. Noutro sentido, dado que estes ensaios são realizados apenas sobre uma fracção do material, é difícil transpor os resultados obtidos para o comportamento global do material a utilizar [15.5].

Com a utilização do Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno pretendeu-se colmatar algumas das desvantagens referidas relativamente aos Limites de Consistência e ao Equivalente de Areia, pois o “Vam” permite avaliar globalmente a quantidade e nocividade dos finos presentes num agregado, sendo ainda possível transpor o resultado obtido para a fracção fina ( $< 0,074$  mm) para a amostra integral.

### 5.2.5- Ensaio de Fragmentabilidade

O Ensaio de Fragmentabilidade é realizado segundo a Norma Francesa NF P 94-066 [16.5] e tem por objectivo encontrar o Coeficiente de Fragmentabilidade, FR, o qual é dado pela razão entre o  $D_{10}$  de dois quilogramas de material de granulometria 10/20 ou 40/80, dependendo da litologia, antes e após compactação com 100 pancadas com o pilão do Proctor Leve em molde CBR.

Segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, 1992 [14.5]) pode classificar-se uma rocha, com base no FR, como a seguir se indica:

$FR < 7$  – rocha pouco fragmentável

$FR > 7$  – rocha fragmentável

### 5.2.6- Ensaio de Degradabilidade

O ensaio de Degradabilidade tem por objectivo encontrar o Coeficiente de Degradabilidade, DG, o qual é obtido através da razão entre o  $D_{10}$  encontrado para dois quilogramas de material de granulometria 10/20 ou 40/80, dependendo da litologia, antes e após o mesmo ser submetido a um conjunto de quatro ciclos de secagem – molhagem, segundo a Norma Francesa NF P 94-067 [17.5].

Segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, 1992, [14.5]) uma rocha pode ser classificada, em função de DG, do seguinte modo:

$DG < 5$  – material rochoso pouco degradável

$5 < DG < 20$  – material rochoso medianamente degradável

$DG > 20$  – material rochoso muito degradável

### 5.2.7- Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles

Pretende-se com o Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles caracterizar o agregado em relação ao choque e ao desgaste provocado no mesmo quando submetido, juntamente com uma dada carga abrasiva, a 500 ou 1000 rotações na Máquina de Los Angeles.

O número de rotações e a composição da carga abrasiva são função da composição granulométrica do provete a ensaiar, a qual, por sua vez, é função da granulometria do agregado, como se indica na especificação do LNEC E 237, 1970 [18.5].

### 5.2.8- Ensaio de Desgaste em Meio Húmido ("Slake - Durability Test")

O Ensaio de Desgaste em Meio Húmido, concebido para rochas brandas, pretende avaliar a resistência da rocha ao enfraquecimento e desintegração quando submetida a dois ciclos padrão de desgaste em meio húmido.

O ensaio consiste, em linhas gerais, e de acordo com o procedimento sugerido pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas, 1981 [19.5], em sujeitar dez fragmentos de rocha, com arestas arredondadas e pesos compreendidos entre 40 e 60 g, variando o peso total da amostra entre 450 e 550 g, a dois ciclos de molhagem - secagem. A fase de molhagem consiste na colocação da amostra num tambor metálico com malha de 2 mm, FIGURA 5.2, o qual, tendo sido previamente colocado dentro de uma tina que se enche com água até 20 mm abaixo do eixo do mesmo, vai rodar 200 vezes em torno do seu eixo a uma velocidade de 20 rpm, enquanto a secagem é feita em estufa a uma temperatura de 105°C durante um período de 16 a 24 horas.

O Índice de Desgaste em Meio Húmido,  $Id_2$ , é dado pela relação entre o peso da amostra seca após o 2º ciclo de ensaio e o seu peso inicial, apresentando-se o resultado em percentagem.

Alguns autores têm seguido um procedimento diferente do sugerido pela ISRM, 1981 [19.5], na tentativa de diferenciarem rochas menos brandas, já que para rochas de moderada a alta resistência o desgaste ocorrido é muito baixo, e que consistem em aumentar a duração da fase

de molhagem (Quinta Ferreira, 1990 [20.5]) ou em aumentar o número de ciclos considerando-se deste modo o  $Id_7$  e não o  $Id_2$  (Monteiro e Delgado Rodrigues, 1994 [21.5]).

Ainda pelo facto de em rochas de moderada a alta resistência o desgaste ser muito baixo, alguns autores expressam os resultados de forma diferente da recomendada pela ISRM [19.5]. Assim, em vez da quantidade retida no tambor, utilizam a quantidade que passa, pois embora estes valores sejam complementares, são mais perceptíveis as pequenas variações de desgaste quando o resultado é expresso em números mais pequenos [21.5].



FIGURA 5.2- Equipamento usado no Ensaio de Desgaste em Meio Húmido.

Mostrou-se no QUADRO 4.14 um critério de Durabilidade para rochas brandas, proposto por Gamble [22.5], a partir do segundo ciclo de Desgaste em Meio Húmido,  $Id_2$  (%), para o material retido no tambor.

#### 5.2.9- "Jar-Slake Test"

O "Jar-Slake Test" é um ensaio qualitativo que consiste na observação de uma amostra de 20 g de material após um ciclo de secagem - molhagem, sendo cada fase do mesmo de 24 horas. Consoante o comportamento do material é atribuído um índice,  $I_J$ , de valor inteiro e variável de 1 a 6 como se pode observar no QUADRO 5.1.

QUADRO 5.1- Índice  $I_J$ , relativo ao “Jar-Slake Test” [23.5]

$I_J$	Comportamento
1	Degrada-se num conjunto de lascas ou em lama
2	Parte-se rapidamente e/ou forma muitos pedaços
3	Parte-se rapidamente e/ou forma poucos pedaços
4	Parte-se lentamente e/ou desenvolve muitas fracturas
5	Parte-se lentamente e/ou desenvolve poucas fracturas
6	Não sofre alteração

#### 5.2.10- Ensaio Triaxial Cíclico

Com a realização de Ensaio Triaxiais Cíclicos pretende caracterizar-se o comportamento tensão - deformação do material a usar nas diferentes camadas granulares de um pavimento ou, como é o caso deste trabalho, da fundação do pavimento.

Os materiais granulares quando sujeitos a carregamentos cíclicos, com tensões impostas de modo a reproduzirem condições reais, manifestam um comportamento complexo. Na descarga, só parte da deformação que é provocada por cada aplicação de carga é recuperada, uma vez que o material não tem um comportamento elástico. A deformação recuperada após cada descarga, à medida que os ciclos de carga - descarga vão prosseguindo, vai-se aproximando de um valor constante, o qual se designa por deformação reversível.

Por sua vez, a deformação que em cada ciclo não é recuperada, que se vai acumulando, designa-se por deformação permanente.

Para níveis de tensão distantes do estado de rotura do material, podem distinguir-se dois estados:

- no início dos carregamentos a componente deformação permanente aumenta rapidamente e a componente deformação reversível diminui, aumentando a rigidez do material;
- após um certo número de ciclos, usualmente compreendidos entre 5000 e 20000, a deformação permanente acumulada tende a estabilizar e o comportamento do material pode ser considerado elástico.

Um exemplo típico da evolução dos ciclos tensão - deformação, à medida que aumenta o número de carregamentos, pode observar-se na FIGURA 5.3 [24.5].

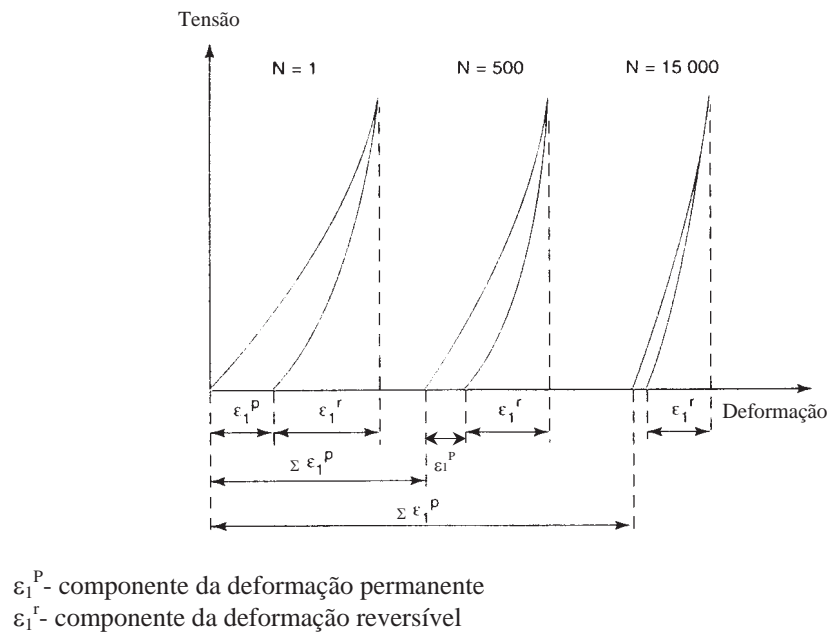


FIGURA 5.3- Evolução dos ciclos tensão - deformação ao longo dos sucessivos carregamentos [24.5]

Para a descrição do comportamento esquematizado na FIGURA 5.3 seriam necessários modelos de comportamento elasto-plásticos complexos, sendo necessário recorrer a métodos de cálculo algo sofisticados no tratamento dos dados.

Deste modo, e com vista à simplificação do estudo e modelação do comportamento cíclico dos materiais granulares não ligados, avalia-se apenas:

- a evolução da deformação permanente em função do número de ciclos de carregamento;
- o comportamento reversível após estabilização da deformação permanente.

Na avaliação das deformações reversíveis é usual recorrer ao denominado módulo reversível,  $M_r$ , ou módulo secante, o qual se exprime pelo quociente entre a variação da tensão ( $\Delta\sigma^i$ ) e a variação da extensão reversível, ( $\Delta\varepsilon_r^i$ ), verificadas na descarga:

$$M_r = \frac{\Delta\sigma^i}{\Delta\varepsilon_r^i}$$

A definição do módulo reversível deste modo é baseada na consideração de um comportamento elástico linear. No entanto, os materiais granulares são caracterizados por comportamento não linear, o que se vai acentuando com o aumento do nível de tensão.

Este comportamento não linear dos materiais granulares, traduzindo a sua dependência do estado de tensão, pode ser expresso por diversos métodos, sendo, no entanto, mais frequente o uso de leis do tipo:

$$M_r = k_1' \sigma_3^{k_2'}$$

ou,

$$M_r = k_1 \theta^{k_2}$$

onde:

$M_r$  - módulo reversível

$\sigma_3$  - tensão de confinamento

$\theta$  - primeiro invariante do tensor das tensões ( $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ )

$k_1', k_2', k_1, k_2$  - constantes

Nos ensaios efectuados para caracterização das deformações permanentes, interessa avaliar a evolução das deformações em função do número de ciclos e das tensões aplicadas.

Para tensões inferiores às de rotura, observa-se uma estabilização progressiva das extensões verticais à medida que aumenta o número de ciclos. Esta evolução foi traduzida por diferentes relações, sendo a seguinte a mais utilizada:

$$\varepsilon_p = a + b \log(N)$$

onde:

$\varepsilon_p$  - extensão vertical

$N$  - número de ciclos

$a, b$  - constantes

Relativamente à forma como são aplicadas as forças, podem realizar-se dois tipos de Ensaios Triaxiais Cíclicos:

- ensaios em que apenas a tensão deviatória é aplicada ciclicamente, mantendo-se constante a tensão de confinamento lateral;
- ensaios em que as tensões de confinamento e deviatória podem variar ciclicamente.

O equipamento para realização de Ensaios Triaxiais Cíclicos existente no LNEC é constituído por uma bomba hidráulica com regulador de pressão, uma unidade eléctrica de controlo de funcionamento da bomba, um contador de ciclos e um temporizador que controla o tempo de carga, ajustável desde 0,3 segundos a 6 horas [25.5].

Este equipamento permite a aplicação de solicitações estáticas e de solicitações cíclicas do tipo trapezoidal, com a possibilidade, no último caso, de regulação do tempo de carga e do tempo de descarga. Encontra-se na FIGURA 5.4 um esquema de carregamento axial do tipo trapezoidal aplicado aos provetes.

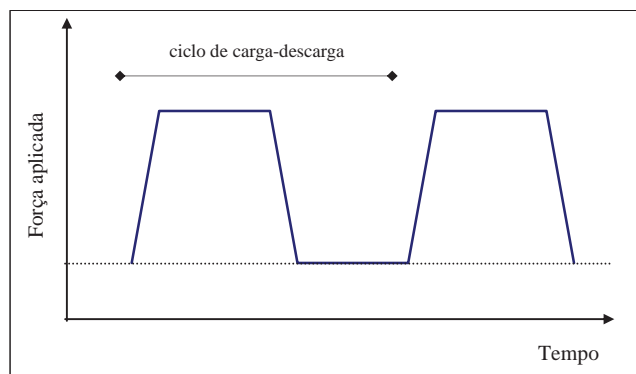


FIGURA 5.4- Esquematização da evolução da carga aplicada com o tempo.

A medição do valor da força axial aplicada é feita através de uma célula de carga e é registada, conjuntamente com os outros elementos medidos no decorrer do ensaio, num sistema de aquisição de dados desenvolvido no LNEC [25.5]. A força máxima que este equipamento permite aplicar é de 25,7 kN.

As tensões de confinamento são aplicadas através de um sistema de vácuo no interior do provete, não sendo, assim, possível realizar ensaios com tensão de confinamento variável. Noutro sentido, este modo de aplicação da tensão de confinamento, evita a necessidade de recorrer a uma câmara triaxial o que permite que os transdutores de descolamento sejam colocados directamente sobre o provete.

A pressão de confinamento é aplicada sobre um conjunto composto por [25.5]:

- duas placas metálicas com 30 cm de diâmetro, colocadas na base e no topo do provete, possibilitando a transmissão das forças axiais;
- base quadrada de 60 cm de lado, onde encaixa a placa da base do provete, transmitindo-lhe maior estabilidade. É também utilizada para fixação das hastes metálicas que se desenvolvem ao longo da altura do provete e que servem de apoio ao sistema de medição das deformações axiais;
- dois discos porosos, colocados no topo e na base, por forma a permitirem a melhor distribuição do vácuo ao longo da secção transversal do provete;
- uma membrana plástica com cerca de 0,3 mm de espessura, colocada em torno do provete, devidamente vedada com massa de silicone. Esta membrana apresenta uma deformabilidade suficiente para permitir as deformações axiais e laterais do provete, sem conferir qualquer confinamento.

As deformações axiais dos provetes, durante o ensaio, são obtidas por medição dos deslocamentos relativos em quatro pontos de referência. Três deles encontram-se colocados num sistema desenvolvido, que consiste em dois anéis metálicos compostos por diversos elementos, ligados entre si por molas. O primeiro anel, suporta os transdutores e o segundo fixa os núcleos [25.5]. Estes dois anéis são colocados na face lateral do provete, fazendo os transdutores ângulos de 120° entre si.

A quarta medição é efectuada no topo do provete, estando o corpo do transdutor de deslocamento fixo a uma estrutura constituída por hastes metálicas que se desenvolvem ao longo da altura do provete e estão ligadas à base. O núcleo deste transdutor é fixo à placa

metálica colocada no topo do provete [25.5]. Este sistema de leitura, bem como um provete pronto a ensaiar podem ser observados na FIGURA 5.5.

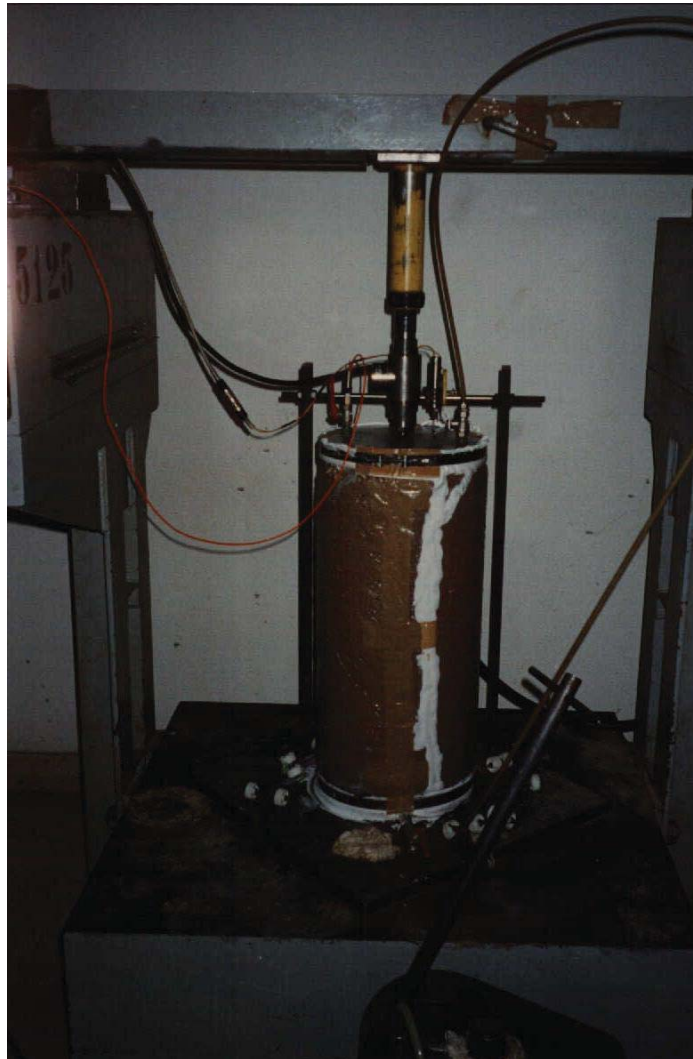


FIGURA 5.5- Equipamento usado no Ensaio Triaxial Cíclico e aspecto de um provete antes do ensaio.

A medição do vácuo aplicado é efectuada através de uma célula de pressão, sendo a aquisição destas leituras realizada conjuntamente com os outros elementos medidos durante o ensaio, no sistema de aquisição de dados.

No LNEC [25.5] foi desenvolvido um sistema para medição das deformações radiais que não foi utilizado neste trabalho. Este sistema é constituído por uma série de roletes ligados por um cabo de aço que circunscreve o provete, sendo medido o afastamento entre as duas

extremidades do cabo, por intermédio de um transdutor de deslocamentos, com curso de  $\pm 5$  mm, estando o corpo fixo a uma das extremidades e o núcleo à outra.

### 5.3 - Descrição dos Ensaios Realizados in situ

#### 5.3.1- Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto

O Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto consiste na aplicação, à superfície do aterro, de uma força de impacto gerada pela queda de uma massa de uma dada altura sobre um conjunto de amortecedores, a qual vai ser transmitida ao solo através de uma placa circular com 30 ou 45 cm de diâmetro. Esta força vai variar ao longo do tempo por forma a simular a passagem de um veículo a uma velocidade variando entre os 60 e os 80 km/h. A força máxima aplicada varia em função da massa cadente, da altura de queda e do número de amortecedores, sendo que, para o caso do Deflectómetro de Impacto existente no LNEC, esta pode variar entre os 20 e os 150 kN [26.5].

As grandezas medidas são o valor de pico da força e as deflexões em vários pontos da superfície. O sistema de leitura consiste numa célula de carga colocada junto da placa, para medição da força, e de um conjunto de transdutores colocados à superfície para medição das deflexões. As deflexões são medidas no centro da placa e a sucessivas distâncias do centro. No presente trabalho as distâncias são: 0,30 m; 0,45 m; 0,60 m; 0,90 m; 1,50 m e 2,50 m.

O equipamento é composto por um atrelado, apresentado na FIGURA 5.6, no qual está montado o sistema de geração da carga e os dispositivos para medição das deflexões, pelo dispositivo de aquisição dos resultados e pelo sistema de comando dos ensaios os quais se encontram no veículo rebocador.

Os resultados obtidos neste ensaio são posteriormente interpretados através de programas de cálculo automático, por exemplo o ELSYM5 ou o BISDE.



FIGURA 5.6- Deflectómetro de Impacto

### 5.3.2- Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos

O Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos realizado in situ, realizado pela primeira vez pelo LNEC no âmbito deste trabalho, tem por objectivo medir as deformações ocorridas nos materiais das camadas granulares de um pavimento, incluindo a fundação do mesmo, por aplicação de carregamentos repetidos, com tensões impostas de modo a reproduzirem as condições reais de tráfego.

O equipamento usado na realização deste ensaio é o mesmo que se utiliza na realização dos Ensaios Triaxiais Cíclicos, com algumas alterações, o qual se pode ver na FIGURA 5.7.

Na realização do ensaio é utilizado um sistema desenvolvido no LNEC que consiste num conjunto de 4 placas circulares, que se podem observar na FIGURA 5.8, com diâmetros de 76 mm, 60 mm, 45 mm e 30 mm, as quais permitem transmitir à camada sobre a qual estão assentes a força aplicada. Sobre estas assenta uma quinta placa com 15 mm de diâmetro, a

qual serve de base a uma esfera que faz a ligação entre o sistema de reacção e o conjunto de placas.



FIGURA 5.7- Equipamento utilizado no Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos.

Como já foi referido, o sistema de aplicação de cargas é o usado no Ensaio Triaxial Cíclico, sendo a reacção necessária à aplicação da carga conseguida através dum camião carregado para o efeito, como mostrado na FIGURA 5.7.

As deformações axiais, durante o ensaio, são obtidas por medição dos deslocamentos relativos a um ponto de referência estável, que no caso foi uma viga metálica colocada como se pode ver na FIGURA 5.8.

A aquisição de dados é feita também com o sistema utilizado no Ensaio Triaxial Cíclico, pelo que é necessário ter alguns cuidados, nomeadamente com as condições atmosféricas e pó que possa existir no local de ensaio.

Nos ensaios realizados, executaram-se 20000 ciclos de carga - descarga. A máxima força que se conseguiu aplicar foi de aproximadamente 12 kN, não sendo possível atingir os cerca de 25 kN que se conseguem com o mesmo equipamento em laboratório.

Tal como foi referido a propósito dos Ensaio Triaxiais Cíclicos, o equipamento utilizado permite regular o tempo de carga e de descarga, tendo, nos ensaios realizados, a duração de cada ciclo de carga - descarga sido, em média de 3,5 segundos.



FIGURA 5.8- Pormenor do conjunto de placas utilizado no Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos.

Com os resultados obtidos nos ensaios é possível avaliar o Módulo Reversível do material, em função do tipo de placa, flexível ou rígida, usada.

A avaliação do Módulo Reversível é frequentemente feita usando [27.5], para a placa flexível, uma expressão do tipo:

$$E = 2(1-\nu^2) \frac{(\sigma a)}{d}$$

onde:

$\nu$  - coeficiente de Poisson

$\sigma$  - tensão axial

$a$  - raio da placa

$d$  - deslocamento

Para placas rígidas a expressão normalmente usada [28.5], é do tipo:

$$E = \frac{\pi}{2} (1-\nu^2) \frac{(\sigma a)}{d}$$

sendo o significado das variáveis o referido para a placa flexível.

Supondo a estabilização progressiva dos deslocamentos com o aumento do número de ciclos de carga - descarga, tentou ajustar-se aos resultados uma expressão que traduzisse essa evolução, tendo-se optado por uma do tipo:

$$d = a + b \log N$$

onde,

$d$  - deslocamento

$N$  - número de ciclos

$a, b$  - constantes

#### 5.4- Materiais Estudados

Como anteriormente referido, o estudo experimental no âmbito deste trabalho, quer laboratorial quer *in situ*, foi realizado sobre materiais do troço Raiva-Catraia dos Poços do IC 7, FIGURA 5.9, o qual tem uma extensão de 12,650 km, intersectando dois tipos principais de materiais. Xistos e grauvaques pertencentes ao “Complexo Xisto-Grauváquico” ante-Ordovícico até às proximidades do km 8+425, sobre os quais incidiu este trabalho, e conglomerados e areias com passagens silto - argilosas do Miocénico e Pliocénico, do km 8+425 até final do troço.

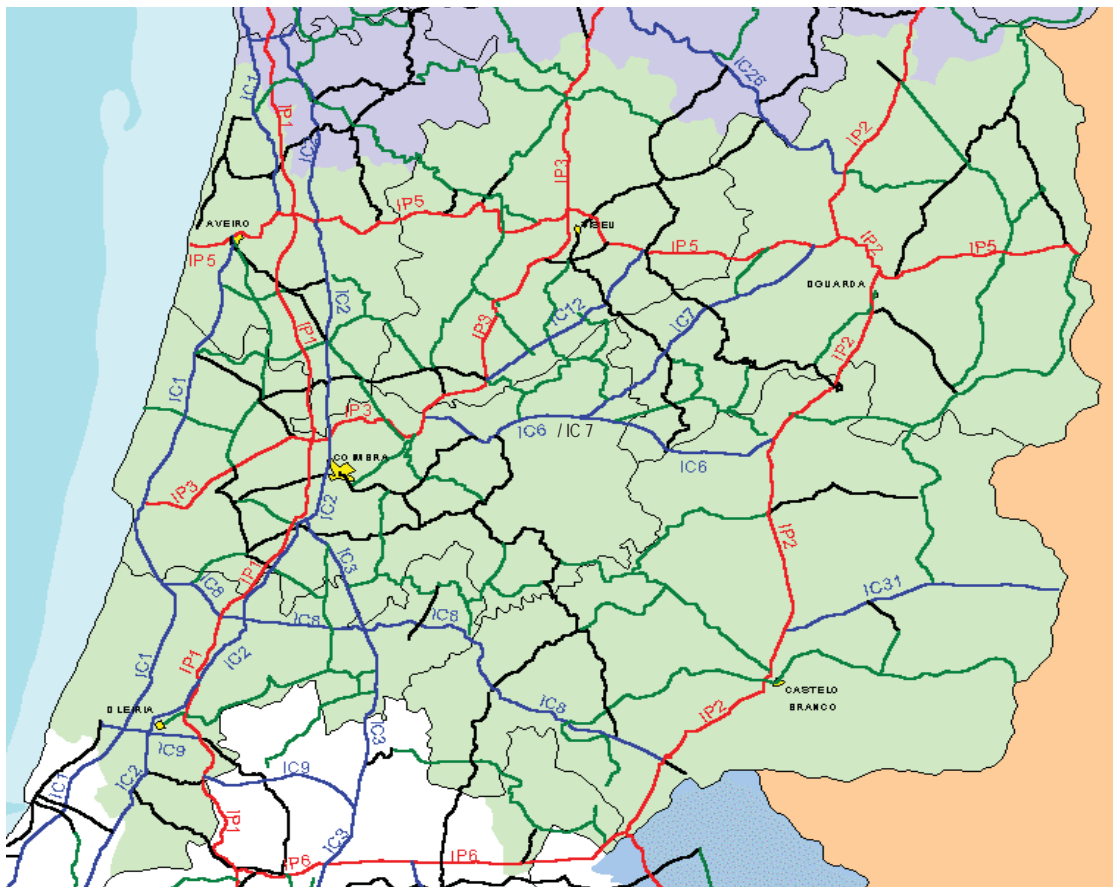


FIGURA 5.9- Localização do IC7.

Os conglomerados e areias do Miocénico e Pliocénico fazem parte do denominado Grupo de Sacões [29.5], que engloba a Formação de Campelo, os Conglomerados de Telhada e os Conglomerados de Santa Quitéria, e é, em linhas gerais, constituído por alternância de camadas conglomeráticas e lutíticas. A fácies conglomerática apresenta clastos de litologia essencialmente xistenta, quartzítica ou de quartzo leitoso, sendo a fácies lutítica composta por

siltitos muito grosseiros ou arenitos finos. As argilas presentes nesta última fácies são, essencialmente, ilite e caulinite, ocorrendo ainda, em menores quantidades, esmectite, goetite e vermiculite.

Os xistos e grauvaques que afloram até ao km 8+425 pertencem, como se referiu, ao “Complexo Xisto-Grauváquico” e fazem parte da Unidade III definida por Medina em 1996 [30.5], descrita no Capítulo 2. Segundo o autor, esta Unidade é caracterizada pela presença de conjuntos arenosos com extensão lateral quilométrica e espessura decamétrica, separados por material silto-argiloso cinzento e negro, sendo, no entanto, este material silto-argiloso a litologia dominante da Unidade.

Sendo objectivo do presente trabalho o estudo do comportamento do material do “Complexo Xisto-Grauváquico” como fundação de pavimentos rodoviários e dado que o mesmo aparece, e é usado como material de construção, ao longo dos primeiros oito quilómetros da obra, variando as suas características com alguma frequência, tentou proceder-se à selecção de aterros em que as mesmas fossem diferentes. Outros factores que contribuíram para essa selecção foram a altura e fase de construção dos mesmos.

Assim, e após análise dos resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a construção, bem como do perfil longitudinal do troço, optou-se pela selecção de dois aterros localizados entre os km 5+175 e km 5+400 e km 8+560 e km 8+700, respectivamente.

Nos pontos seguintes apresentam-se os resultados dos ensaios realizados sobre o material do “Complexo Xisto-Grauváquico”. Tendo por objectivo apresentar uma análise do material o mais global possível irão apresentar-se resultados dos estudos realizados em três fases distintas - fase de projecto, fase de obra e ensaios específicos realizados no âmbito deste trabalho.

### 5.5- Descrição e Apreciação de Resultados - Fase de Projecto

Os elementos que a seguir se apresentam referem-se fundamentalmente ao projecto de execução elaborado pela “Estudocivil” em 1987 [31.5].

Do projecto retiraram-se apenas os dados relativos aos primeiros oito quilómetros do troço, dado que é ao longo dos mesmos que se encontra o material em estudo neste trabalho.

Os estudos geotécnicos consistiram num reconhecimento de superfície ao longo do traçado, seguido de prospecção geotécnica que englobou a realização de sondagens com trado, sondagens de percussão, poços de reconhecimento e perfis de refração sísmica. A informação assim obtida foi complementada com a realização de ensaios laboratoriais de identificação geotécnica.

O reconhecimento geológico de superfície complementado com os elementos obtidos com a campanha de sondagens e sísmica permitiu definir as unidades geológicas interessadas pelo traçado, “Complexo Xisto-Grauváquico” e conglomerados e areias do Miocénico e Pliocénico, já anteriormente referidas.

Com vista à pormenorização da geologia e caracterização geotécnica dos materiais, executaram-se 2 sondagens de percussão e ensaios SPT no curso da furação, bem como sondagens com trado mecânico, as quais tiveram também como objectivo a recolha de material para realização de ensaios de laboratório.

No troço em análise existem alguns trechos nos quais o traçado previsto coincide com o traçado da estrada já existente no local, pelo que, foram realizados poços de reconhecimento na berma da plataforma com vista à definição da estrutura do pavimento existente e à amostragem dos materiais que constituem o leito do pavimento. Sobre estes materiais foram também realizados ensaios laboratoriais de caracterização.

Com vista ao zonamento, em termos de velocidade de propagação das ondas sísmicas longitudinais,  $V_p$ , dos terrenos situados acima da rasante e avaliação das respectivas condições de ripabilidade, realizaram-se perfis sísmicos de refração no sentido directo e inverso. O comprimento das bases sísmicas variou entre 40 e 130 metros sendo em geral de 65 metros, definidas por 12 geofones alinhados e equidistantes e por 1 ou 2 pontos de explosão situados nos extremos.

Assim, no Nó da Raiva, coincidente com o km 0+000, e até próximo do km 0+600 o material apresenta uma coloração cinzento a cinzento-acastanhado, encontra-se menos alterado que

nos restantes afloramentos, apresentando em alguns locais velocidades das ondas sísmicas superiores a 2000 m/s aos quais corresponde um grau de alteração W2 [31.5] e, embora apresente alguma xistosidade, corresponde a um núcleo mais grauvacóide que o restante dos afloramentos.

As duas sondagens à percussão, que atingiram profundidades de três metros, foram realizadas no Nó da Raiva, mais concretamente no ramo A+B. Os resultados obtidos nos ensaios SPT, realizados à profundidade de 1, 2 e 3 metros, no decurso da furação das sondagens, foram de 60 pancadas para qualquer deles.

A partir das proximidades do km 0+600 até próximo do km 8+425, zona de contacto com os conglomerados e areias do Miocénico e Pliocénico, o material apresenta uma coloração em geral castanho a castanho-amarelado, exhibe, em alguns locais, um elevado grau de alteração, W5 e W4, podendo atingir velocidades das ondas sísmicas inferiores a 1350 m/s [31.5], sendo, no entanto, mais frequente o grau de alteração correspondente a W3, correspondente a velocidades das ondas sísmicas entre 1430 e 2000 m/s [31.5]. Nesta zona o material apresenta um grau de xistosidade mais elevado do que na parte inicial.

A prospeção realizada com as sondagens a trado e poços de reconhecimento permitiu a recolha de um conjunto de amostras remexidas sobre as quais se realizaram ensaios de identificação, envolvendo Limites de Atterberg e Análise Granulométrica e ainda Ensaios de Compactação (Ensaio Proctor Modificado) e determinação do índice CBR.

Foram ensaiadas em laboratório 10 amostras de material do “Complexo Xisto-Grauváquico”, sendo uma delas relativa a material de uma sondagem por trado, km 0+620, e as restantes nove a poços de reconhecimento, realizados entre os km 0+715 e km 6+600. Os valores médio, máximo e mínimo, bem como o respectivo desvio padrão dos ensaios realizados encontram-se no QUADRO 5.2.

Com base nesses ensaios a classificação das amostras, pela classificação para fins rodoviários (LNEC E 240, [32.5]), variou de A-2-4(0) a A-7-6(5) sendo, no entanto, o material mais frequentemente classificado como A-2-6(1).

QUADRO 5.2- Valores médios dos resultados dos ensaios de laboratório realizados na fase de projecto.

Ensaio		Máx.	Min.	E (x)	D.P.	
w (%)		28,6	9,1	19,33	5,92	
w <sub>L</sub> (%)		56	24	41,3	9,1	
w <sub>P</sub> (%)		35	16	26,8	6,1	
IP (%)		21	7	14,3	5,0	
G R A N U L.	P <sub>10</sub> (%)	63,0	35,0	48,70	11,00	
	P <sub>40</sub> (%)	58,0	23,0	40,50	12,42	
	P <sub>200</sub> (%)	50,0	9,0	32,60	12,21	
C O M P.	w <sub>opt.</sub> (%)	14,7	10,9	13,5	1,75	
	γ <sub>d</sub> máx (kN/m <sup>3</sup> )	18,2	16,6	17,57	0,77	
C B R	55	w (%)	14,9	11,4	13,53	1,50
	25		15,3	11,6	13,88	1,61
	12		15,6	11,5	14,28	1,87
	55	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	18,1	16,5	17,48	0,76
	25		17,2	15,5	16,54	0,79
	12		16,4	15,0	15,87	0,65
	55	Desvio	0,5	-0,3	0,03	0,39
	25		0,7	-0,1	0,38	0,36
	12		0,9	0,6	0,78	0,13
	55	GC (%)	100	99	99,5	0,6
	25		95	93	94,0	0,8
	12		91	90	90,5	0,6
	55	Expans. (%)	1,3	0,4	0,73	0,43
	25		1,1	0,3	0,63	0,34
	12		1,4	0,6	0,93	0,34
	55	CBR (%)	21	11	16,0	4,4
	25		13	5	9,0	3,4
	12		6	3	5,3	1,5

## 5.6- Descrição e Apreciação de Resultados - Fase de obra

O material encontrado durante a construção, e de acordo com o indicado no projecto, pode dividir-se em dois tipos cujas características diferem essencialmente no que diz respeito ao grau de alteração. Assim, do km 0+000, coincidente com o Nó da Raiva, até às proximidades do km 0+600 o material apresentava-se menos alterado e com uma coloração acinzentada, enquanto a partir do km 0+600 e até às proximidades do km 8+425 apresentava uma coloração acastanhada e um mais elevado grau de alteração.

Este facto tornou-se bem notório aquando do desmonte, dado que ao longo dos oito quilómetros em causa apenas no Nó da Raiva houve necessidade de recorrer à utilização de explosivos, enquanto todo o restante material se desmontou utilizando meios mecânicos de uso corrente.

As inclinações dos taludes de escavação adoptadas foram de 1:1; 1,5:1 e 2:1 (V:H), em função do grau de alteração apresentado pelo material e da atitude da xistosidade e das diaclases que o mesmo apresentava, tendo, ainda assim, ocorrido alguns problemas de estabilidade, nomeadamente na parte inicial da obra o que levou a correcções nas inclinações em alguns dos taludes.

Foi decidido, seguindo as indicações de projecto, utilizar na construção dos aterros todo o material escavado, dado que, apesar do elevado grau de alteração por vezes apresentado, o material apresentava características granulométricas e de plasticidade para ser utilizado como tal, não sendo contudo utilizado no leito do pavimento. Na construção deste, embora no projecto se preconizasse para parte do traçado o tratamento dos materiais locais com cal, esta solução não foi adoptada, tendo sido utilizados, ao longo de todo o traçado, solos seleccionados com uma espessura aproximada de 20 centímetros.

Sobre os materiais escavados e posteriormente utilizados na construção dos aterros foram realizados ensaios laboratoriais de caracterização, cujos resultados se apresentam no QUADRO 5.3.

Os resultados apresentados dizem respeito apenas aos materiais dos quilómetros indicados, por ser sobre os mesmos que irá recair o estudo quer laboratorial quer *in situ* realizado no âmbito deste trabalho.

QUADRO 5.3- Valores médios dos resultados dos ensaios de caracterização realizados durante a obra.

Ensaio		Km 0+000 – km 0+650				Km 4+000 – km 5+000				km 5+000 – km 6+000			
		Máx.	Mín.	E (x)	D.P.	Máx.	Mín.	E (x)	D.P.	Máx.	Mín.	E (x)	D.P.
G R A N U L.	P <sub>3/8</sub> (%)	99,0	42,0	63,02	18,64	96,4	47,0	69,22	16,67	85,0	47,0	60,14	12,67
	P <sub>4</sub> (%)	82,0	28,0	47,67	16,74	86,4	40,0	58,88	16,94	64,6	35,0	49,45	11,17
	P <sub>10</sub> (%)	62,0	20,0	36,42	12,67	79,4	30,0	49,98	17,08	55,0	22,0	40,16	11,32
	P <sub>40</sub> (%)	38,0	14,0	25,29	7,87	66,5	21,0	40,35	16,22	52,0	14,0	30,80	11,43
	P <sub>80</sub> (%)	30,0	12,0	19,56	6,34	47,7	19,0	32,53	9,02	51,0	12,0	27,80	12,62
	P <sub>200</sub> (%)	28,0	10,0	19,10	6,87	56,5	16,0	33,38	14,13	50,0	11,0	24,64	12,47
EA (%)		24	11	19,3	4,1	21	6	15,1	5,8	23	9	14,5	4,9
w <sub>L</sub> (%)		40	26	33,2	4,0	38	32	34,5	2,3	40	28	35,2	4,0
w <sub>P</sub> (%)		29	17	23,2	4,0	28	15	24,3	3,6	29	19	23,6	3,3
IP (%)		13	7	10,0	1,9	17	5	10,2	3,3	16	9	11,6	3,0
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )		21,1	19,3	19,91	0,59	20,1	19,1	19,44	0,29	20,0	18,0	19,18	0,54
w <sub>opt.</sub> (%)		12,6	6,9	10,05	1,83	13,4	8,8	11,14	1,31	15,2	10,4	12,46	1,64

Na fase inicial da obra, e dado que a experiência de construção com estes materiais era ainda escassa, procedeu-se à construção de aterros experimentais, a partir dos quais se concluiu que as camadas deveriam ter espessuras entre quarenta e sessenta centímetros. O equipamento de compactação utilizado foram cilindros de rasto liso, estáticos e vibradores, e o número de passagens por camada foi em média de quatro.

Durante a construção das várias camadas, e ao longo de todo o traçado, procedeu-se ao controle da compactação, tendo o mesmo sido feito através de sonda nuclear (Troxlér). Os resultados obtidos encontram-se no QUADRO 5.4.

O pavimento flexível construído apresenta a seguinte estrutura, a qual, ao contrário do que estava inicialmente previsto, foi mantida ao longo de todo o traçado:

- sub-base granular\* - 20 cm

- base granular - 20 cm
- macadame betuminoso - 12 cm
- betão betuminoso - 5 cm

\* material granular utilizado em sub-base semelhante ao utilizado em leito do pavimento.

QUADRO 5.4- Valores médios dos resultados do controle da compactação realizado durante a obra.

	km 4+400 - km 4+600				km 5+175 - km 5+375				km 8+550 - km 8+675			
	Máx.	Mín.	E (x)	D.P.	Máx.	Mín.	E (x)	D.P.	Máx.	Mín.	E (x)	D.P.
Cota (m)	-0,10	-8,90	-3,683	2,302	-0,95	-5,74	-2,841	1,322	-0,20	-12,00	-4,488	3,039
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	22,4	18,5	20,57	0,58	21,8	19,8	20,70	0,47	22,9	19,9	21,60	0,57
w (%)	17,6	7,8	10,66	2,10	13,5	9,1	11,22	1,01	13,2	7,4	9,96	1,23
$\gamma_{dmáx}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,5	19,4	19,45	0,03	19,6	19,6	19,55	0,00	21,1	19,0	20,68	0,45
$\gamma_{d \text{ in situ}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,9	17,6	18,63	0,49	19,6	17,6	18,61	0,43	26,8	17,7	19,70	7,8
GC (%)	103	91	95,8	2,5	100	90	95,2	2,2	128	90	95,2	3,4
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	22,9	19,7	20,86	0,62	22,2	20,0	20,96	0,49	29,5	20,2	21,88	0,83
e	0,21	0,08	0,120	0,027	0,16	0,10	0,127	0,013	0,15	0,08	0,11	0,015

## 5.7- Descrição e Apreciação de Resultados - Ensaios de Laboratório

### 5.7.1- Amostras Ensaizadas

Como já referido, o material usado neste trabalho pertence ao “Complexo Xisto-Grauváquico” e foi recolhido no troço Raiva-Catraia dos Poços, do IC7.

Dado que o material que aflora ao longo do traçado, embora pertencendo à Unidade III definida por Medina em 1996 [30.5], apresenta algumas variações nas suas características, e sendo objectivo do presente trabalho o estudo do comportamento do material do “Complexo Xisto-Grauváquico” como fundação de pavimentos rodoviários, procedeu-se, como se referiu em 5.4, à selecção de aterros em que, em princípio, essas características fossem diferentes.

Deste modo, a escolha recaiu sobre dois aterros, entre o km 5+175 e km 5+400 e o km 8+560 e km 8+700, respectivamente.

O primeiro aterro tem uma altura aproximada de cinco metros, sendo o material usado na sua construção, xistos castanho-amarelados, proveniente das escavações na linha efectuadas nas proximidades do mesmo. A classificação destes materiais pela Especificação LNEC E 240 [32.5] varia entre A-2-4(0) e A-6(5), variando o seu limite de liquidez entre 28 % e 40 % e o índice de plasticidade entre 9 % e 16 %.



FIGURA 5.10 - Aspecto do material ao km 4+350

A altura do segundo aterro, que se encontra já na zona do traçado em que o material aflorante são conglomerados e areias do Miocénico e Pliocénico, é de, aproximadamente, 9 metros e foi construído com xistos castanho-acinzentados provenientes da linha, entre o km 0+000 e o km 0+600, cuja classificação pela Especificação LNEC E 240 [32.5] varia de A-2-4(0) a A-2-6(1). O seu limite de liquidez varia entre 26 % e 40 % e o índice de plasticidade entre 7 % e 13 % (cf. 5.6).



FIGURA 5.11- Aspecto do material nas proximidades do km 0+600.

No âmbito deste trabalho realizaram-se os ensaios de laboratório sobre sete amostras, à excepção do Ensaio Triaxial Cíclico que se realizou apenas sobre duas, tendo sido uma delas recolhida numa zona de escavação, ao km 5+100, e as restantes seis recolhidas nos dois

aterros seleccionados. No QUADRO 5.5 apresentam-se a designação e respectiva localização das sete amostras.

QUADRO 5.5- Designação e localização das amostras sobre as quais se realizaram os ensaios de laboratório.

Designação	Localização	Escavação /Aterro
391	Km 5+100	Escavação
392	km 5+225	Aterro
393	km 5+275	Aterro
394	km 5+300	Aterro
395	km 8+575	Aterro
396	km 8+600	Aterro
397	km 8+625	Aterro

Nos pontos seguintes apresentam-se os quadros resumo dos resultados dos ensaios realizados, sendo a ordem, bem como a metodologia usada, as referidas em 5.2.

## 5.7.2- Ensaio Correntes

### 5.7.2.1- Análise Granulométrica

Os resultados da Análise Granulométrica realizada sobre cada uma das amostras encontram-se no QUADRO 5.6.

QUADRO 5.6- Resultados da Análise Granulométrica, coeficiente de uniformidade e coeficiente de curvatura do material

Peneiro	Abert. (mm)	Amostra							E (x)	D.P.	
		391	392	393	394	395	396	397			
P a s s a d o s	P <sub>3"</sub>	76,20	100,0	79,7	72,3	76,1	73,7	73,0	77,9	78,96	9,66
	P <sub>2"</sub>	50,80	80,7	73,4	58,6	65,2	64,9	64,7	59,4	66,70	7,85
	P <sub>1" 1/2</sub>	38,10	78,5	67,4	52,2	61,6	56,0	61,3	53,0	61,43	9,24
	P <sub>1"</sub>	25,40	74,4	59,7	48,7	55,9	50,2	52,1	39,6	54,37	10,84
	P <sub>3/4"</sub>	19,10	64,1	54,9	44,7	51,7	44,2	47,7	34,0	48,76	9,47
	P <sub>1/2"</sub>	12,70	53,8	47,5	39,3	47,6	36,2	40,7	26,4	41,64	9,00
	P <sub>3/8"</sub>	9,520	50,5	43,9	36,7	43,4	31,9	36,2	23,3	37,99	8,93
	P <sub>n°4</sub>	4,760	39,3	36,0	30,1	35,8	21,8	26,3	15,9	29,31	8,49
	P <sub>n°10</sub>	2,000	27,4	27,9	23,8	27,7	14,3	17,7	10,2	21,29	7,22
	P <sub>n°20</sub>	0,840	18,1	21,4	18,3	2,0	9,9	11,8	7,1	12,66	6,95
	P <sub>n°40</sub>	0,420	11,0	15,5	14,1	13,4	8,3	7,7	5,1	10,73	3,83
	P <sub>n°80</sub>	0,177	4,1	8,4	9,4	7,6	7,5	4,0	3,1	6,30	2,50
P <sub>n°200</sub>	0,074	1,1	5,2	4,0	2,2	6,8	1,2	1,4	3,13	2,24	
Maior dimensão(mm)		162	190	147	182	163	200	142	169,4	21,9	
C <sub>u</sub>		44	119	260	140	48	58	28	99,6	82,0	
C <sub>c</sub>		1,0	1,2	2,1	0,7	1,9	1,7	2,8	1,63	0,72	

## 5.7.2.2- Limites de Consistência

Os valores correspondentes aos Limites de Consistência e Índice de Plasticidade respectivo encontram-se no QUADRO 5.7.

QUADRO 5.7- Resultados dos Limites de Consistência

Limites	Amostra							E(x)	D.P.
	391	392	393	394	395	396	397		
w <sub>L</sub> (%)	45	41	39	45	38	38	37	40,4	3,36
w <sub>P</sub> (%)	26	23	23	25	24	19	23	23,3	2,21
IP (%)	19	18	16	20	14	19	15	17,3	2,29

## 5.7.2.3- Ensaio de Compactação Pesada ou Proctor Modificado

No QUADRO 5.8 apresentam-se os resultados do Ensaio de Compactação Pesada ou Ensaio Proctor Modificado.

Nas amostras 392 e 397 o ensaio realizou-se apenas sobre quatro provetes, tendo nas restantes sido ensaiados cinco.

QUADRO 5.8- Resultados do Ensaio Proctor Modificado

Amostra	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>opt</sub> (%)
391	19,6	9,5
392	-*	-*
393	19,9	9,6
394	19,8	10,3
395	19,9	10,0
396	20,2	10,5
397	20,0	10,7
E (x)	19,90	10,1
D.P.	0,20	0,49

\* O ensaio não deu resultados credíveis, dado que apenas se ensaiaram 4 provetes.

## 5.7.2.4- Ensaio de CBR

O Ensaio de CBR, cujos resultados se apresentam nas FIGURAS 5.12 e 5.13 sob a forma de quadro resumo e gráfico, para cada amostra, foi realizado sobre os provetes do Ensaio de Compactação, sem embebição.

Em 5.7.2.5 serão apresentados os resultados do Ensaio de CBR com Embebição, realizados para o teor em água óptimo.

## 5.7.2.5- Ensaio de CBR com Embebição.

O Ensaio de CBR com Embebição, cujos resultados se encontram no QUADRO 5.9, foi realizado sobre provetes compactados para o teor em água óptimo, com algumas variações, e posteriormente sujeitos a embebição.

Dado que para a amostra 392 o Ensaio de Compactação Pesada foi inconclusivo, na compactação do provete da mesma usou-se um teor em água de 11 %.

QUADRO 5.9- Resultados do Ensaio de CBR com Embebição

Amostra	CR* (%)	Expansibilidade (%)	CBR (%)	CBR (%) (95 % $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ) (ramo húmido)	CBR (%) (95 % $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ) (ramo seco)
391	99	2	6	< 8	56
392	-	2	11	-	-
393	98	0	15	4	52
394	97	2	17	< 6	60
395	96	0	35	< 8	40
396	96	1	8	< 5	76
397	96	0	8	< 25	24
E (x)	97,3	1,0	14,3	-	51,3
D.P.	1,21	1,0	9,96	-	17,8

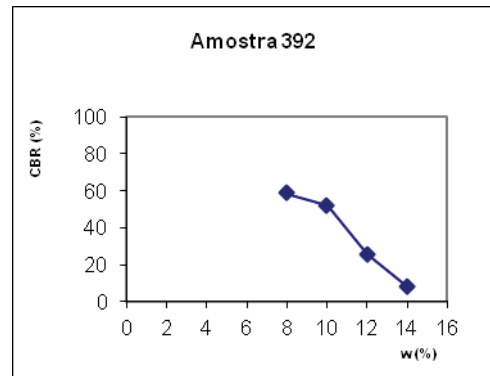
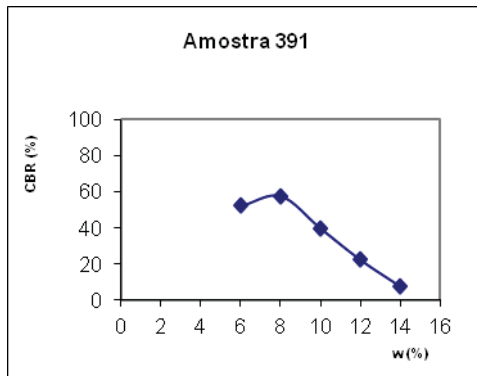
\* Relação entre o peso volúmico obtido no ensaio e o peso volúmico seco máximo

Amostra 391  
(wopt = 9,5 %)

w(%)	CBR
6	52
8	58
10	40
12	22
14	8

Amostra 392

w(%)	CBR
6	
8	59
10	52
12	26
14	8



Amostra 393  
(wopt = 9,6 %)

w(%)	CBR
6	61
8	65
10	39
12	9
14	4

Amostra 394  
(wopt = 10,3 %)

w(%)	CBR
6	61
8	56
10	43
12	21
14	6

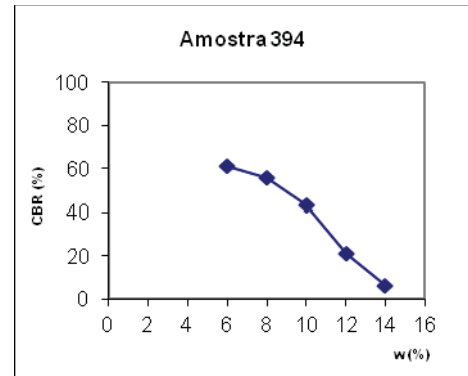
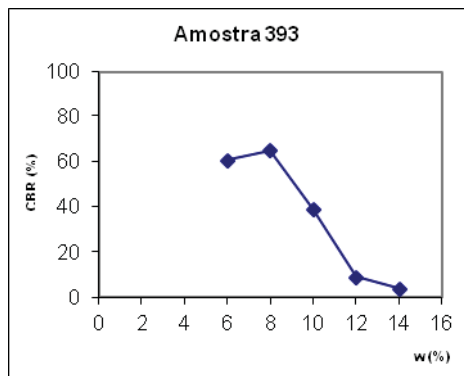
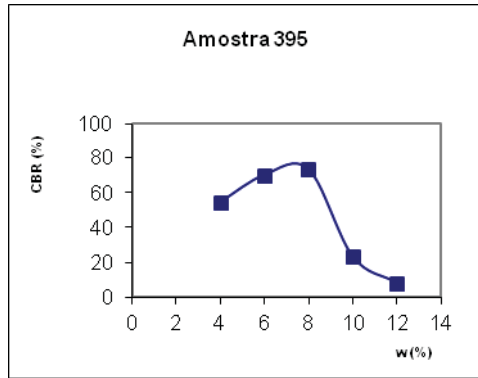


FIGURA 5.12- Resultados do Ensaio de CBR. Amostras 391, 392, 393 e 394

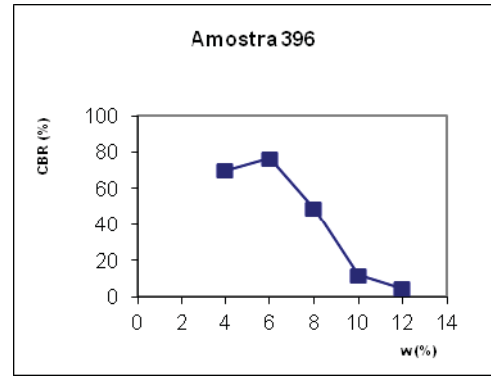
Amostra 395  
(wopt = 10,0 %)

w(%)	CBR
4	54
6	70
8	73
10	23
12	8



Amostra 396  
(wopt = 10,5 %)

w(%)	CBR
4	70
6	77
8	49
10	12
12	5



Amostra 397  
(wopt = 10,7 %)

w(%)	CBR
4	
6	70
8	52
10	20
12	25

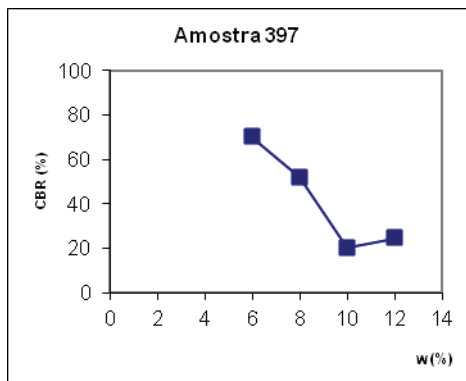


FIGURA 5.13- Resultados do Ensaio de CBR. Amostras 395, 396 e 397.

### 5.7.3- Análise Mineralógica por Difrração de Raios X

A Análise Mineralógica por Difrração de Raios X foi realizada sobre a amostra total, sem orientação, após secagem e moagem, o que permitiu, na interpretação dos difractogramas fazer uma análise global do material, identificando os minerais presentes na amostra, quer argilosos quer não argilosos.

Na realização do Ensaio usou-se um ânodo de cobre sendo a velocidade de rotação do Goniómetro de 1,2° / min.

Deste modo, na interpretação dos difractogramas usaram-se tabelas  $K_{\alpha}Cu$  [5.5], as quais foram obtidas a partir do software que acompanha o difractómetro PW3710, com o qual os Ensaio foram realizados.

No QUADRO 5.10 encontra-se o resumo dos resultados obtidos após interpretação dos difractogramas.

QUADRO 5.10- Minerais mais frequentes obtidos por Difrração de Raios X

Amostra	391	392	393	394	395	396	397
Quartzo	x	x	x	x	x	x	x
Calcite	x						
Mica (moscovite)	x	x	x	x	x	x	x
Clorite		x	x	x	x	x	x
Feldspatos	x	x	x	x	x	x	x
Montmorilonite	x	x*		x *		x *	x *
Caulinite	x	x*	x	x *	x	x *	x *
Ilite	x	x	x	x	x	x	x

\* Vestígios

### 5.7.4- Ensaio de Equivalente de Areia

Os resultados do Ensaio de Equivalente de Areia apresentam-se no QUADRO 5.11.

QUADRO 5.11- Resultados do Ensaio de Equivalente de Areia

Amostra	EA (%)
391	14
392	12
393	11
394	12
395	17
396	16
397	17
E (x)	14,1
D.P.	2,5

Da análise dos resultados do Ensaio de Equivalente de Areia verifica-se que para todas as amostras se obtém um valor inferior a 20 %, pelo que era suficiente referir que o solo é plástico. No entanto, decidiu apresentar-se os resultados por amostra para possibilitar uma melhor comparação com outros parâmetros, nomeadamente os Limites de Consistência e Valor de Adsorção de Azul de Metileno.

#### 5.7.5- Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno

No QUADRO 5.12 encontram-se os resultados do Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno correspondentes a três fracções granulométricas. O  $V_{am}(0/0,074 \text{ mm})$  relativo à fracção 0/0,074 mm sobre a qual se realizou o ensaio, o  $V_{am}(0/50 \text{ mm})$  relativo à fracção 0/50 mm, a partir da qual se pode classificar o material com base neste parâmetro, segundo a classificação adoptada no Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, 1992, [14.5]) e o  $V_{am}(0/76,2 \text{ mm})$  correspondente à amostra integral, isto é, à fracção sobre a qual se realizou a análise granulométrica.

O Valor de Adsorção de Azul de Metileno (“ $V_{am}$ ”) para as fracções 0/50 mm e 0/76,2 mm, obteve-se por conversão do  $V_{am}(0/0,74 \text{ mm})$  através da expressão:

$$V_{am} (0/D) = \frac{V_{am}.f'}{100}$$

onde  $f'$  é a percentagem de finos ( $< 0,074$  mm) existente no material 0/D [13.5]. A percentagem de finos existente na fracção 0/D mm, obtém-se a partir da curva granulométrica por uma regra de proporcionalidade [13.5].

QUADRO 5.12- Resultados do Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno

Amostra	Vam (0/0,074) (g/100g)	$f'$ na fr. 0/50 mm (%)	Vam (0/50) (g/100g)	$f'$ na fr. 0/76,2 mm (%)	Vam (0/76,2) (g/100g)
391	1,1	0,73	0,01	1,1	0,01
392	0,9	3,47	0,03	5,2	0,05
393	0,8	2,67	0,02	4,0	0,03
394	1,1	1,47	0,02	2,2	0,02
395	0,7	4,53	0,03	6,8	0,05
396	1,0	0,80	0,01	1,2	0,01
397	0,6	0,93	0,01	1,4	0,01
E (x)	0,89	-	0,02	-	0,03
D.P.	0,195	-	0,011	-	0,017

#### 5.7.6- Ensaio de Fragmentabilidade

Dado que o material em estudo neste trabalho é uma rocha metamórfica, embora de baixo grau de metamorfismo, e que se encontra alterada, segundo a Norma Francesa P 94-066 [16.5] o Coeficiente de Fragmentabilidade, FR, deveria ser encontrado ensaiando provetes de granulometria 40/80. No entanto, usando esta granulometria o  $D_{10}$  após compactação para as amostras 391 e 392 encontra-se fora da série de peneiros recomendada na referida Norma Francesa, obtendo-se valores de FR muito altos quando comparados com os obtidos para as restantes amostras. Para obviar a esta situação decidiu realizar-se o ensaio também para a granulometria 10/20 adoptando o valor assim obtido como Coeficiente de Fragmentabilidade das referidas amostras.

No QUADRO 5.13 apresentam-se os resultados do Ensaio para as duas granulometrias referidas.

QUADRO 5.13- Resultados do Ensaio de Fragmentabilidade

Amostra	FR (%)	
	G (10/20)	G (40/80)
391	8	20*
392	6	15*
393	3	7
394	5	8
395	2	2
396	2	5
397	2	3
E (x)**	4,0	5,0
D.P.**	2,4	2,5

\* Valor obtido fora da série de peneiros recomendada na NF P 94-066[16.5].

\*\* Para a granulometria 40/80, estes parâmetros foram obtidos excluindo as amostras 391 e 392.

Comparando os resultados obtidos para as duas granulometrias, verifica-se que o Coeficiente de Fragmentabilidade é, como seria de esperar, mais baixo na granulometria 10/20, verificando-se, no entanto, a tendência para valores mais elevados nas amostras 391 e 392.

#### 5.7.7- Ensaio de Degradabilidade

O Ensaio de Degradabilidade deve, segundo a Norma Francesa P 94-067 [17.5], ser realizado sobre provetes com granulometria 10/20 ou 40/80 em função da litologia, pelo que, neste caso se deveria usar a granulometria 40/80, tal com no Ensaio de Fragmentabilidade.

No entanto, dado que naquele ensaio, e pelas razões apontadas, se realizou o ensaio sobre as duas granulometrias, entendeu-se ser conveniente realizar o Ensaio de Degradabilidade também sobre as duas granulometrias, apresentando-se os respectivos resultados no QUADRO 5.14.

QUADRO 5.14- Resultados do Ensaio de Degradabilidade

Amostra	DG (%)	
	G (10/20)	G (40/80)
391	1	1
392	1	1
393	1	1
394	1	1
395	1	1
396	1	1
397	1	1
E (x)	1,0	1,0
D.P.	0,0	0,0

## 5.7.8- Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles

Na realização do Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles, segundo a especificação do LNEC E 237, 1970 [18.5], foi usada na preparação dos provetes a composição granulométrica A, visto ser a mais representativa das composições granulométricas das amostras em análise.

Os resultados do ensaio encontram-se no QUADRO 5.15.

QUADRO 5.15- Resultados do Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles.

Amostra	Composição Granulométrica	LA (%)
391	A	78
392	A	77
393	A	58
394	A	67
395	A	43
396	A	44
397	A	42
E (x)	-	58,4
D.P.	-	15,9

### 5.7.9- Ensaio de Desgaste em Meio Húmido (“Slake-Durability Test”)

Na realização do Ensaio de Desgaste em Meio Húmido foi seguido o procedimento sugerido em 1981 pela Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas [19.5], procedendo-se à determinação do Índice de Desgaste em Meio Húmido para o 2º ciclo,  $Id_2$  (%).

Os resultados do Ensaio apresentados no QUADRO 5.16, estão indicados como valores médios dado que se ensaiaram dois provetes de cada amostra e se encontrou o valor médio dos mesmos. No QUADRO 5.16 apresentam-se também os resultados do Índice de Desgaste em Meio Húmido para o 1º ciclo do ensaio.

QUADRO 5.16- Resultados do Ensaio de Desgaste em Meio Húmido

Amostra	$Id_{1(méd)} (%)$	$Id_{2(méd)} (%)$
391	90	84
392	91	86
393	94	90
394	93	89
395	99	98
396	98	97
397	99	97
E(x)	94,9	91,6
D.P.	3,8	5,7

### 5.7.10- “Jar-Slake Test”

O ensaio foi realizado sobre as sete amostras, tendo-se verificado não existir nenhuma alteração no comportamento após um ciclo de secagem - molhagem. Os resultados encontram-se no QUADRO 5.17.

QUADRO 5.17- Resultados do “Jar-Slake Test”[23.5]

Amostra	I <sub>J</sub>
391	6
392	6
393	6
394	6
395	6
396	6
397	6

#### 5.7.11- Ensaio Triaxial Cíclico

Embora os resultados dos ensaios de laboratório apresentados anteriormente tenham sido realizados sobre sete amostras recolhidas em locais diferentes, QUADRO 5.8, o Ensaio Triaxial Cíclico apenas se realizou sobre materiais recolhidos em dois desses locais, km 5+300 e km 8+600, por serem dois dos locais onde foram realizados ensaios *in situ*, nomeadamente o Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto e o Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos.

A partir de uma amostra com aproximadamente 100 kg, após misturada com a quantidade de água necessária para obter o teor em água pretendido e deixada a repousar durante cerca de 12 horas, procede-se à compactação do provete.

A compactação é efectuada num molde cilíndrico bipartido, com cerca de 31 cm de diâmetro e 37 cm de altura. Por forma a obter provetes com uma relação altura diâmetro de 2, são usadas duas alongas com cerca de 20 cm cada.

Por forma a facilitar a uniformização do teor em água, evitando a evaporação, entre o molde e o provete é colocada uma membrana de borracha, que se retira antes de iniciar a selagem do provete que antecede o ensaio.

Com vista à obtenção de provetes com pesos volúmicos diferentes, o material foi compactado em quinze camadas, com pilão vibrador.

Após as 12 horas de uniformização do teor em água, procedeu-se à realização do ensaio. Iniciou-se com o condicionamento do provete com 20000 ciclos de carga - descarga, passando depois ao ensaio com vista ao estudo do comportamento reversível do material.

Nestes ensaios foram aplicados três níveis de tensão diferentes, os quais se encontram no QUADRO 5.18, cada um dos quais para 150 ciclos de carga - descarga.

QUADRO 5.18- Níveis de tensão usados no estudo do comportamento reversível

$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)		
	nível 1	nível 2	nível 3
35	35	70	105
50	50	100	150
70	70	140	210

Os cinco provetes, três da amostra recolhida ao km 5+300 e dois da recolhida ao km 8+600, foram ensaiados para as características de compacidade e teores em água indicados no QUADRO 5.19.

QUADRO 5.19- Características de compacidade e teores em água dos provetes ensaiados

Localização (km)	Provete nº	$\gamma_d$ máx (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	C R* (%)
5+300	1	19,8	11,0	95
	2		10,2	96
	3		12,9	91
8+600	4	20,2	11,8	105
	5		13,0	94

\* relação entre o peso volúmico seco obtido no ensaio e o peso volúmico seco máximo.

Os módulos reversíveis apresentados no QUADRO 5.20, são os encontrados para cada um dos ensaios realizados, tendo sido calculados a partir da expressão anteriormente referida:

$$M_r = \frac{\Delta \sigma^i}{\Delta \varepsilon_r^i}$$

QUADRO 5.20- Módulos reversíveis obtidos a partir dos Ensaios Triaxiais Cíclicos

Localização (km)	Provete nº	$\sigma_3$ (kPa)	$M_r$ (MPa)		
			Nível 1	Nível 2	nível 3
5+300	1**	35	103	85	85
		50	107	96	102
		70	120	120	127
	2	35	103	87	85
		50	104	95	104
		70	117	116	126
	3	35	97	77	76
		50	91	85	92
		70	107	107	117
8+600	4	35	171	157	171
		50	184	186	205
		70	222	231	*
	5	35	158	125	135
		50	159	153	160
		70	195	189	210

\* ensaio não realizado

\*\* o condicionamento deste provete foi feito com apenas 5000 ciclos de carga – descarga, devido a avaria no equipamento.

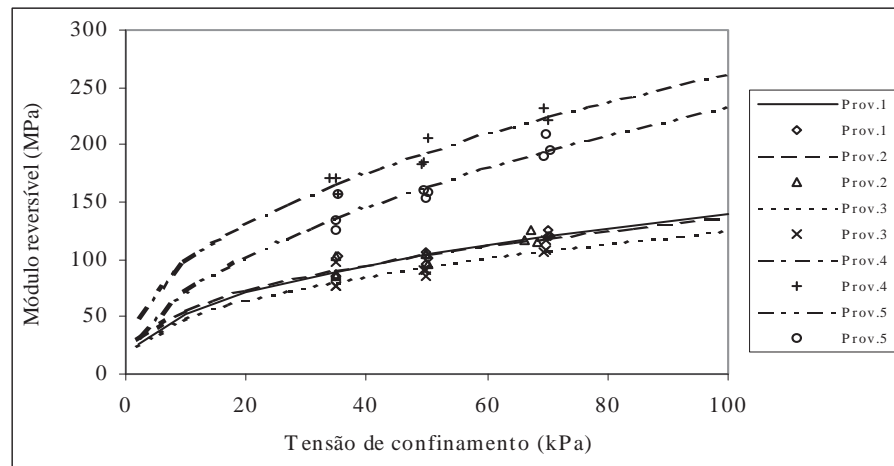
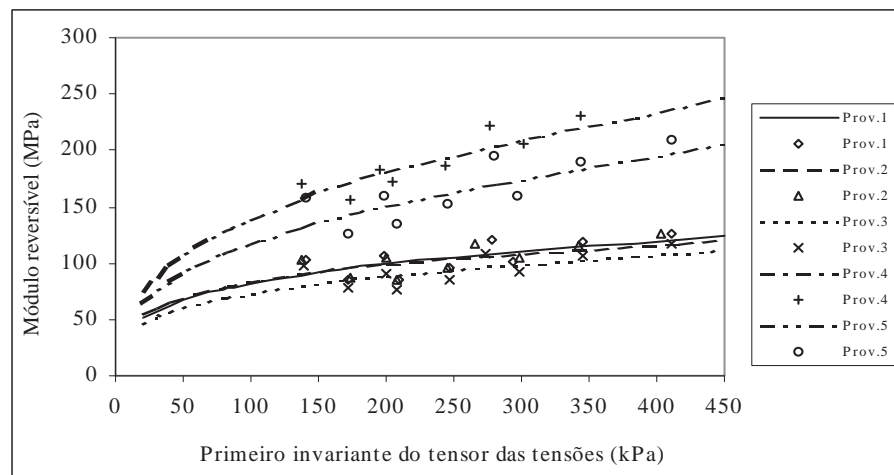
Sobre os resultados obtidos, com vista ao estudo da influência do estado de tensão de confinamento no módulo reversível, foram aplicadas as expressões matemáticas referidas anteriormente,  $M_r = f(\sigma_3)$  e  $M_r = f(\theta)$ .

A aplicação das referidas expressões fez-se para os três níveis de tensão simultaneamente, com as tensões em kPa e os módulos em MPa, e para cada um dos níveis de tensão, considerando neste caso quer as tensões quer os módulos em MPa.

As leis encontradas considerando os três níveis de tensão encontram-se no QUADRO 5.21, apresentado-se as mesmas nas FIGURAS 5.14 e 5.15 em conjunto com os resultados obtidos nos ensaios realizados.

QUADRO 5.21- Leis de comportamento para os três níveis de tensão

Localização (km)	Provede nº	$M_r = f(\sigma_3)$	$r^2$	$M_r = f(\theta)$	$r^2$
5+300	1	$M_r = 19,986 \sigma_3^{0,4225}$	0,798	$M_r = 22,025 \theta^{0,2829}$	0,461
	2	$M_r = 22,009 \sigma_3^{0,3977}$	0,745	$M_r = 25,410 \theta^{0,2559}$	0,439
	3	$M_r = 18,553 \sigma_3^{0,4146}$	0,690	$M_r = 20,568 \theta^{0,2759}$	0,402
8+600	4	$M_r = 35,905 \sigma_3^{0,4316}$	0,884	$M_r = 23,636 \theta^{0,3841}$	0,760
	5	$M_r = 27,190 \sigma_3^{0,5161}$	0,834	$M_r = 21,027 \theta^{0,3728}$	0,569

FIGURA 5.14- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para os três níveis de tensão:  $M_r = f(\sigma_3)$ FIGURA 5.15- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para os três níveis de tensão:  $M_r = f(\theta)$

No QUADRO 5.22 apresentam-se as leis encontradas para cada nível de tensão e nas FIGURAS 5.16 a 5.21 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados e as curvas relativas às mesmas leis de comportamento.

QUADRO 5.22- Leis de comportamento função do nível de tensão

Localização (km)	Nível de tensão	Provete n°	$M_r = f(\sigma_3)$	$r^2$	$M_r = f(\theta)$	$r^2$
5+300 8+600	1	1	$M_r = 218 \sigma_3^{0,23}$	0,895	$M_r = 160 \theta^{0,23}$	0,895
		2	$M_r = 190 \sigma_3^{0,19}$	0,782	$M_r = 146 \theta^{0,18}$	0,775
		3	$M_r = 153 \sigma_3^{0,15}$	0,367	$M_r = 125 \theta^{0,15}$	0,348
		4	$M_r = 580 \sigma_3^{0,37}$	0,939	$M_r = 348 \theta^{0,37}$	0,935
		5	$M_r = 428 \sigma_3^{0,31}$	0,769	$M_r = 281 \theta^{0,31}$	0,777
5+300 8+600	2	1	$M_r = 423 \sigma_3^{0,48}$	0,967	$M_r = 195 \theta^{0,48}$	0,959
		2	$M_r = 340 \sigma_3^{0,41}$	0,934	$M_r = 175 \theta^{0,41}$	0,946
		3	$M_r = 369 \sigma_3^{0,47}$	0,938	$M_r = 171 \theta^{0,47}$	0,932
		4	$M_r = 1046 \sigma_3^{0,57}$	0,994	$M_r = 418 \theta^{0,56}$	0,993
		5	$M_r = 935 \sigma_3^{0,60}$	0,999	$M_r = 358 \theta^{0,60}$	0,999
5+300 8+600	3	1	$M_r = 541 \sigma_3^{0,55}$	0,991	$M_r = 208 \theta^{0,57}$	0,995
		2	$M_r = 622 \sigma_3^{0,59}$	0,999	$M_r = 213 \theta^{0,59}$	0,999
		3	$M_r = 596 \sigma_3^{0,62}$	0,989	$M_r = 203 \theta^{0,63}$	0,985
		4	$M_r = 799 \sigma_3^{0,45}$	1	$M_r = 358 \theta^{0,46}$	1
		5	$M_r = 935 \sigma_3^{0,60}$	0,999	$M_r = 362 \theta^{0,64}$	0,976

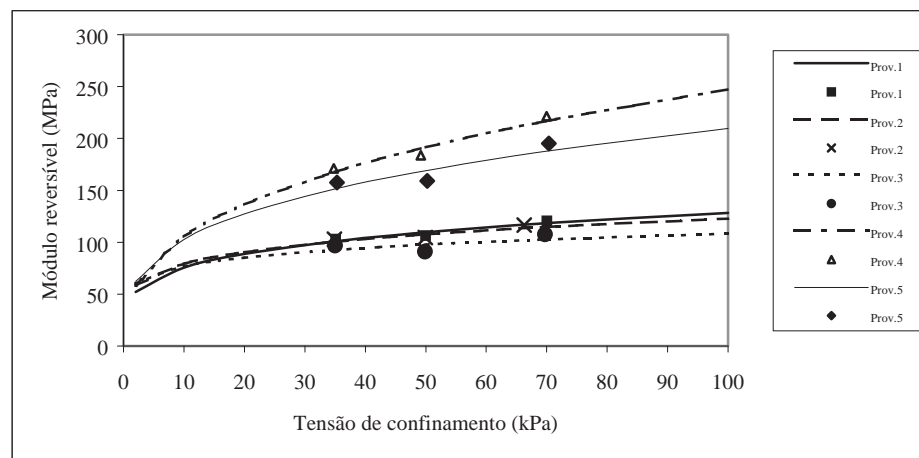
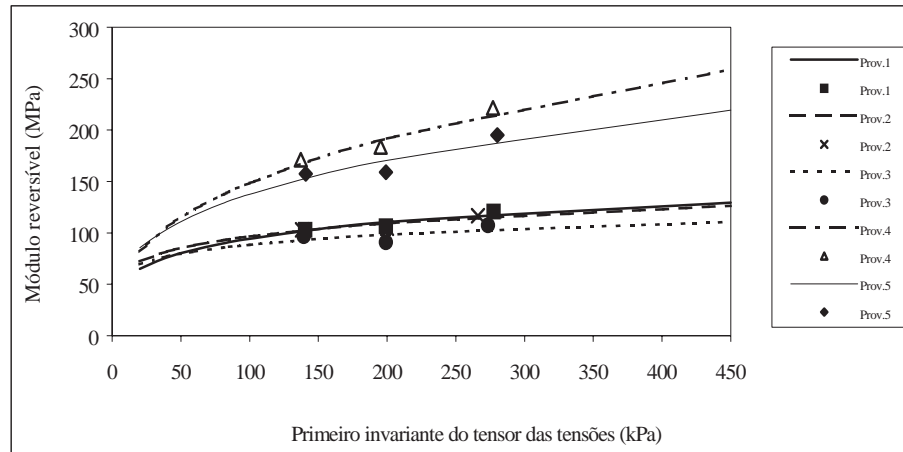
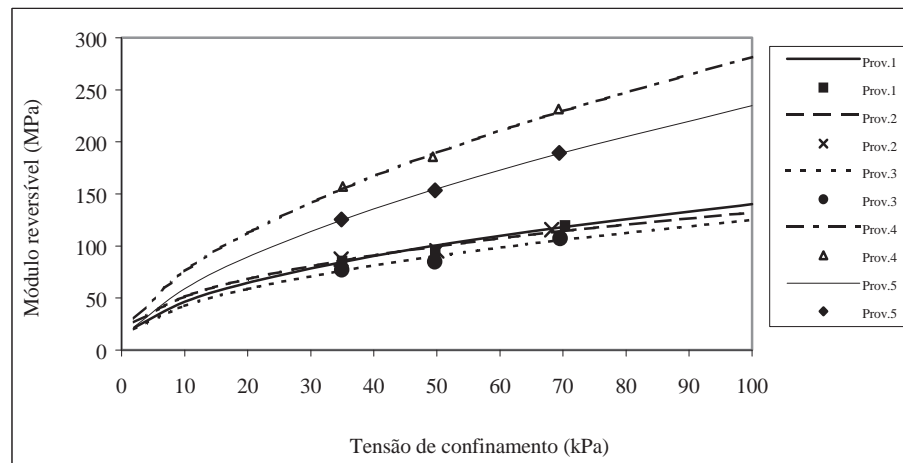
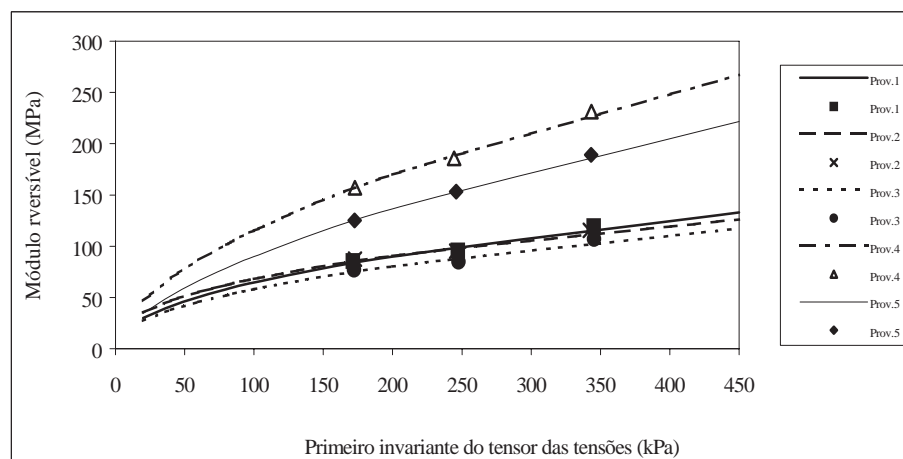


FIGURA 5.16- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 1:  $M_r = f(\sigma_3)$

FIGURA 5.17- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 1:  $M_r = f(\theta)$ FIGURA 5.18- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 2:  $M_r = f(\sigma_3)$ FIGURA 5.19- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 2:  $M_r = f(\theta)$

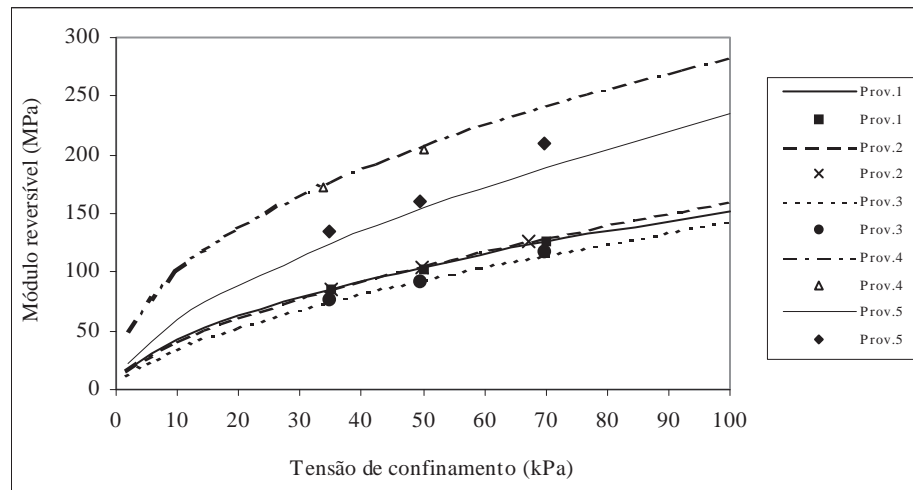


FIGURA 5.20- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 3:  $M_r = f(\sigma_3)$

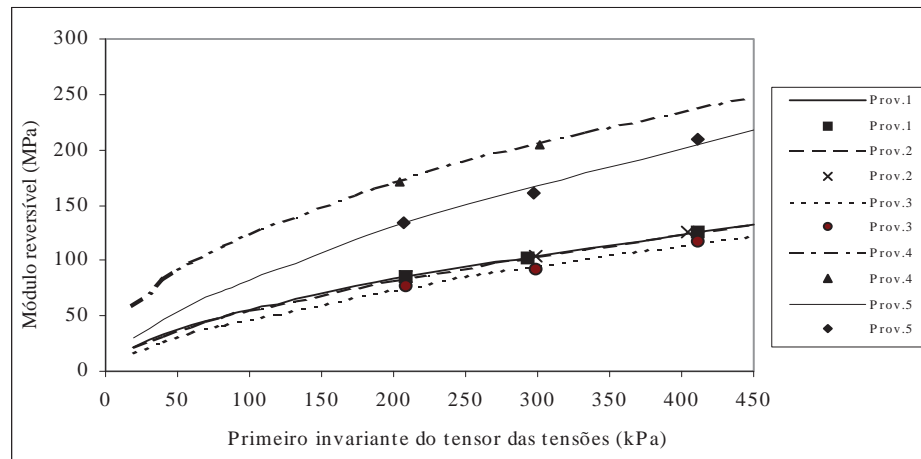


FIGURA 5.21- Módulos reversíveis e leis de comportamento dos materiais, para o nível de tensão 3:  $M_r = f(I_1)$

No que diz respeito à deformação permanente do material, a mesma foi obtida a partir da fase de condicionamento dos provetes atrás referidos, sendo as características de compactação e o teor em água de cada provete os apresentados no QUADRO 5.19.

O programa de ensaios seguido, apresenta-se no QUADRO 5.23. No mesmo quadro é também apresentado o número de ciclos efectivamente aplicado a cada provete.

Os resultados das extensões permanentes obtidas apresentam-se na FIGURA 5.22, em função do logaritmo do número de ciclos.

QUADRO 5.23- Condições de ensaio no condicionamento dos provetes.

km	Provete	nº ciclos		$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)
		Pretendido	Aplicado		
5+300	1	20000	5812 *	50	150
	2	20000	20006		
	3	20000	26105		
8+600	4	20000	26104		
	5	20000	23899		

\* o ensaio terminou para os 5812 ciclos, devido a avaria do equipamento

Aos resultados obtidos tentou ajustar-se uma curva do tipo anteriormente referido,  $\varepsilon_p = f(\log N)$ , tendo-se obtido para os materiais ensaiados as leis apresentadas no QUADRO 5.24 e cuja projecção se encontra na FIGURA 5.22.

QUADRO 5.24- Leis obtidas para a deformação permanente.

km	Provete	Lei	$r^2$
5+300	1	$\varepsilon_p = 20,08 \cdot 10^{-4} + (6,16 \cdot 10^{-4}) \log N$	0,984
	2	$\varepsilon_p = -4,85 \cdot 10^{-4} + (6,20 \cdot 10^{-4}) \log N$	0,708
	3	$\varepsilon_p = 66,28 \cdot 10^{-4} + (25,73 \cdot 10^{-4}) \log N$	0,844
8+600	4	$\varepsilon_p = 2,59 \cdot 10^{-4} + (2,64 \cdot 10^{-4}) \log N$	0,991
	5	$\varepsilon_p = -5,29 \cdot 10^{-4} + (6,29 \cdot 10^{-4}) \log N$	0,955

No QUADRO 5.25 apresentam-se os valores do somatório da extensão vertical de cada provete após um dado conjunto de ciclos, N, incluindo a total.

QUADRO 5.25- Somatório da extensão vertical ao ciclo N

km	Provete	Somatório da extensão vertical					Total
		Ciclo					
		1000	5000	10000	15000	20000	
5+300	1*	0,0039	0,0043	-*	-*	-*	0,0043
	2	0,0013	0,0016	0,0018	0,0029	0,0030	0,0030
	3	0,0140	0,0168	0,0170	0,017	0,0172	0,0173
8+600	4	0,0010	0,0012	0,0013	0,0014	0,0014	0,0015
	5	0,0012	0,0019	0,0020	0,0021	0,0023	0,0025

\* o ensaio terminou para os 5812 ciclos, devido a avaria do equipamento

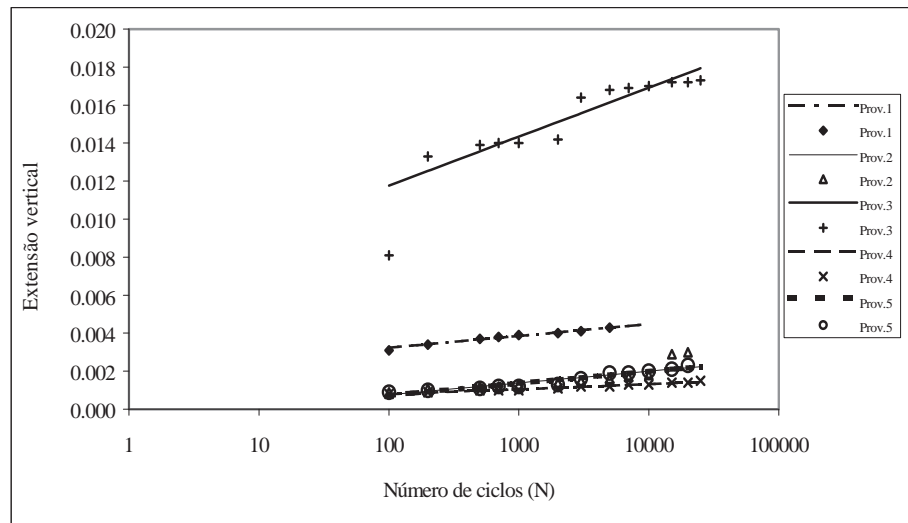


FIGURA 5.22- Comportamento à deformação permanente dos materiais ensaiados.

Vai seguidamente, por uma questão de organização do trabalho, fazer-se uma breve análise dos resultados obtidos a partir do Ensaio Triaxial Cíclico, quer para os Módulos Reversíveis quer para as Deformações Permanentes.

Por análise do QUADRO 5.20 pode verificar-se que, para os níveis de tensão considerados, os Módulos Reversíveis aumentam com a tensão de confinamento, não sendo a variação dos mesmos significativa com o aumento da tensão deviatória. Verifica-se, ainda, que os mesmos módulos dependem da compactação relativa do material, isto é, a compactações relativas mais elevadas correspondem Módulos Reversíveis mais altos.

Quanto à modelação do comportamento reversível, usando as expressões anteriormente referidas,  $M_r = f(\sigma_3)$  e  $M_r = f(\theta)$ , pela análise dos QUADROS 5.21 e 5.22 e das FIGURAS 5.14 a 5.21, verifica-se que, quando se ajustam as mesmas para os três níveis de tensão simultaneamente, a simulação da variação do Módulo Reversível com a tensão de confinamento e com o primeiro invariante do tensor das tensões, respectivamente, é pouco correcta, dado que se obtêm coeficientes de correlação sempre inferiores a 0,8, sendo as piores correlações obtidas para  $M_r = f(\theta)$ .

Considerando os níveis de tensão individualmente, as correlações obtidas são de melhor qualidade para qualquer das relações consideradas, apresentando, no entanto, para o primeiro nível de tensão coeficientes de correlação ainda um pouco baixos.

Pode assim concluir-se, que quando se consideram os três níveis de tensão conjuntamente, a expressão que relaciona o Módulo Reversível com a tensão de confinamento é a que melhor se ajusta aos resultados, dado que apresenta os melhores coeficientes de correlação, não sendo, no entanto, um ajuste muito favorável.

Considerando cada nível de tensão em separado, pode dizer-se que as duas expressões consideradas simulam bem a variação do Módulo Reversível com a tensão de confinamento e com o primeiro invariante do tensor das tensões, respectivamente.

No que respeita às Deformações Permanentes, analisando a FIGURA 5.22 e o QUADRO 5.25, verifica-se que os materiais do km 5+300, provetes 1 a 3, sofreram maiores extensões verticais que os do km 8+600, provetes 4 e 5, sendo este facto provavelmente devido à compactação relativa, pois aos menores valores desta correspondem as maiores extensões. Naturalmente, a qualidade global do material também é diferente, sendo o do km 8+600 melhor que o restante como se pôde analisar na secção 5.7.

Analisando as leis encontradas para as Extensões Verticais, QUADRO 5.24, por ajuste aos resultados de uma expressão do tipo  $\varepsilon_P = f(\log N)$ , verifica-se que se conseguiram boas simulações da variação da Extensão Vertical com o logaritmo do número de ciclos, N, para os provetes nº1, 4 e 5, sendo as dos provetes 2 e 3 menos boas, dado que se obtiveram coeficientes de correlação de 0,844 e 0,708, respectivamente.

## 5.8- Descrição e Apreciação de Resultados - Ensaio in situ

### 5.8.1- Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto

O Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto foi realizado sobre os dois aterros referidos, bem como sobre zonas de escavação imediatamente antes e após o aterro entre os km 5+175 e 5+400.

O Ensaio foi realizado com uma placa de 30 cm de diâmetro e com forças de impacto de 20, 66 e 82 kN, correspondentes a alturas de queda da massa de 1, 2 e 3 m, tendo as deflexões, na superfície da camada, sido medidas em sete pontos: no centro do círculo onde actua a força e a 30, 45, 60, 90, 150 e 250 cm deste.

Aquando da realização dos ensaios, foram recolhidas amostras do material com vista à determinação do teor em água. Os resultados obtidos encontram-se no QUADRO 5.26. Os graus de compactação médios, obtidos com o aparelho nuclear, para as zonas onde se realizaram os ensaios encontram-se no QUADRO 5.27.

QUADRO 5.26- Teores em água aquando da realização do Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto

Localização (km)	w (%)
5+100	14,7
5+300	11,3
8+600	10,1

QUADRO 5.27- Graus de compactação médios aquando da realização do Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto

Localização (km)	GC médio (%)
5+175 – 5+375	95
8+550 – 8+675	95

Os resultados obtidos no ensaio foram posteriormente interpretados através do Elsym5 e do BISDE, sendo, no entanto, a simulação conseguida com o ELSYM5 a que mais se aproxima das deflexões medidas.

Na simulação, quer com o ELSYM5 quer com o BISDE, dado que até ao km 5+425 já se tinha procedido ao espalhamento de uma camada de *tout-venant*, de aproximadamente 20 cm, para construção do leito do pavimento, consideraram-se uma ou duas camadas com espessuras de 20 cm e 100 cm, respectivamente. O coeficiente de Poisson usado foi de 0,35 para qualquer das camadas.

No QUADRO 5.28 apresenta-se um exemplo dos ficheiros de resultados obtidos no ensaio, apresentando-se nos QUADROS 5.29 e 5.30 a interpretação dos resultados conseguida com o

ELSYM5 para os dois aterros. As situações em que não se apresenta um valor para  $E_1$  correspondem às zonas em que não existia *tout-venant*, considerando-se assim, como atrás referido, a existência de apenas uma camada.

QUADRO 5.28- Exemplo do ficheiro de resultados do Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto

```

IKUAB FWD FILE   : RAIVA2.DAD
ENTIDADE        : JAE
PROC           : 92/73/8297
                :
LOCAL          : SILVEIRINHO
ESTRADA        : Variante da Raiva
TROÇO         : Raiva-Catraia dos Poços
KM INICIAL     : 5.000
KM FINAL       : 5.500
SENTIDO        : Raiva-Catraia dos Poços
REFERÊNCIA     :
                :
CAMADA         : Tout-Venant (10 a 20cm) até ao km 5.425 e solo fundação até ao km 5.500
COND. CLIMÁTICAS : Chuva
OPERADOR       : PIMENTEL
COMENTÁRIO     : Pavimento encharcado
Date Created   : 06-05-1997
Load Mode      : 1          (2+2 buffers, 0+0 stack weights)
Plate Radius   : 15.0      (cm)
Extra Field Set : PIMENTEL
Drop Sequence  : 1112233
Record Drop?   : NYYYYYY
Drop Height    : 1        2        3
Impact Load    : 20.0    66.0    82.0 kN
Sensor Number  : 0        1        2        3        4        5        6
Sensor Distance : 0.0    30.0    45.0    60.0    90.0    150.0    250.0 (cm)
Sensor Position : CENTER BEHIND BEHIND BEHIND BEHIND FRONT FRONT
Reference Offset : 0 m
Testpoint spacing: 25 m
Distance Imp Load D0 D1 D2 D3 D4 D5 D6 Air hh:mm:ss
      m Num kN æm æm æm æm æm æm æm æm °C
-----
5325 2 19.8 443 132 65 54 26 12 7 15 14:13:28
5325 3 20.3 416 134 65 49 27 12 6 15 14:13:35
5325 4 57.2 1374 540 280 181 94 38 17 15 14:13:50
5325 5 57.8 1252 497 275 182 97 38 18 15 14:14:10
5325 6 65.9 1390 582 322 215 116 45 21 15 14:14:49
5325 7 66.1 1517 573 337 220 115 45 21 15 14:15:14
Testing Comment: Aterro
5350 2 20.3 410 102 61 39 23 11 5 16 14:17:17
5350 3 19.0 413 106 65 43 24 12 6 16 14:17:25
5350 4 57.0 1350 454 226 142 79 37 16 16 14:17:39
5350 5 57.6 1280 438 246 155 85 37 16 16 14:17:58
5350 6 65.9 2431 511 290 184 98 42 18 16 14:18:22
5350 7 65.3 1421 506 299 187 101 42 19 16 14:18:48
Testing Comment: Aterro
5375 2 19.4 409 130 70 44 22 12 8 15 14:21:10
5375 3 19.1 403 130 69 41 21 12 4 15 14:21:18
5375 4 57.0 1348 523 277 142 59 33 29 15 14:21:35
5375 5 57.4 1188 465 253 144 67 36 23 15 14:21:53
5375 6 66.2 1331 530 294 173 82 41 27 15 14:23:13
5375 7 66.5 1308 521 301 174 84 42 24 15 14:23:41
Testing Comment: Aterro
5400 2 18.6 569 113 44 33 16 7 2 14 14:25:30
5400 3 19.0 534 113 44 27 16 7 6 14 14:25:40
5400 4 57.2 1712 474 170 85 48 22 9 14 14:25:53
5400 5 57.9 1524 402 165 84 51 23 11 14 14:26:12
5400 6 66.1 1709 461 196 99 58 27 10 14 14:26:40
5400 7 65.5 1684 452 195 101 59 27 10 14 14:27:04
Testing Comment: Aterro
5425 2 19.3 616 88 32 26 16 12 5 16 14:30:37
5425 3 19.6 549 89 34 27 16 10 4 16 14:31:46
5425 4 57.3 1938 372 114 69 49 33 7 16 14:32:00
5425 5 57.3 1672 342 123 73 51 21 7 16 14:32:21
5425 6 65.5 1864 409 159 88 60 27 9 16 14:32:43

```

5425 7 65.6 2145 403 163 93 60 29 8 16 14:33:08  
 Testing Comment: 0/0 (último ensaio sobre Tout-Venant)  
 5450 2 19.3 607 44 14 11 6 6 2 16 14:39:19  
 5450 3 19.4 600 48 16 10 10 3 2 16 14:39:42  
 5450 4 57.4 1384 121 47 20 18 7 1 16 14:40:20  
 5450 5 57.3 1412 132 52 21 17 8 2 16 14:40:38  
 5450 6 64.6 1615 142 51 27 16 14 2 16 14:41:00  
 5450 7 65.1 1549 145 55 29 16 7 3 16 14:41:27  
 Testing Comment: 0/0  
 5475 2 19.4 569 34 11 7 2 1 1 16 14:45:05  
 5475 3 19.6 559 34 12 10 2 2 1 16 14:45:28  
 5475 4 56.1 1541 62 24 14 7 3 1 16 14:45:45  
 5475 5 57.8 1350 77 33 13 7 3 1 16 14:46:04  
 5475 6 66.4 1458 81 37 13 7 3 1 16 14:46:30  
 5475 7 67.0 1386 78 44 17 8 2 1 16 14:46:54  
 Testing Comment: Escavação  
 5500 2 20.4 593 57 14 5 2 1 1 17 14:49:39  
 5500 3 19.5 589 48 13 4 2 1 1 17 14:49:50  
 5500 4 59.8 1531 109 35 15 6 1 1 17 14:50:51  
 5500 5 59.1 1493 107 30 12 5 2 1 17 14:51:13  
 5500 6 68.1 1683 120 34 17 7 2 2 17 14:51:54  
 5500 7 67.9 1669 119 39 15 7 3 3 17 14:52:16  
 Testing Comment: Escavação (último ensaio)

QUADRO 5.29- Interpretação dos resultados do Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto (km 5+000 – km 5+500)

Km	Raiva – Catraia dos Poços			Catraia dos Poços - Raiva		
	E <sub>1</sub> *	E <sub>2</sub> *	E <sub>3</sub> *	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>
5+000**	80	80	1000	55	90	1500
5+050**	200	250	2000	120	120	1000
5+125**	110	130	1600	120	150	1500
5+150**	120	120	1500	180	130	2500
5+175	100	100	900	90	100	1000
5+200	90	90	700	100	100	900
5+275	200	190	600	90	150	1000
5+350	200	100	900	150	150	1000
5+375	180	160	500	250	150	1000
5+400	-	130	900	-	125	1200
5+425**	-	115	1000	-	320	1500
5+450**	-	135	1500	-	170	1600
5+500**	-	140	2000	-	180	1800
Máx.	200	250	2000	250	320	2500
Mín.	80	80	500	55	90	900
E (x)	142	134	1162	128	149	1346
D.P.	52	46	504	58	58	456

\* Módulos de Deformabilidade da camada de tout-venant (E1), da camada correspondente ao aterro ou camada recompactada no caso de zona de escavação (E2) e da fundação (E3).

\*\* Zona de Escavação

QUADRO 5.30- Interpretação dos resultados do Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto (km 8+450 - km 8+650)

km	Raiva – Catraia dos Poços			Catraia dos Poços - Raiva		
	E <sub>1</sub> *	E <sub>2</sub> *	E <sub>3</sub> *	E <sub>1</sub>	E <sub>2</sub>	E <sub>3</sub>
8+575	-	135	900	-	320	500
8+600	-	230	900	-	150	1100
8+625	-	163	900	-	130	1100
8+650	-	250	800	-	110	1000
Máx.	-	250	900	-	320	1100
Mín.	-	135	800	-	110	500
E (x)	-	195	875	-	178	925
D.P.	-	54	50	-	96	287

\* Módulos de Deformabilidade da camada de tout-venant (E<sub>1</sub>), da camada correspondente ao aterro ou camada recompactada no caso de zona de escavação (E<sub>2</sub>) e da fundação (E<sub>3</sub>).

Analisando os QUADROS 5.29 e 5.30, verifica-se que os dois materiais apresentam Módulos Reversíveis da mesma ordem de grandeza, embora os do aterro correspondente ao km 8+575 a km 8+650 sejam um pouco mais elevados. Este facto poderá ser devido ao teor em água um pouco inferior, dado que os graus de compactação médios são iguais, e à melhor qualidade, em termos globais, do material do km 8+600.

#### 5.8.2- Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos

O Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos foi realizado, no IC7, em três locais diferentes, sendo um deles correspondente a uma zona de escavação, km 5+100, e os outros dois em zonas de aterro.

Os teores em água e graus de compactação correspondentes aos locais em que se realizaram os Ensaio, encontram-se nos QUADROS 5.26 e 5.27, respectivamente.

Como se referiu anteriormente, este Ensaio foi realizado pela primeira vez no âmbito deste trabalho, pelo que se detectaram durante a realização do mesmo alguns problemas, que não foi possível solucionar atempadamente, nomeadamente no que diz respeito à aplicação das cargas. Estes problemas traduziram-se nos resultados obtidos, pelo andamento pouco correcto

das curvas força - deslocamento, para alguns intervalos de número de ciclos, o que dificultou o tratamento dos mesmos, nomeadamente no que diz respeito aos deslocamentos.

Considera-se, no entanto, importante a apresentação dos resultados obtidos, mesmo tendo sido obtidos a partir de ensaios nos quais ocorreram alguns problemas.

Para o Ensaio realizado ao km 5+300, apresentam-se três conjuntos de resultados dado que se realizaram três ensaios embora com apenas cerca de 5000 ciclos de carga - descarga cada. No QUADRO 5.31 apresenta-se o número de ciclos de carga - descarga correspondentes a cada um dos ensaios realizados.

QUADRO 5.31- Força máxima e número de ciclos aplicados nos Ensaios de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos.

Localização (km)	Força (kN)	Nº de ciclos
5+100	14,57	16009
5+300(I)	11,35	5009
5+300(II)	15,32	5763
5+300(III)	15,42	3127
8+600	14,24	14868

No QUADRO 5.32 apresentam-se os Módulos Reversíveis calculados a partir das expressões anteriormente referidas, para placa rígida e placa flexível, considerando um coeficiente de Poisson de 0,35.

QUADRO 5.32- Módulos Reversíveis obtidos a partir do Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos.

Localização (km)	$E_{PF}^*$ (MPa)	$E_{PR}^{**}$ (MPa)
5+100	13	10
5+300(I)	27	21
5+300(II)	33	26
5+300(III)	66	52
8+600	47	37

\* Módulo de Deformabilidade para placa flexível

\*\* Módulo de Deformabilidade para placa rígida

Aos resultados obtidos tentou ajustar-se a curva do tipo anteriormente referido,  $d = f(\log N)$ , no entanto, as leis que a seguir se apresentam foram obtidas não para a totalidade dos ciclos aplicados, mas para intervalos nos quais o andamento das curvas força - deslocamento se considerou aceitável.

Para o ensaio correspondente ao km 5+300(III), não se apresenta nenhuma lei por não se ter encontrado um intervalo no qual o andamento das curvas força - deslocamento fosse correcto.

No QUADRO 5.33 apresentam-se as leis encontradas, bem como o intervalo para o qual foram encontradas.

QUADRO 5.33- Leis obtidas para o deslocamento vertical, a partir do Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos

Localização (km)	Ciclos	Lei	$r^2$
5+100*	10863-16009	$d = -0,051+0,071(\log N)$	0,0025
5+300(I)	4216-5009	$d = 2,102-0,432(\log N)$	0,0317
5+300(II)	1 - 50	$d = 0,273+0,116(\log N)$	0,4681
5+300(III)	-	-	-
8+600	10000-14868	$d = -5,508+1,404(\log N)$	0,6490

\* Escavação

Como se verifica pela análise do QUADRO 5.33, não se obteve uma boa simulação da variação do deslocamento vertical com o logaritmo do número de ciclos, dado que as correlações obtidas são de muito fraca qualidade. Este facto poderá, no entanto, ser devido ao pequeno número de ciclos a partir do qual as mesmas foram obtidas.

## 5.9- Referências Bibliográficas

1.5- Especificação LNEC E 196 (1966): "Solos. Análise Granulométrica". Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

2.5- Norma Portuguesa NP-143 (1969): "Solos. Determinação dos Limites de Consistência". Inspeção Geral dos Produtos Agrícolas e Industriais.

- 3.5- Especificação LNEC E 197 (1966): “Solos. Ensaio de Compactação”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 4.5- Especificação LNEC E 198 (1967): “Solos. Determinação do CBR”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 5.5- Tabelas de conversão  $K_{\alpha}Cu$ , inseridas no software que acompanha o difractorómetro PW3710, do Departamento de Ciências da Terra da F. C. T., Universidade de Coimbra.
- 6.5- Especificação LNEC E 199 (1967): “Solos. Ensaio de Equivalente de Areia”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 7.5- JAE (1998): “Caderno de encargos - tipo para a execução de empreitadas de construção”. Junta Autónoma de Estradas, Lisboa.
- 8.5- Castelo Branco, F. V. M. (1996): “Estudo da influência de uma contaminação no comportamento mecânico de um agregado calcário de granulometria extensa”. Tese de Mestrado, Universidade de Coimbra.
- 9.5- Tran Ngoc Lan (1977): “Un Nouvel Essai d’Identification des sols. L’essai au Bleu de Méthylène”. Bull. Liasison Lab. P. et Ch., 88, pp. 136-137.
- 10.5- Norma AFNOR NF P 18-592 (1990): “Granulats. Essai au Bleu de Méthylène. Méthode à la Tache”.
- 11.5- Norma AFNOR NF P 18-595 (1990): “Granulats. Valeur de Bleu de Méthylène. Méthode Turbidimétrique”.
- 12.5- Norma AFNOR NF P 94-068 (1990): “Sols: Reconnaissance et Essais. Mesure de la Quantité et de l’Activité de la Fraction Argileuse. Determination de la Valeur de Bleu de Méthylène d’un Sol par l’Essai à la Tache”.
- 13.5- Tran Ngoc Lan (1981): “Utilisation de L’essai au Bleu de Méthylène en Terrassement Routier”. Bull. Liasison Lab. P. et Ch., 111, pp. 5-16.
- 14.5- LCPC/SETRA (1992): “Réalisation des Remblais et des Couches de Forme. Guide Technique”. Editado por LCPC/SETRA, Paris.
- 15.5- Rat, Marcel (1989): “Essai au Bleu de Méthylène”. Bull. Liasison Lab. P. et Ch., 159, pp. 77-78.
- 16.5- Norma AFNOR NF P 94-066 (1992): “Sols: Reconnaissance et essais. Coefficient de Fragmentabilité des Matériaux Rocheux”.
- 17.5- Norma AFNOR NF P 94-067 (1990): “Sols: Reconnaissance et essais. Coefficient de Dégradabilité des Matériaux Rocheux”.
- 18.5- Especificação LNEC E 237 (1970): “Ensaio de Desgaste pela Máquina de Los Angeles”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

- 19.5- ISRM (1981): "Suggested Method for Determination of the Slake - Durability Index". Rock Characterization Testing & Monitoring. ISRM Suggested Methods. Editado por E.T. Brown, Pergamon Press.
- 20.5- Quinta Ferreira, M. O.; (1990): "Aplicação da Geologia de Engenharia ao estudo de Barragens de Enrocamento". Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra.
- 21.5- Monteiro, B. e Delgado Rodrigues, J. (1994): "Método sugerido para a determinação do ensaio de desgaste em meio húmido (Slake - Durability Test)". Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 22.5- Gamble, J.C. (1971): "Durability - Plasticity classification of shale and other argillaceous rocks". Phd. Thesis. University Illinois.
- 23.5- Strohm Jr., W. E.; Bragg Jr., G. H.; Ziegler, T. W (1978): "Design and construction of compacted shale embankments: Technical Guidelines". Vol. 5, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transp., Report FHWA-RD-78-141.
- 24.5- Paute, J.-L.; Marignier, J.; Vidal, B. (1994): "Le triaxial a chargements répétés LPC pour l'étude des graves non traitées". Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 190, pp. 19-26.
- 25.5- Freire, A. C. O. R. (1994): "Estudos relativos a camadas de pavimentos constituídas por materiais granulares". Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- 26.5- Antunes, M. L. B. C. (1993): "Avaliação da capacidade de carga de pavimentos utilizando ensaios dinâmicos". Tese de Doutoramento, I. S. T., Universidade Técnica de Lisboa.
- 27.5- Jeuffroy, G. (1978): "Conception et construction des chaussées. Les véhicules, les sols, le calcul des structures". Vol.1. Cours de l'école nationale des ponts & chaussées. Paris.
- 28.5- Ullidtz, P. (1987): "Pavement analysis". Elsevier, Amesterdão, 1V.
- 29.5- Proença e Cunha, P. M. R. R. (1992): "Estratigrafia e sedimentologia dos depósitos do Cretácico Superior e Terciário de Portugal Central, a leste de Coimbra". Tese de Doutoramento, Universidade de Coimbra.
- 30.5- Medina, J. M. P. G. (1996): "Contribuição para o conhecimento da geologia do Grupo das Beiras (CXG) na Região do Caramulo-Buçaco (Portugal Central)". Tese de Doutoramento, Departamento de Geociências, Univ. de Aveiro.
- 31.5- Estudocivil (1987): "IC-7, EE. NN. 2-3 e 17-2 Raiva - Catraia dos Poços". Projecto de Execução - Geologia e Geotecnia. Lisboa.
- 32.5- Especificação LNEC E 240 (1970): "Classificação para Fins Rodoviários". Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

## 6- Análise das Condições de Aplicação das Especificações

### 6.1- Considerações Iniciais

Neste capítulo vão aplicar-se as Especificações e Classificações apresentadas no capítulo 4, pretendendo avaliar-se, à luz das mesmas, a possibilidade do material do “Complexo Xisto-Grauváquico” poder ser utilizado quer como leito do pavimento quer nas camadas granulares de um pavimento.

Irá também fazer-se uma análise do comportamento mecânico destes materiais, bem como a sua comparação com o de outros materiais, quer xistosos, embora não pertencentes ao “Complexo Xisto-Grauváquico”, quer de outras litologias.

Para finalizar este capítulo, proceder-se-á a uma análise global dos resultados apresentados nos capítulos anteriores, especialmente no capítulo 5.

### 6.2- Classificações Unificada e para Fins Rodoviários

A partir da Análise Granulométrica e dos Limites de Consistência, apresentados no capítulo 5, procedeu-se à classificação das amostras pela Classificação Unificada [1.6] e pela Classificação para Fins Rodoviários (LNEC E 240, [2.6]), as quais se apresentam no QUADRO 6.1.

A partir da classificação para Fins Rodoviários [2.6], verifica-se que todas as amostras pertencem ao grupo A-2, sendo o subgrupo 6 ou 7, com índice de grupo igual a zero. Deste modo, pela Especificação LNEC E 240 [2.6] pode considerar-se o comportamento do material em Leito do Pavimento como regular.

QUADRO 6.1- Classificações Unificada e E 240–LNEC.

Amostra	Classificação	
	Unificada (ASTM D 2487-93 [1.6])	LNEC E 240 [2.6]
391	GW - cascalho bem graduado com areia	A-2-7 (0)
392	GW - GC cascalho bem graduado com argila	A-2-7 (0)
393	GW - cascalho bem graduado com areia	A-2-6 (0)
394	GP - cascalho mal graduado	A-2-7 (0)
395	GW - GC cascalho bem graduado com argila	A-2-6 (0)
396	GW - cascalho bem graduado com areia	A-2-6 (0)
397	GW - cascalho bem graduado	A-2-6 (0)

### 6.3- Classificação e Reutilização do Material do “Complexo Xisto-Grauváquico” de Acordo com as Especificações e Recomendações Portuguesas

#### 6.3.1- Especificação LNEC E 241

No que diz respeito a esta Especificação [3.6], dado que os materiais estudados, embora sendo xistos, não são muito alteráveis ou muito brandos e que se classificam como A-2-6 (0) ou A-2-7 (0), pode considerar-se possível a sua utilização em Aterro e Leito do Pavimento.

#### 6.3.2- Especificação LNEC E 242

Esta Especificação [4.6], tal como referido no capítulo 4, não faz nenhuma recomendação específica para os materiais xistosos. Vai apenas indicar-se o grau de compactação que se deverá garantir na utilização dos materiais em Aterro e em Leito do Pavimento.

Dado que das sete amostras, quatro se classificam como A-2-6 (0) e três como A-2-7 (0), o grau de compactação mínimo a exigir em Aterro será de 90 %, para alturas inferiores a 15 metros e de 95 % para Leito do Pavimento.

### 6.3.3- Especificações LNEC E 244 e E 269

Os materiais estudados não apresentam características quer gerais quer específicas para, de acordo com as Especificações referidas [5.6 e 6.6], poderem ser utilizados, por estabilização mecânica, na construção de sub-base, base ou camada de desgaste de estradas.

### 6.3.4- Especificações LNEC E 294 e E 296

De acordo com as Especificações referidas [7.6 e 8.6], verifica-se que nenhum dos materiais estudados poderá ser usado como material de enchimento em macadame hidráulico para pavimentação de estradas, devido essencialmente à granulometria exibida pelos mesmos.

### 6.3.5- Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional

O Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional [9.6], como se disse no capítulo 4, estabelece classes de terreno de fundação, em função do tipo de solo e do CBR apresentado pelo mesmo e indica as características dos materiais a utilizar nas diferentes camadas dos pavimentos, incluindo as camadas granulares.

Para o estabelecimento destas classes é necessário conhecer a classificação unificada do solo e o CBR encontrado para as condições mais desfavoráveis previsíveis, CBR a 95 % da compactação.

Na análise que se segue irá, no entanto, utilizar-se também o CBR obtido no ensaio quando sujeito a embebição.

No QUADRO 6.2 apresentam-se as classes de terreno de fundação encontradas para o material ensaiado e para os dois valores de CBR referidos.

QUADRO 6.2- Classes de terreno de fundação, segundo o Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional [9.6]

Amostra	Classificação Unificada [1.6]	CBR (%) (95 % $\gamma_{dm\acute{a}x}$ )	Classe de terreno de fundação	CBR (%) (após embebição)	Classe de terreno de fundação
391	GW - cascalho bem graduado com areia	< 8	S <sub>2</sub>	6	S <sub>2</sub>
392	GW - GC cascalho bem graduado com argila	-*	-	11	S <sub>3</sub>
393	GW - cascalho bem graduado com areia	4	S <sub>1</sub>	15	S <sub>3</sub>
394	GP - cascalho mal graduado	< 6	S <sub>2</sub>	17	S <sub>3</sub>
395	GW - GC cascalho bem graduado com argila	< 8	S <sub>2</sub>	35	S <sub>4</sub>
396	GW - cascalho bem graduado com areia	< 5	S <sub>1</sub>	8	S <sub>2</sub>
397	GW - cascalho bem graduado	< 25	S <sub>3</sub>	8	S <sub>2</sub>

\* não se apresenta o resultado para esta amostra por o ensaio de compactação ter sido inconclusivo.

As classes de terreno de fundação encontradas são devidas ao muito baixo CBR exibido pelo material e não à classificação do mesmo, pois, segundo a classificação unificada, todas as amostras são classificadas como cascalho.

No QUADRO 6.3 indicam-se as espessuras e material a usar em Leito do Pavimento, por forma a garantir uma dada classe de fundação. Tal como se fez na definição das classes de terreno de fundação, vai usar-se o CBR para 95 % da compactação e o CBR com embebição.

QUADRO 6.3- Espessura do Leito do Pavimento e classes de fundação, segundo o Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional [9.6]

Amostra	Classe de terreno de fundação <sup>a)</sup>	Classe de Fundação			Classe de terreno de fundação <sup>b)</sup>	Classe de Fundação		
		F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>		F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>
391	S <sub>2</sub>	(1)	30S <sub>3</sub> ou 15 S <sub>4</sub>	60 S <sub>3</sub> ou 30S <sub>4</sub>	S <sub>2</sub>	(1)	30S <sub>3</sub> ou 15 S <sub>4</sub>	60 S <sub>3</sub> ou 30S <sub>4</sub>
392	-	-	-	-	S <sub>3</sub>	-	(1)	20 S <sub>4</sub>
393	S <sub>1</sub>	30 S <sub>2</sub> ou 20S <sub>3</sub>	60 S <sub>3</sub> ou 40S <sub>4</sub>	-	S <sub>3</sub>	-	(1)	20 S <sub>4</sub>
394	S <sub>2</sub>	(1)	30S <sub>3</sub> ou 15 S <sub>4</sub>	60 S <sub>3</sub> ou 30S <sub>4</sub>	S <sub>3</sub>	-	(1)	20 S <sub>4</sub>
395	S <sub>2</sub>	(1)	30S <sub>3</sub> ou 15 S <sub>4</sub>	60 S <sub>3</sub> ou 30S <sub>4</sub>	S <sub>4</sub>	-	(1)	-
396	S <sub>1</sub>	30 S <sub>2</sub> ou 20S <sub>3</sub>	60 S <sub>3</sub> ou 40S <sub>4</sub>	-	S <sub>2</sub>	(1)	30S <sub>3</sub> ou 15 S <sub>4</sub>	60 S <sub>3</sub> ou 30S <sub>4</sub>
397	S <sub>3</sub>	-	(1)	20 S <sub>4</sub>	S <sub>2</sub>	(1)	30S <sub>3</sub> ou 15 S <sub>4</sub>	60 S <sub>3</sub> ou 30S <sub>4</sub>

(1) em escavação deve ser escarificado e recompactado na profundidade necessária à garantia de uma espessura final de 30 cm bem compactada; em aterro as condições de fundação estão garantidas.

a) CBR a 95 %  $\gamma_{dm\acute{a}x}$ ; b) CBR após embebição

Por outro lado, o referido Manual indica as características dos materiais a utilizar nas diferentes camadas dos pavimentos, incluindo as camadas granulares.

No QUADRO 6.4 encontram-se as características a satisfazer por alguns desses materiais granulares e as características exibidas pelas sete amostras dos materiais estudados.

QUADRO 6.4- Principais características de alguns dos materiais granulares a usar em estradas [9.6] e resultados obtidos para as amostras estudadas.

Características	GN*	SS*	Amostra						
			391	392	393	394	395	396	397
Granulometria	Extensa	-							
D <sub>máx</sub> (mm)	75	-	162	190	147	182	163	200	142
EA <sub>mín</sub> (%)	30	25	14	12	11	12	17	16	17
LA <sub>máx</sub> (%)	40 (B)	-	78 (A)	77 (A)	58 (A)	67 (A)	43 (A)	44 (A)	42 (A)
IP (%)	-	≤ 6	19	18	16	20	14	19	15
w <sub>L</sub> (%)	-	≤ 25	45	41	39	45	38	38	37
CBR (%) (95 % comp.)	-	> 10	< 8	-**	4	< 6	< 8	< 5	< 25

\* GN - material granular não britado; SS - solo seleccionado

\*\* não se apresenta o resultado para esta amostra por o ensaio de compactação ter sido inconclusivo.

No que diz respeito à reutilização do material, para o CBR a 95 % da compactação, de acordo com o QUADRO 6.2, o material de qualquer das amostras poderia ser utilizado em Aterro. Em Leito do Pavimento seria possível utilizar o das amostras 391, 394 e 395, sendo o da amostra 397 admissível para essa utilização.

Considerando o CBR obtido a partir do ensaio com embebição, verifica-se também que todos os materiais são admissíveis para Aterro, que é possível a utilização dos materiais das amostras 391, 396 e 397 como Leito do Pavimento, sendo a mesma utilização admissível para as restantes amostras.

Por comparação com as características mostradas no QUADRO 6.4, relativas a material granular não britado e solo seleccionado, verifica-se que não seria possível utilizar nenhum dos materiais estudados como sub-base.

### 6.3.6- Caderno de Encargos da Junta Autónoma de Estradas

Na exposição que se segue apresentam-se as características que um dado material deve ter, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6], para poder ser utilizado em Aterro e em Leito do Pavimento, bem como as mesmas características para o material do IC 7.

#### 6.3.6.1- Utilização em Aterro

Dado que em todas as amostras do material em estudo a percentagem de material retido no peneiro de 19 mm é superior a 30 %, a passada no peneiro de 0,074 mm é menor que 12 % e a passada no peneiro de 25 mm apenas numa das amostras é inferior a 30%, não se pode classificar o material, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6], como solo, como material rochoso nem mesmo como material do tipo solo-enrocamento, à excepção de uma amostra que pode ser considerada material rochoso. No entanto, vamos analisar as características que o material deveria apresentar para ser utilizado em Aterro, considerando-o como solo e como material rochoso.

Para ser utilizado em Aterro, um dado solo deve satisfazer determinadas características, nomeadamente no que diz respeito à granulometria, plasticidade e capacidade resistente, pelo que é necessário conhecer a Classificação Unificada [1.6] e o seu CBR a 95 % da compactação.

No QUADRO 6.5 apresentam-se as características referidas, bem como a possível reutilização para cada uma das amostras do material estudado.

Verifica-se assim, que o material das amostras 393 e 396 apenas pode ser utilizado no corpo, podendo o restante ser utilizado em qualquer parte do Aterro.

No que diz respeito à utilização como material rochoso, as características a verificar, para além da granulometria anteriormente referida, prendem-se com a resistência, fragmentabilidade e alterabilidade do material.

QUADRO 6.5- Características do material e sua reutilização em Aterro, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6]

Amostra	Classificação Unificada [1.6]	CBR (%) (95 % $\gamma_{dm\acute{a}x.}$ )	Classe	Reutilização*		
				PIA	Corpo	PSA
391	GW - cascalho bem graduado com areia	< 8	S <sub>2</sub>	S	S	P
392	GW - GC cascalho bem graduado com argila	-**	-	-	-	-
393	GW - cascalho bem graduado com areia	4	S <sub>1</sub>	N	S	N
394	GP - cascalho mal graduado	< 6	S <sub>2</sub>	S	S	P
395	GW - GC cascalho bem graduado com argila	< 8	S <sub>2</sub>	S	S	P
396	GW - cascalho bem graduado com areia	< 5	S <sub>1</sub>	N	S	N
397	GW - cascalho bem graduado	< 25	S <sub>3</sub>	S	S	S

\* PIA- Parte inferior do aterro

PSA- Parte superior do aterro

S- admissível; N- não admissível; P- possível

\*\* não se apresenta o resultado para esta amostra por o ensaio de compactação ter sido inconclusivo.

No QUADRO 6.6 apresentam-se o Coeficiente de Fragmentabilidade e o Los Angeles para cada uma das amostras, bem como a sua classificação de acordo com o Caderno de Encargos da JAE [10.6], com base nestes parâmetros.

QUADRO 6.6- Classificação com base nos Coeficientes de Fragmentabilidade e de Degradabilidade, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6]

Amostra	LA* (%)	FR (G40/80)	Classificação [10.6]
391	78	8**	Rocha fragmentável ou alterável
392	77	6**	Rocha de dureza média
393	58	7	-
394	67	8	Rocha fragmentável ou alterável
395	43	2	Rocha dura
396	44	5	Rocha dura
397	42	3	Rocha dura

\* Na realização do ensaio utilizou-se a granulometria A, e os valores indicados no Caderno de Encargos da JAE [10.6], são para a granulometria E.

\*\* o FR considerado foi o obtido no ensaio para a granulometria 10/20, pelas razões apontadas em 5.7.6

Pela classificação do material com base no Los Angeles e no Coeficiente de Fragmentabilidade, verifica-se que os materiais das amostras 391 e 394 não poderiam ser utilizados para Aterros em Material Rochoso, podendo, no entanto, as restantes ser utilizadas para esse fim.

## 6.3.6.2- Utilização como Leito do Pavimento

Dadas as características do material em estudo, na análise que se segue, verificam-se as mesmas considerando-o como solo e como material granular não britado, com vista à sua utilização em Leito do Pavimento.

Os solos a utilizar na construção do Leito do Pavimento, segundo o Caderno de Encargos da Junta Autónoma de Estradas [10.6], devem ter as características apresentadas no QUADRO 6.7, no qual se apresentam também os valores encontrados para as mesmas nos materiais em estudo.

QUADRO 6.7- Características dos solos a utilizar em Leito do Pavimento, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6], e valores encontrados para as mesmas nos materiais em estudo.

Características	Caderno de Encargos[10.6]	Amostra						
		391	392	393	394	395	396	397
Passado # 200 % max	20	1,1	5,2	4,0	2,2	6,8	1,2	1,4
D <sub>máx</sub> (mm)	75	162	190	143	182	163	200	142
w <sub>L</sub> max (%)	25	45	41	39	45	38	38	37
IP max (%)	6	19	18	16	20	14	19	15
Vam (0,074) max (g/100g)	2,0	1,1	0,9	0,8	1,1	0,7	1,0	0,6
EA min (%)	30	14	12	11	12	17	16	17
Expansibilidade max (%)	1,5	2	2	0	2	0	1	0
CBR mín (%) (95 % $\gamma_{dmáx}$ )	10	< 8	-*	4	< 6	< 8	< 5	< 25

\* não se apresenta o resultado para esta amostra por o ensaio de compactação ter sido inconclusivo.

Pela análise do QUADRO 6.7 verifica-se que nenhum dos materiais estudados pode ser utilizado em Leito do Pavimento, uma vez que apenas duas das características exigidas, percentagem de material que passa no peneiro de 0,074 mm e Valor de Adsorção de Azul de Metileno, são satisfeitas. Em algumas das amostras também a expansibilidade tem valores inferiores ao exigido sendo, no entanto, ligeiramente superior em três delas.

As características que um material granular não britado tem que apresentar, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6], para poder ser utilizado em Leito do Pavimento, são as

apresentadas no QUADRO 6.8. No mesmo, são também apresentadas essas características para os materiais em estudo.

QUADRO 6.8- Características dos materiais granulares não britados a utilizar em Leito do Pavimento, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6], e valores encontrados para as mesmas nos materiais em estudo.

Características*	Caderno de Encargos[10.6]	Amostra						
		391	392	393	394	395	396	397
Passado # 3'' (%)	100	100	79,7	72,3	76,1	73,7	73,0	77,9
Passado # 4 (%)	35 - 70	39,3	36,0	30,1	35,8	21,8	26,3	15,9
Passado # 200 (%)	0 - 12	1,1	5,2	4,0	2,2	6,8	1,2	1,4
w <sub>L</sub> max (%)	25	45	41	39	45	38	38	37
IP max (%)	6	19	18	16	20	14	19	15
EA min (%)	30	14	12	11	12	17	16	17
Vam (0,074) max (g/100g)	2,0	1,1	0,9	0,8	1,1	0,7	1,0	0,6
Vamc max (g/100g)	35	4,4	16,8	13,4	8,7	33,3	6,8	8,2
LA max (%)	45 (A)	78 (A)	77 (A)	58 (A)	67 (A)	43 (A)	44 (A)	42 (A)

\* uma das características a analisar é a percentagem de passados no peneiro de 2 1/2'', no entanto, dado que não se utilizou este peneiro na Análise Granulométrica não se faz referência a ele no quadro.

Dado que o Equivalente de Areia é menor que 30 %, foi encontrar-se o Valor de Adsorção de Azul de Metileno Corrigido, Vamc, como indicado no Caderno de Encargos da JAE [10.6], usando a expressão:

$$Vamc = Vam(0,074) \frac{\% P\#200}{\% P\#10} \times 100$$

Segundo o Caderno de Encargos, para estes materiais, se a percentagem de material que passa no peneiro nº200 for igual ou inferior a 5 %, a aceitação do material passa apenas pelo respeito do especificado para o valor do Los Angeles, desde que FR < 7 e DG < 20.

Das amostras do material em estudo, apenas a 392 e a 395 têm uma percentagem de passados no peneiro 200 superior a 5%, pelo que apenas para estas se consideram as características do QUADRO 6.8.

Pela análise deste QUADRO 6.8 verifica-se que o material correspondente às amostras 392 e 395 não poderia ser utilizado em Leito do Pavimento, dado que algumas das exigências não são satisfeitas por estes materiais, nomeadamente no que diz respeito à plasticidade.

No que diz respeito aos materiais das restantes amostras, embora considerando apenas o Los Angeles e os Coeficientes de Fragmentabilidade apresentados no QUADRO 6.6, e os Coeficientes de Degradabilidade apresentados no QUADRO 5.14, verifica-se que também não poderiam ser usadas em Leito do Pavimento, devido ao Los Angeles e ao Coeficiente de Fragmentabilidade, à Granulometria ou a todos eles. Verifica-se, no entanto, que para as amostras 396 e 397 o único parâmetro que não se verifica é a granulometria.

#### 6.3.6.3- Utilização como Sub-Base

As características que um solo seleccionado tem que apresentar para poder ser utilizado como sub-base, segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6], bem como os resultados obtidos para o material em estudo relativos a esses parâmetros encontram-se no QUADRO 6.9.

QUADRO 6.9- Características exigidas ao material a ser utilizado como sub-base, segundo o Caderno de Encargos da JAE[10.6] e resultados dos materiais ensaiados para os mesmos parâmetros.

Características	Caderno de Encargos	Amostra						
		391	392	393	394	395	396	397
Passado # 200 % max.	15	1,1	5,2	4,0	2,2	6,8	1,2	1,4
D <sub>max</sub> (mm)	75	162	190	143	182	163	200	142
w <sub>L</sub> max (%)	25	45	41	39	45	38	38	37
IP max (%)	6	19	18	16	20	14	19	15
V <sub>am</sub> (0,074) max (g/100g)	1,5	1,1	0,9	0,8	1,1	0,7	1,0	0,6
EA min (%)	30	14	12	11	12	17	16	17
Expansibilidade max (%)	1,5	2	2	0	2	0	1	0
CBR mín (%) (95 % $\gamma_{dm\acute{a}x}$ )	20	< 8	-*	4	< 6	< 8	< 5	< 25

\* não se apresenta o resultado para esta amostra por o ensaio de compactação ter sido inconclusivo.

Pela análise do QUADRO 6.9, verifica-se que nenhuma das amostras do material ensaiado poderia ser usada como sub-base, dado que apenas duas das características exigidas se verificam. Estas características são a percentagem de passados no peneiro nº200 e o Valor de Adsorção de Azul de Metileno.

Os Valores de Adsorção de Azul de Metileno, Vam, exibidos pelo material são muito baixos, podendo os finos dos mesmos ser classificados, a partir deste parâmetro e de acordo com o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [11.6]), ver 5.2.4 e QUADRO 5.12, como insensíveis à água.

#### 6.4- Classificação e Reutilização do Material do Complexo Xisto-Grauváquico de Acordo com o LCPC/SETRA: "Réalisation des Remblais et des Couches de Forme"

De acordo com o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [11.6]) a classificação das amostras do material em estudo, ver 4.3.1, é a apresentada no QUADRO 6.10.

QUADRO 6.10- Classificação segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [11.6])

Amostra	LA (%)	FR (%)	Classificação
391	78	8*	R <sub>63</sub>
392	77	6*	R <sub>63</sub>
393	58	7	R <sub>63</sub>
394	67	8	R <sub>63</sub>
395	43	2	R <sub>62</sub>
396	44	5	R <sub>62</sub>
397	42	3	R <sub>62</sub>

\* resultados obtidos para a granulometria 10/20, pelas razões apontadas em 5.7.6.

No que diz respeito à utilização destes materiais em Aterro e em Leito do Pavimento, segundo o referido Guia Técnico, e dado que todas as amostras se classificam como R<sub>62</sub> ou R<sub>63</sub>, vamos começar por verificar qual a classe a que pertence o solo obtido após colocação em obra, ver 4.3. Esta classificação encontra-se no QUADRO 6.11.

QUADRO 6.11- Classe do solo obtido após colocação em obra, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [11.6])

Características	Amostra						
	391	392	393	394	395	396	397
Classe de rocha	R <sub>63</sub>	R <sub>63</sub>	R <sub>63</sub>	R <sub>63</sub>	R <sub>62</sub>	R <sub>62</sub>	R <sub>62</sub>
D <sub>máx</sub> (mm)	162	190	143	182	163	200	142
% P # n°200	1,1	5,2	4,0	2,2	6,8	1,2	1,4
Vam (0/50) (g/100g)	0,01	0,03	0,02	0,02	0,03	0,01	0,01
Classe aterro	D <sub>3</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>3</sub>
Classe leito do pavimento	D <sub>32</sub>	D <sub>32</sub>	D <sub>32</sub>	D <sub>32</sub>	D <sub>32</sub> *	D <sub>32</sub> *	D <sub>32</sub> *

\* Dado que o material se classifica como R<sub>62</sub>, as condições de utilização em leito do pavimento são as desta classe e não as do solo obtido após colocação em obra.

As condições de utilização dos materiais estudados em Aterro e em Leito do Pavimento, encontram-se nos QUADROS 6.12 e 6.13, respectivamente. Para os materiais classificados como R<sub>63</sub>, quer a sua utilização como Aterro quer como Leito de Pavimento depende da classe de solo que se obtém após a sua colocação em obra, enquanto que para os classificados como R<sub>62</sub> apenas a sua aplicação em Aterro está dependente deste facto, sendo a aplicação em Leito do Pavimento definida para o próprio material.

QUADRO 6.12- Condições de utilização dos materiais estudados em aterro, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [11.6])

Solo	Observações gerais	Situação meteorológica	Condições de utilização, em aterro
D <sub>3</sub>	Estes solos constituem os melhores materiais de construção de aterros	Todas as condições meteorológicas	C: compactação média

Pela análise do QUADRO 6.12 verifica-se que qualquer das amostras dos materiais estudados pode ser utilizada em Aterro.

Quanto à utilização em Leito do Pavimento, os materiais classificados como R<sub>62</sub>, amostras 395, 396 e 397, podem ser utilizados directamente ou após tratamento com ligantes hidráulicos, enquanto os classificados como R<sub>63</sub>, amostras 391 a 394, apenas o poderão ser quando tratados com ligantes hidráulicos.

QUADRO 6.13- Condições de utilização dos materiais estudados em Leito do Pavimento, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [11.6])

Solo	Observações gerais	Situação Meteorológica		Condições de utilização em Leito do Pavimento	Espessura preconizada para o Leito do Pavimento, s, (em metro) e classe PF da plataforma suporte do pavimento.				
					PST nº1	PST nº2	PST nº3 **		PST nº4
					AR 1***	AR 1	AR 1	AR 2	AR 2
R <sub>62</sub>	Estes materiais, provenientes de rochas relativamente brandas formam uma película superficial de lama sempre que se circula sobre eles com chuva. Se forem colocados em obra em boas condições meteorológicas e se não tiverem finos ou tiverem poucos, formam uma crosta à superfície o que lhes confere uma boa segurança às solicitações do tráfego. Estes materiais podem igualmente ser tratados com um ligante hidráulico, nas mesmas condições que os da classe R <sub>61</sub> .	++ ou +	Chuva mesmo forte	G: Eliminação da fracção 0/d sensível à água e da fracção grosseira a qual impede um nivelamento correcto da plataforma; S: colocar uma camada de regularização.	s = 0,7 ou (2) s = 0,55	s = 0,5 ou (2) s = 0,4	s = 0,4 ou (2) s = 0,3	s = 0,3 ou (2) s = 0,2	(3)
		= ou -	Sem chuva	Solução 1: G: Eliminação da fracção 0/d sensível à água e da fracção grosseira a qual impede um nivelamento correcto da plataforma; S: colocar uma camada de regularização. Solução 2: G: Eliminação da fracção grosseira a qual impede a mistura correcta do solo com o ligante; W: rega para manter o teor em água da mistura material + ligante; T: tratamento com um ligante hidráulico; S: aplicação de camada de cura eventualmente granular.	PF2	PF2	PF2	PF2	
D <sub>32</sub>	Para serem utilizados em leito do pavimento é necessário tratá-los com ligante hidráulico. O tratamento, no entanto, só é possível se a mistura do solo com o ligante for feita com misturador mecânico ou em central.	+	Chuva fraca	As condições meteorológica não permitem o controlo do teor em água da mistura solo + ligante.	(1)	s = 0,35 PF2	s = 0,35 PF2	s = 0,35 PF3	s = 0,35 PF3
		= ou -	Sem chuva	G: Eliminação da fracção grosseira a qual impede a mistura correcta do solo com o ligante; W: rega para manter o teor em água da mistura material + ligante; T: tratamento com um ligante hidráulico; S: aplicação de camada de cura eventualmente granular.					

\* G- acção sobre a granulometria; W- acção sobre o teor em água; T- tratamento; S- protecção superficial

\*\* PST- Parte superior do aterro, nas especificações portuguesas designado por PSA; existem 7 casos diferentes em função do tipo de solo.

\*\*\*ARi- Classe da plataforma da parte superior do aterro

(1) sobre esta PST, a colocação em obra de um material tratado corresponde a uma qualidade de "Leito do Pavimento" que não é possível de realizar. Proceder a um tratamento de acordo com uma técnica de aterro e reportá-la ao caso da PST nº 4 se o efeito do tratamento é durável e ao caso da PST nº2 ou nº3 se não o é.

(2) Com intercalação de um geotextil na interface PST – Leito do Pavimento.

(3) Neste caso da PST nº4, um Leito do Pavimento conduzindo a uma PF2 pode limitar-se a uma camada de protecção superficial de poucos centímetros de espessura deste material. Isto pode tornar-se inútil se se tiver previsto a possibilidade de eliminar por aplainamentos os 5 a 10 cm superficiais da PST. Pode também ser substituída por uma camada de cura granular, aplicada directamente sobre o aterro.

No que diz respeito à compactação dos materiais a utilizar em Aterro e Leito do Pavimento, para os materiais classificados como R<sub>63</sub>, as características de compactação serão, quando utilizados em Aterro, as dos solos da classe D<sub>3</sub> e as dos solos da classe D<sub>32</sub> quando utilizados em Leito do Pavimento. Para os materiais classificados como R<sub>62</sub> serão, quando utilizados em Aterro, as dos solos da classe D<sub>3</sub> e quando em Leito de Pavimento as do próprio material.

Assim, nos QUADROS 6.14 e 6.15 encontram-se as características de compactação exigidas para Aterro e Leito do Pavimento. As características dos compactadores a que aqui se faz referência encontram-se no QUADRO 4.10.

QUADRO 6.14- Compactação dos materiais para utilização em Aterro, segundo o Guia Técnico para a Execução de Aterros e Camadas de Coroamento (LCPC/SETRA, 1992, [11.6])

Compactador	D <sub>3</sub> (*)				
	Modalidades				
	Energia de compactação média			Código 2	
	Q/S	s	V	n	Q/L
P1	0,045	0,25	5,0	6	225
P2	0,070	0,35	5,0	5	350
P3	0,100	0,50	5,0	5	500
V1	0,035	0,20	2,0	6	70
V2	0,055	0,35	2,0	7	110
V3	0,085	0,30	3,5	4	300
		0,50	2,0	6	170
V4	0,115	0,30	4,5	3	520
		0,70	2,0	7	230
V5	0,140	0,35	5,0	3	700
		0,85	2,0	7	280
PQ3	0,050	0,30	1,0	6	50
PQ4	0,065	0,40	1,0	6	65

(\*) Impõe que  $D_{\max} < 2/3$  da espessura da camada compactada; Q/S (m); s (m); V (km/h); n - ; Q/L (m<sup>3</sup>h.m)

QUADRO 6.15- Compactação dos materiais para utilização em Leito do Pavimento, segundo o Guia Técnico para a Execução de Aterros e Camadas de Coroamento (LCPC/SETRA, 1992, [11.6])

Compactador	Materiais									
	R <sub>62</sub> (*)					D <sub>32</sub> (*)				
	Q/S	s	V	n	Q/L	Q/S	s	V	n	Q/L
P2	0,020	0,20	5,0	10	100	0,025	0,25	5,0	10	125
P3	0,025	0,25	5,0	10	125	0,035	0,35	5,0	10	175
V1		0				0,020	0,20	2,0	10	40
V2	0,020	0,20	2,0	10	40	0,025	0,25	2,0	10	50
V3	0,030					0,040	0,30	3,0	8	120
		0,30	2,0	10	60		0,40	2,0	10	80
V4	0,040	0,30	2,5	8	100	0,055	0,30	3,5	6	195
		0,40	2,0	10	80		0,55	2,0	10	110
V5	0,050	0,30	3,0	6	150	0,070	0,30	5,0	5	350
		0,50	2,0	10	100		0,70	2,0	10	140
PQ4		0				0,025	0,25	1,0	10	25

(\*) Impõe que  $D_{\max} < 2/3$  da espessura da camada compactada; Q/S (m); s (m); V (km/h); n ; Q/L (m<sup>3</sup>h.m)

## 6.5- Classificação e Reutilização do Material do Complexo Xisto-Grauváquico de Acordo com as Especificações e Recomendações Norte Americanas

### 6.5.1- "Design and Construction of Compacted Shale Embankments"

De acordo com a classificação para materiais xistosos, proposta no guia técnico para projecto e construção de aterros com este tipo de materiais, elaborado nos Estados Unidos em 1978

[12.6], e que se baseia nas características de durabilidade dos materiais, todos os materiais estudados são classificadas como não desagregáveis, como se indica no QUADRO 6.16.

QUADRO 6.16- Classificação dos materiais estudados de acordo com a classificação proposta no guia técnico para projecto e construção de aterros com materiais xistosos [12.6]

Amostra	Id2(%)	Tipo de Material Molhado Retido	IJ	Classificação
391	84	T1H*, T2**	6	Não desagregável
392	86	T1H, T2	6	Não desagregável
393	90	T1H, T2	6	Não desagregável
394	89	T1H, T2	6	Não desagregável
395	98	T1H, T2	6	Não desagregável
396	97	T1H, T2	6	Não desagregável
397	97	T1H, T2	6	Não desagregável

\* material duro, não se consegue fracturar; \*\* fracção retida constituída por partículas grandes ou pequenas e duras

Com base nesta classificação foram, como se referiu no capítulo 4, propostas algumas recomendações técnicas para construção e controlo de aterros.

De acordo com essas recomendações e dado que os materiais estudados se classificam como não desagregáveis, as inclinações recomendadas para os taludes dos aterros são, para um aterro bem compactado, de 1:1,5 (V:H).

Quanto ao equipamento de compactação a utilizar em materiais não desagregáveis, em enrocamentos nos quais a quantidade de finos seja de difícil controle, é recomendada a utilização de compactadores vibradores de 98,1 a 147,5 kN, ou de pneus com 147,5 kN, para camadas que não ultrapassem 30 a 45 cm antes de compactadas.

No entanto, de acordo com Lutton [13.6], a espessura máxima recomendada para as camadas a compactar, obtida a partir do Índice de Desgaste em Meio Húmido, Id2 (%), é a que se apresenta no QUADRO 6.17. Neste quadro apresenta-se a espessura total da camada e a espessura a usar tendo em conta o critério de assentamento.

A partir do QUADRO 6.17 verifica-se que as espessuras recomendadas são de 88 cm ou variam de 77 a 86 cm se se adoptar como medida conservativa o critério de limitar os assentamentos dos aterros.

QUADRO 6.17- Espessura das camadas, antes de compactadas, a usar em aterros rodoviários em função do Índice de Desgaste em Meio Húmido, após o 2º ciclo,  $Id_2$ (%), segundo Lutton [13.6]

Amostra	$Id_2$ (%)	Espessura máxima (cm)	
		Total	Segundo o critério de assentamento
391	84	88	77
392	86	88	80
393	90	88	82
394	89	88	82
395	98	88	86
396	97	88	86
397	97	88	86

Por comparação dos valores encontrados com os utilizados na construção dos aterros no troço do IC7 em estudo, pode verificar-se que as espessuras adoptadas são superiores às propostas no guia técnico [12.6], sendo, no entanto, inferiores às propostas por Lutton [13.6], dado que em média se utilizaram espessuras da ordem dos 40 a 60 cm.

#### 6.5.2- Critérios de Durabilidade Baseados no “Slake - Durability Test”

De acordo com os critérios de durabilidade propostos por Franklin e Chandra [14.6] e por Gamble [15.6], baseados no Ensaio de Desgaste em Meio Húmido, apresentados no capítulo 4, os materiais estudados classificam-se como se indica no QUADRO 6.18.

QUADRO 6.18- Classificação do material com base no Índice de Desgaste em Meio Húmido, após o 1º e o 2º ciclo, segundo Franklin e Chandra [14.6] e segundo Gamble [15.6]

Amostra	$Id_1$ (%)	Classificação segundo Franklin e Chandra[15.6]	$Id_2$ (%)	Classificação segundo Gamble [16.6]
391	90	Durabilidade média alta	84	Durabilidade média baixa
392	91	Durabilidade alta	86	Durabilidade média alta
393	94	Durabilidade alta	90	Durabilidade média alta
394	93	Durabilidade alta	89	Durabilidade média alta
395	99	Durabilidade muito alta	98	Durabilidade alta
396	98	Durabilidade muito alta	97	Durabilidade alta
397	99	Durabilidade muito alta	97	Durabilidade alta

No QUADRO 6.19 apresenta-se a classificação dos materiais de acordo com o critério apresentado por Gamble [15.6], baseado no Índice de Plasticidade e no Índice de Desgaste em Meio Húmido após o segundo ciclo,  $Id_2$  (%).

QUADRO 6.19- Classificação do material com base no Índice de Desgaste em Meio Húmido, após o 2º ciclo,  $Id_2(\%)$  e no Índice de Plasticidade, IP (%), segundo Gamble [15.6]

Amostra	IP (%)	$Id_2$ (%)	Classificação
391	19	84	Durabilidade média baixa e plasticidade média
392	18	86	Durabilidade média alta e plasticidade média
393	16	90	Durabilidade média alta e plasticidade média
394	20	89	Durabilidade média alta e plasticidade média
395	14	98	Durabilidade alta e plasticidade média
396	19	97	Durabilidade alta e plasticidade média
397	15	97	Durabilidade alta e plasticidade média

Pelas classificações apresentadas verifica-se que os materiais apresentam durabilidades de média alta a muito alta, após o primeiro ciclo de Desgaste em Meio Húmido e de média baixa a alta para o segundo ciclo. Por outro lado, todos os materiais apresentam plasticidade média.

#### 6.6- Análise do Material do “Complexo Xisto-Grauváquico” com Base no Comportamento Mecânico.

Com base no Módulo Reversível e na Deformação Permanente, obtidos a partir dos Ensaio Triaxiais Cíclicos, é possível classificar o material ensaiado, no que diz respeito ao seu comportamento mecânico, à semelhança do que é feito para os materiais granulares não tratados, na Norma Francesa NF P 98-125 [16.6].

A classificação estabelecida pela referida Norma Francesa, para materiais granulares não tratados, baseia-se em dois parâmetros que são o Módulo Reversível Característico, correspondente ao Módulo Reversível [17.6] obtido para  $p = 300$  kPa e  $q = 600$  kPa, e a Deformação Permanente Característica [17.6],  $A_1$ , obtida por ajuste da expressão:

$$\varepsilon_p^*(N) = A_1[1 - (N/100)^{-B}],$$

onde,

$$\varepsilon_p^*(N) = \varepsilon_p(N) - \varepsilon_p(100); \quad \varepsilon_p(N) - \text{Deformação Permanente ao ciclo } N$$

$$\varepsilon_p(100) - \text{Deformação Permanente ao ciclo } 100; \quad N - \text{Número de ciclos}$$

$$A_1 - \text{Valor assintótico de } \varepsilon_p^* \text{ para } N \text{ infinito}$$

B- Caracteriza a evolução da Deformação Permanente com o número de ciclos.

aos resultados obtidos na fase de condicionamento do provete, para  $p = 250$  kPa e  $q = 500$  kPa.

Dado que na realização dos Ensaio Triaxiais Cíclicos neste trabalho não foram usadas as tensões indicadas nem se fizeram leituras da deformação radial dos provetes, as quais eram necessárias para a definição do Módulo Reversível Característico, a análise que se segue, sendo feita para os valores máximos de  $p$  e  $q$  utilizados, e considerando os valores da Extensão Vertical e não  $A_1$ , tem apenas como objectivo permitir uma análise do material com base no seu Comportamento Mecânico e não, encontrar uma classificação para o mesmo.

Assim, na FIGURA 6.1 apresenta-se a projecção dos Módulos Reversíveis, correspondentes ao nível de tensão 3, isto é a  $p = 140$  kPa e  $q = 210$  kPa, e da Extensão Vertical total, apresentados nos QUADROS 5.20 e 5.25, respectivamente.

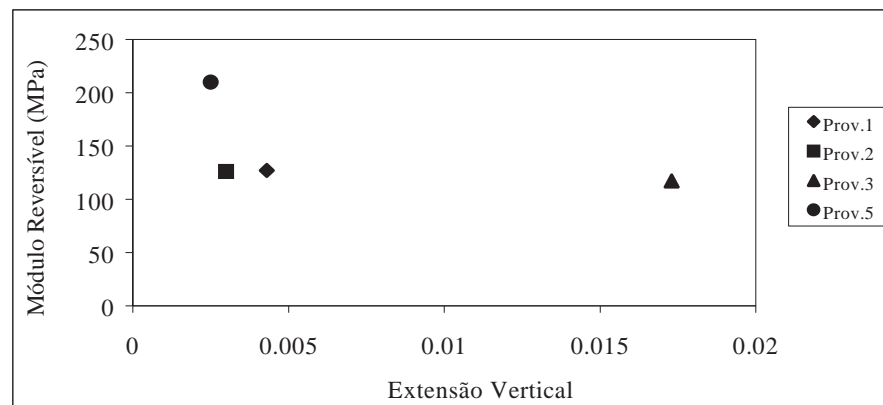


FIGURA 6.1- Módulos Reversíveis correspondentes ao nível de tensão 3 versus Extensão Vertical total

Na FIGURA 6.1 não se apresentam os valores correspondentes ao provete nº4 por não se dispor do Módulo Reversível do mesmo para os valores de  $p$  e  $q$  considerados (ver 5.7.11).

Analisando a FIGURA 6.1, pode verificar-se que o provete nº5 é o que apresenta o melhor comportamento mecânico pois, é o que apresenta o mais elevado Módulo Reversível e a menor Extensão Vertical. Pelo contrário, o provete nº3 é o que apresenta o pior comportamento mecânico.

## 6.7- Comparação das Características Mecânicas do Material do CXG com as de Outros Materiais

Pretende-se neste ponto comparar as características mecânicas obtidas para o material em estudo, com as de outros materiais, obtidas no âmbito de outros trabalhos.

Deste modo, as características mecânicas obtidas para os materiais do IC7 irão ser comparadas com as de seis materiais, tendo sido três deles utilizados na construção da Via Longitudinal do Algarve, nos troços Nó de Faro - Nó de Tavira e Nó de Tavira - Nó da Pinheira [18.6], e os restantes utilizados na construção da Auto-estrada nº6 no sublanço Évora - Estremoz [19.6]. No QUADRO 6.20 apresentam-se a designação e litologia destes materiais.

QUADRO 6.20- Designação, litologia e utilização dos materiais do IC 7, VLA e A 6

Obra	Material	Utilização
IC 7	Xisto*	Fundação
VLA	Grauvaque rolado	Sub-base
	Grauvaque britado	Base
	Calcário	Fundação
A 6	Calcário da “Catbritas”	Sub-base
	Escombeira da “Glória”	Sub-base
	Escombeira da “Viúva”	Sub-base

\* material do “Complexo Xisto-Grauváquico”

Estes materiais, como os do IC7, foram sujeitos a Ensaio Triaxiais Cíclicos, a partir dos quais se obtiveram os Módulos Reversíveis e a Deformação Permanente, à excepção do grauvaque rolado utilizado na VLA, sobre o qual não foram realizados Ensaio Triaxiais Cíclicos, e a Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto, pelo que as comparações das características mecânicas irão ser feitas para estes três conjuntos de resultados.

### 6.7.1- Comportamento Reversível

No que diz respeito ao Comportamento Reversível, nos materiais do IC7 e da A6 [19.6] o programa de ensaios seguido foi o mesmo, tendo, no entanto, sido diferente nos materiais da VLA [18.6]. Nestes, apenas um dos níveis de tensão usado, nível 1, é comparável a um dos usados nos outros materiais, mais concretamente ao nível 3, pelo que apenas se considera esta

situação. O programa de ensaios utilizado para cada um dos materiais encontra-se no QUADRO 6.21.

QUADRO 6.21- Níveis de tensão usados no estudo do comportamento reversível

Obra	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)		
		nível 1	nível 2	nível 3
IC 7 A 6	35	35	70	105
	50	50	100	150
	70	70	140	210
VLA	20	130	-	-
	25	130	-	-
	50	150	-	-
	75	220	-	-

De cada um destes materiais foi ensaiado um conjunto de provetes com diferentes características de compactidade e teor em água, as quais se encontram no QUADRO 6.22.

QUADRO 6.22- Características de compactidade e teor em água dos provetes ensaiados

Obra	Material	Provete	$\gamma_d \text{ máx}$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	CR* (%)
IC 7	Xisto	1	19,8	11,0	95
		2		10,2	96
		3		12,9	91
		4	20,2	11,8	105
		5		13,0	94
VLA	Grauvaque britado	GT1	22,4	6,0	97
		GT2		6,6	98
	Calcário	CT1	21,0	5,2	97
		CT2		4,6	100
A 6	Calcário da “Catbritas”	1C	22,5	4,2	96
		2C		2,2	97
		3C		4,2	99
	Escombeira da “Glória”	1G	23,2	4,0	101
		2G		2,0	97
		3G		4,0	97
	Escombeira da “Viúva”	1V	22,9	4,3	97
		2V		4,3	99
		3V		2,3	97

\* relação entre o peso volúmico seco obtido no ensaio e o peso volúmico seco máximo.

#### 6.7.1.1- IC7 / VLA

No que diz respeito aos Módulos Reversíveis, os resultados obtidos para os materiais do IC 7 e para o Grauvaque britado da VLA [18.6], encontram-se nos QUADROS 3.43 e 5.20, respectivamente. Os obtidos para o Calcário da VLA [18.6] encontram-se no QUADRO 6.23.

QUADRO 6.23- Módulos reversíveis do Calcário da VLA [18.6], obtidos a partir dos Ensaio Triaxiais Cíclicos

Obra	Provete	$\sigma_3$ (kPa)	$M_r$ (MPa) nível 1
VLA	CT1	25	461
		50	582
		75	613
	CT2	20	480
		25	550
		50	638
		50*	647

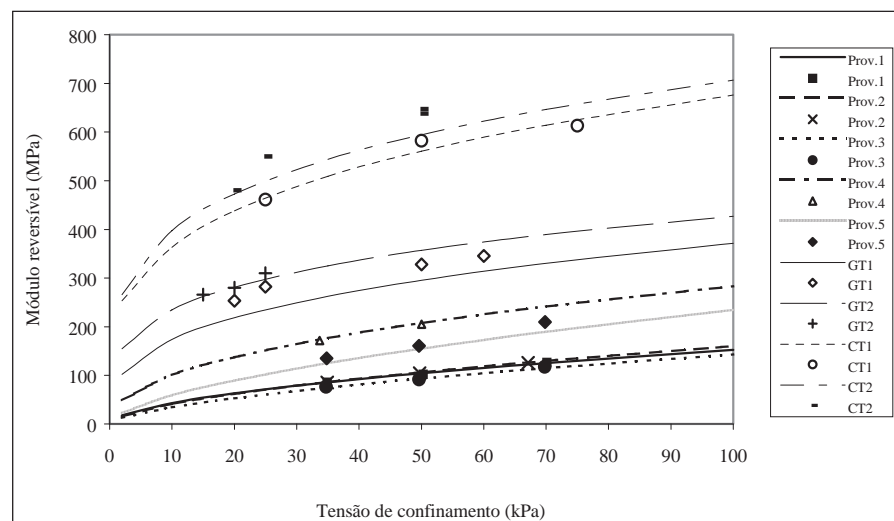
\* Após o último nível de tensão, repetiram-se as condições de carregamento

As leis encontradas para estes materiais, por aplicação aos resultados obtidos das expressões do tipo  $M_r = f(\sigma_3)$  e  $M_r = f(\theta)$ , referidas no capítulo 5, apresentam-se nos QUADROS 3.44, 5.22 e 6.24 e nas FIGURAS 6.2 e 6.3, bem como os respectivos módulos reversíveis.

QUADRO 6.24- Leis encontradas para os Módulos Reversíveis dos calcários da VLA [18.6]

Obra	Nível de tensão	Provete	$M_r = f(\sigma_3)$	$r^2$	$M_r = f(\theta)$	$r^2$
VLA	1	CT1	$M_r = 1259 \sigma_3^{0,27}$	0,96	$M_r = 645 \theta^{0,18}$	0,46
		CT2	$M_r = 1257 \sigma_3^{0,25}$	0,84	$M_r = 1000 \theta^{0,38}$	0,40

Analisando as FIGURAS 6.2 e 6.3 e os quadros atrás apresentados, verifica-se que os teores em água do material do IC7 são muito superiores aos dos materiais da VLA, sendo as compactações relativas utilizadas próximas, com excepção da utilizada para o provete nº3 do IC7.

FIGURA 6.2- Módulos Reversíveis e leis de comportamento dos materiais do IC 7, nível de tensão 3, e da VLA [18.6], nível de tensão 1:  $M_r = f(\sigma_3)$

Relativamente aos valores dos Módulos Reversíveis, verifica-se que os encontrados para os materiais do IC7 são mais baixos do que os obtidos quer para o grauvaque britado quer para o calcário da VLA, sendo no entanto mais próximos dos do grauvaque britado do que dos do calcário.

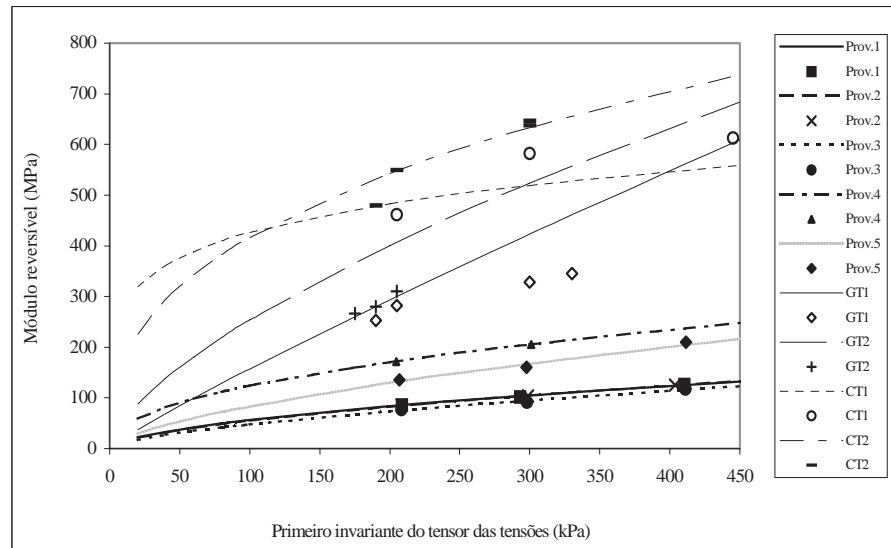


FIGURA 6.3- Módulos Reversíveis e leis de comportamento dos materiais do IC 7, nível de tensão 3, e da VLA [18.6], nível de tensão 1:  $M_r = f(\theta)$

Verifica-se, por outro lado, que nos dois casos os Módulos Reversíveis aumentam com o acréscimo da tensão de confinamento e são função da compactação relativa, isto é, aumentam com o aumento desta.

No que diz respeito à modelação do comportamento reversível, a partir das relações  $M_r = f(\sigma_3)$  e  $M_r = f(\theta)$ , para os materiais do IC7 qualquer das leis simula bem a variação do Módulo Reversível com a tensão de confinamento e com o primeiro invariante do tensor das tensões, respectivamente, dado que em qualquer delas se obtiveram coeficientes de correlação próximos ou iguais a 1, para o nível de tensão em causa.

Para os materiais da VLA, verifica-se que das duas relações, a que melhor simula a variação do Módulo Reversível é a que o relaciona com a tensão de confinamento, dado que para esta se obtêm melhores coeficientes de correlação.

## 6.7.1.2- IC7 / A6

Os Módulos Reversíveis encontrados para os materiais do IC7 encontram-se no QUADRO 5.20, apresentando-se os encontrados para os materiais da A6 no QUADRO 6.25.

QUADRO 6.25- Módulos Reversíveis dos materiais da A6 [19.6]

Obra	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	$\sigma_3$ (kPa)	$M_r$ (MPa)								
			1C	2C	3C	1G	2G	3G	1V	2V	3V
A6	35	35	269	283	308	309	404	241	242	241	.*
	70		297	296	336	305	421	246	241	246	265
	105		329	327	379	338	473	267	257	262	275
	50	70	337	346	406	379	482	304	307	313	321
	100		368	375	442	393	525	319	314	314	327
	150		415	406	485	415	605	331	323	315	351
	70	105	438	436	506	483	609	395	403	421	399
	140		477	464	565	493	678	402	401	399(?)	402
	210		524	526	622	530	700	433	433	450	427

\* ausência de valor devido a um problema de gravação das medição

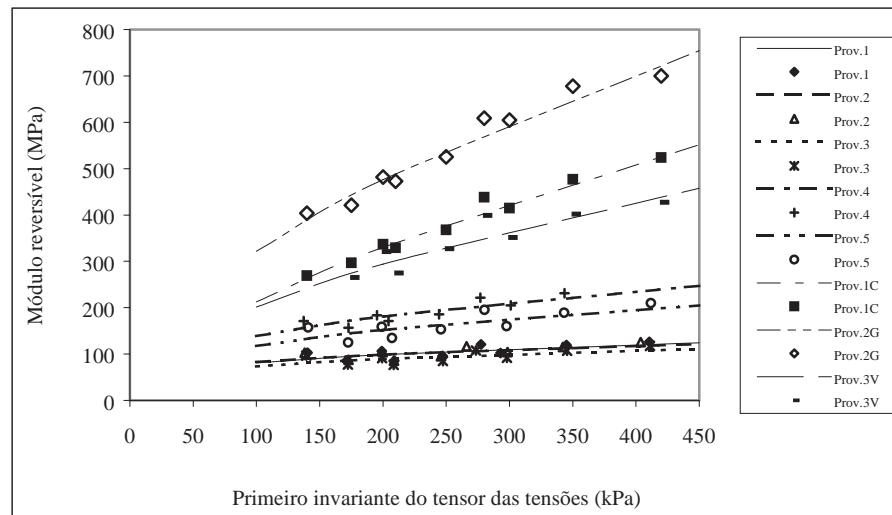
Aos Módulos Reversíveis encontrados foram ajustadas expressões do tipo referido no capítulo 5,  $M_r = f(\theta)$ , tendo-se encontrado para os materiais do IC7 as leis apresentadas no QUADRO 5.21 e para os da A6 [19.6] as apresentadas no QUADRO 6.26. Na FIGURA 6.4 apresentam-se estas leis para os materiais do IC7 e para o provete em que se obteve a melhor correlação de cada um dos materiais da A6 [19.6].

Pela análise da FIGURA 6.4 e dos quadros atrás referidos, verifica-se que para os materiais da A6, os valores do Módulo Reversível aumentam com o aumento da tensão vertical máxima e, para tensões principais máximas comparáveis, aumentam com o aumento da tensão de confinamento, contrariamente ao que acontece com os do IC7, nos quais apenas a tensão de confinamento tem influência no Módulo Reversível.

No que diz respeito ao efeito da compactação relativa, verifica-se que no calcário da “Catbritas” e na escombreira da “Glória”, o aumento daquela provoca o aumento do Módulo Reversível, tal como acontece no IC7, enquanto que na escombreira da “Viúva” parece não haver influência deste parâmetro, para os níveis de tensão considerados.

QUADRO 6.26- Leis encontradas para os Módulos Reversíveis dos materiais do IC7 e A6 [19.6]

Obra	Provete	$M_r = f(\theta)$	$r^2$
A 6	1C	$M_r = 11,519 \theta^{0,6333}$	0,9762
	2C	$M_r = 14,862 \theta^{0,5877}$	0,9583
	3C	$M_r = 11,321 \theta^{0,6650}$	0,9731
	1G	$M_r = 19,458 \theta^{0,5485}$	0,8795
	2G	$M_r = 23,606 \theta^{0,5671}$	0,9643
	3G	$M_r = 12,925 \theta^{0,5832}$	0,8808
	1V	$M_r = 12,470 \theta^{0,5884}$	0,8305
	2V	$M_r = 12,041 \theta^{0,5969}$	0,8011
	3V	$M_r = 16,394 \theta^{0,5449}$	0,8376

FIGURA 6.4- Módulos Reversíveis e leis de comportamento dos materiais do IC 7 e da A 6 [19.6], para os 3 níveis de tensão:  $M_r = f(\theta)$ 

Noutro sentido, quando se fazem variar os teores em água verifica-se uma grande influência nos valores obtidos para a escombreira da “Glória”, aumentando o Módulo Reversível quando se diminui o teor em água, para o mesmo grau de compactação, uma ligeira influência para a escombreira da “Viúva”, mas apenas para os dois primeiros níveis de tensão, verificando-se a mesma relação que para a situação anterior, não se verificando nenhuma alteração para o calcário da “Catbritas”.

Analisando os valores dos Módulos Reversíveis, verifica-se que são mais elevados para qualquer dos materiais da A6 do que para os do IC7.

No que respeita à simulação da variação do Módulo Reversível com o primeiro invariante do tensor das tensões, verifica-se que para os materiais do IC7 a simulação é pouco correcta, dado que se obtêm coeficientes de correlação muito baixos, enquanto que esta simulação é boa para o calcário da “Catbritas” e escombreira da “Glória”, sendo ainda correcta, embora de pior qualidade, para a escombreira da “Viúva”.

#### 6.7.2- Deformações Permanentes

As Deformações Permanentes foram obtidas para os materiais do IC7 e da A6 [19.6], a partir do condicionamento dos provetes usados para encontrar os Módulos Reversíveis, para 20000 ciclos de carga - descarga, pelo que as características dos mesmos são as apresentadas no QUADRO 6.22, encontrando-se o programa de ensaios no QUADRO 6.27. Por sua vez, nos materiais da VLA [18.6] as Deformações Permanentes foram obtidas para provetes sujeitos a 10000 ciclos de carga - descarga ou até à rotura, com características um pouco diferentes das usadas na determinação dos Módulos Reversíveis, as quais se encontram no QUADRO 6.28.

QUADRO 6.27- Condições de ensaio às Deformações Permanentes

Obra	Material	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	Número de ciclos (N)
IC 7	Xisto	50	150	20000
A 6	Calcário da “Catbritas”			
	Escombreira da “Glória”			
VLA	Escombreira da “Viúva”	35	200	10000 ou até à rotura
	Grauaque britado			
	Calcário			

QUADRO 6.28- Características dos provetes usados no ensaio às Deformações Permanentes para os materiais da VLA [18.6]

Material	$\gamma_d$ máx (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	CR* (%)
Grauaque britado	22,4	8,5	97
Calcário	21,0	6,2	100

\* relação entre o peso volúmico seco obtido no ensaio e o peso volúmico seco máximo.

#### 6.7.2.1- IC 7 / VLA

Os valores encontrados para a Extensão Vertical obtida para as amostras do IC7 e da VLA [18.6] apresentam-se na FIGURA 6.5 em função do logaritmo do número de ciclos. Na

mesma figura encontram-se as leis encontradas para os mesmos materiais, usando a expressão referida no capítulo 5,  $\varepsilon_p = f(\log N)$ . As leis relativas aos materiais do IC7 apresentam-se no QUADRO 5.24, a encontrada para o grauvaque britado da VLA em 3.3.1 sendo a encontrada para o calcário da mesma obra  $\varepsilon_p = 0,0424 \times 10^{-5} + 0,059 \times 10^{-4} \log N$ .

As Extensões Verticais obtidas para o grauvaque britado da VLA, como se pode ver na FIGURA 6.5, foram superiores às obtidas para os materiais do IC7, com excepção do provete nº3, o que poderá ser devido à compactação relativa deste provete ser muito inferior à do grauvaque britado da VLA. Pela mesma figura verifica-se que o grauvaque britado sofre uma maior influência do número de ciclos do que os materiais do IC7, exceptuando, mais uma vez, o provete nº3.

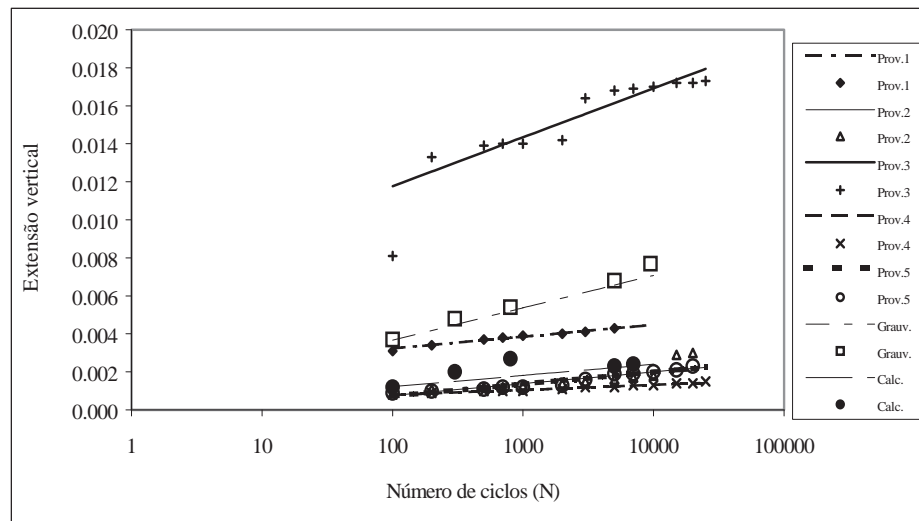


FIGURA 6.5- Extensões verticais obtidas para os materiais do IC7 e VLA [18.6].

Quanto ao calcário, verifica-se que tem valores de Extensão Vertical um pouco superiores aos dos provetes nº2, 4 e 5 e menores que os dos provetes nº1 e 3. Neste caso, a explicação não será o grau de compactação, dado que o provete nº5 apresenta uma compactação relativa menor que a do calcário e um valor de Extensão Vertical inferior.

#### 6.7.2.2- IC 7 / A 6

A Extensão Vertical aos 20000 ciclos, obtida para as amostras da A6 [19.6] encontra-se no QUADRO 6.29 e na FIGURA 6.7, encontrando-se na FIGURA 6.6 a apresentada no QUADRO 5.25 para os materiais do IC7.

QUADRO 6.29- Extensões Verticais aos 20000 ciclos para os materiais da A 6[19.6]

Provete	Extensões Verticais
1C	0,00276
2C	0,00133
3C	0,00167
1G	0,00344
2G	0,00274
3G	0,00347(?)
1V	0,00395
2V	0,00255
3V	-*

\* ausência de valor devido a um problema de gravação das medição

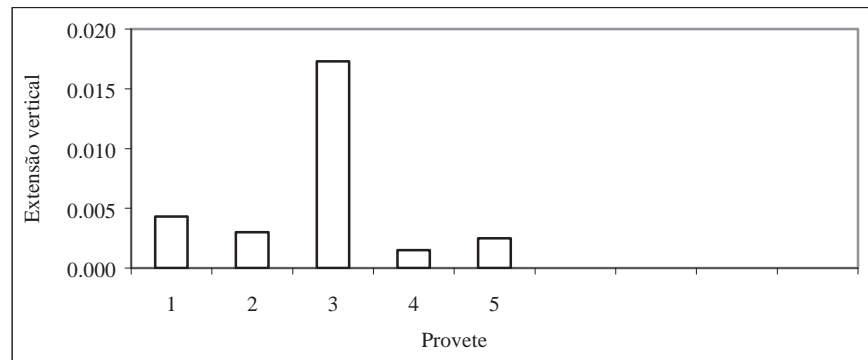


FIGURA 6.6- Extensões verticais totais obtidas para os materiais do IC7

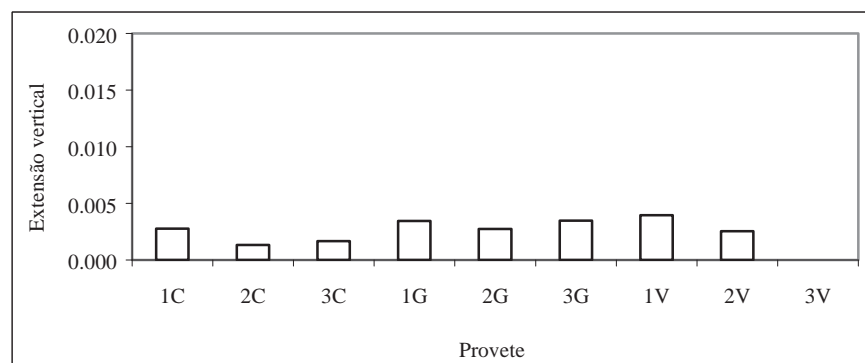


FIGURA 6.7- Extensões verticais totais obtidas para os materiais da A6 [19.6]

Analisando as FIGURAS 6.6 e 6.7, pode verificar-se que as extensões verticais obtidas para os materiais do IC7 são da mesma ordem de grandeza das obtidas para os materiais da A6, com excepção do provete nº3, o que mais uma vez poderá ser devido à compactação relativa.

## 6.7.3- Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto

Para as três obras em análise neste ponto, foram realizados Ensaios de Carga com o Deflectómetro de Impacto, embora nem sempre sobre o material de fundação.

A localização dos ensaios, camadas ensaiadas, material, teor em água e graus de compactação para cada obra encontram-se no QUADRO 6.30.

QUADRO 6.30- Localização, material, camadas ensaiadas e características do material nos troços em que se realizaram Ensaios de Carga com o Deflectómetro de Impacto.

Obra	Localização	Camada	Material	w (%)	GC médio (%)	$\gamma_d$ insitu (kN/m <sup>3</sup> )
IC 7	5+000 - 5+500	Fundação	Xisto <sup>(1)</sup>	14,7*	95	-
				11,3**		
	8+575 - 8+650			10,1***		
VLA	1+850 - 2+150	Fundação	Calcário	8,5 <sup>a)</sup>	-	-
		Sub-base	Grauvaque rolado	4,3 <sup>a)</sup>	-	21,3 <sup>e)</sup>
				-	-	19,7 <sup>f)</sup>
	Base	Grauvaque britado	-	-	-	
	10+600 - 11+100	Fundação	F. xisto-grauvacóide	6,2 <sup>b)</sup>	-	-
		Sub-base	Grauvaque rolado	5,9 <sup>c)</sup>	-	-
				3,9 <sup>c)</sup>	-	-
	Base	Grauvaque britado	-	-	-	
	16+225 - 16+525	Fundação	Calcário	6,5 <sup>d)</sup>	-	-
		Sub-base	Grauvaque rolado	-	-	22,0 <sup>g)</sup>
Base		Grauvaque britado	-	-	-	
A 6	18+600 - 18+750	Sub-base	Calcário	3,6	104	-
	21+775 - 21+575		Escombeira da “Glória”	1,2	105	-
	22+750 - 21+575		Escombeira da “Viúva”	3,3	103	-

(1) Material do “Complexo Xisto-Grauváquico”

\* ao km 5+100; \*\* ao km 5+300; \*\*\* ao km 8+600

a) ao km 1+850; b) ao km 11+090; c) ao km 11+100; d) ao km 16+252; e) ao km 1+860; f) ao km 1+900; g) ao km 16+225

## 6.7.3.1- IC 7 / VLA

Os Módulos de Deformabilidade encontrados para o IC7 e para a VLA [18.6] encontram-se no QUADRO 6.31

Pela análise do QUADRO 6.31 pode concluir-se que o material da formação xisto-grauvacóide usado em fundação na VLA, km 10+600 a km 11+100, apresenta Módulos de Deformabilidade da mesma ordem de grandeza dos apresentados pelos materiais do IC7, embora nestes se tivessem, em alguns casos, obtido valores um pouco superiores.

Os valores encontrados para os calcários usados na fundação nos dois troços correspondentes aos km 1+850 a km 2+150 e km 16+225 a km 16+525, apresentam também valores da mesma ordem de grandeza dos do IC7, sendo os limites superiores destes mais elevados do que os dos calcários.

QUADRO 6.31- Módulos Reversíveis obtidos com o Deflectómetro de Impacto no IC7 e na VLA [18.6]

Obra	Localização	Camada	Material	Módulo de Deformabilidade (MPa)
IC 7	5+000 - 5+500	Fundação	Xisto <sup>(1)</sup>	80 - 320
	8+575 - 8+650			110 - 320
VLA	1+850 - 2+150	Fundação	Calcário	110 - 190
		Sub-base	Grauvaque rolado	130 - 235
		Base	Grauvaque britado	350 - 550
	10+600 - 11+100	Fundação	F. xisto-grauvacóide	100 - 180
		Sub-base	Grauvaque rolado	290 - 480
		Base	Grauvaque britado	245 - 375
	16+225 - 16+525	Fundação	Calcário	120 - 200
		Sub-base	Grauvaque rolado	260 - 370
		Base	Grauvaque britado	275 - 400

(1) Material do “Complexo Xisto-Grauváquico”

No que diz respeito ao grauvaque rolado utilizado em sub-base, os valores encontrados são da mesma ordem de grandeza para o km 1+850 a 2+450, e mais elevados que os dos materiais do IC7 para os outros dois troços.

Pelo contrário, para o grauvaque britado usado em camada de base na VLA, os valores encontrados são mais elevados do que os encontrados para os materiais do IC7.

#### 6.7.3.2- IC7/A6

Os Módulos de Deformabilidade encontrados para o IC7 e para a A6 [19.6] encontram-se no QUADRO 6.32.

Os valores dos Módulos de Deformabilidade encontrados para a sub-base da A6, construída com o calcário da “Catbritas” e com a escombreira da “Viúva”, são da mesma ordem de grandeza, sendo os obtidos no caso da escombreira da “Glória” um pouco superiores aos

obtidos no IC7. Este facto não poderá ser atribuído aos graus de compactação do material, dado que no caso da A 6 os graus de compactação são aproximadamente iguais para os três materiais, sendo, no entanto, superiores aos do IC7.

QUADRO 6.32- Módulos Reversíveis obtidos com o Deflectómetro de Impacto no IC7 e na A6 [19.6]

Obra	Localização	Camada	Material	Módulo de Deformabilidade (MPa)
IC 7	5+000 - 5+500	Fundação	Xisto <sup>(1)</sup>	80 - 320
	8+575 - 8+650			110 - 320
A 6	18+600 - 18+750	Sub-base	Calcário	200 - 250 <sup>(2)</sup>
	21+775 - 21+575		Escombreira da “Glória”	300 - 500 <sup>(2)</sup>
	22+750 - 21+575		Escombreira da “Viúva”	150 - 350 <sup>(2)</sup>

(1) Material do “Complexo Xisto-Grauváquico”; (2) Valores mais frequentes

## 6.8- Conclusões

A partir dos resultados dos ensaios apresentados no capítulo 5 e do exposto de 6.2 a 6.5 poderão tirar-se algumas conclusões genéricas acerca das características e possível reutilização dos materiais estudados.

Assim, pode concluir-se que segundo as Especificações Portuguesas mais genéricas, LNEC E 240 [2.6] e LNEC E 241 [3.6], qualquer das amostras dos materiais estudados poderia ser utilizada em Leito do Pavimento.

Segundo o Caderno de Encargos da JAE [10.6], a reutilização dos materiais é mais restrita, dado que a mesma não é possível como Leito do Pavimento ou Sub-base, sendo-o apenas em Aterro, embora com restrições quanto à localização dentro do mesmo, nomeadamente para as amostras 393 e 396, as quais apenas poderiam ser utilizadas no corpo do Aterro.

Quando se faz uma análise da possível reutilização dos materiais, através do Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento, LCPC/SETRA [11.6], o qual baseia a caracterização e conseqüente classificação dos materiais, nas suas características de resistência mecânica por desgaste e fragmentação e de argilosidade, nomeadamente através de Ensaio de Fragmentabilidade, Desgaste de Los Angeles e Adsorção de Azul de Metileno, as conclusões que se tiram são um pouco diferentes.

Assim, segundo o referido Guia Técnico, verifica-se que qualquer das amostras dos materiais estudados poderia ser utilizada em Aterro sem qualquer restrição, sob quaisquer condições meteorológicas, e em Leito do Pavimento, sendo, no entanto, necessário recorrer ao tratamento com ligantes hidráulicos dos materiais das amostras 391, 392, 393 e 394, ou seja as amostras correspondentes aos materiais mais degradáveis.

Quando se faz uma análise apenas baseada no Índice de Desgaste em Meio Húmido (“Slake-Durability test”) e no Jar-Slake Test, com base no proposto no Guia Técnico para Projecto e Execução de Aterros em Xistos [12.6], verifica-se que qualquer das amostras dos materiais estudados se classifica como não desagregável, ou seja, apresentam, segundo aquele Guia Técnico, um comportamento de material rochoso.

Algumas das características apresentadas ao longo do capítulo 5, nomeadamente Coeficiente de Fragmentabilidade, Los Angeles e Índice de Desgaste em Meio Húmido após o 2º ciclo, indicam que a qualidade global do material é diferente, sendo o do km 8+600 melhor que o restante, o que, aliás, era esperado que acontecesse, dado que se tentou precisamente estudar dois aterros construídos com materiais cujas características fossem diferentes.

Também através do comportamento mecânico se pode concluir que a qualidade dos materiais é diferente, pois os Módulos Reversíveis obtidos a partir dos Ensaio Triaxiais Cíclicos, embora sendo da mesma ordem de grandeza, são um pouco mais elevados para os provetes do material do km 8+600, variando entre 125 MPa e 231 MPa, do que para os do material do km 5+300 que variam entre 76 MPa e 127 MPa.

A Deformação Permanente apresenta também valores inferiores nos provetes do material do km 8+600, sendo, no entanto, para qualquer dos materiais inferior a 0,005, à excepção do provete nº3, para o qual se obteve 0,017.

A mesma tendência é ainda verificada nos resultados dos ensaios *in situ*, tendo-se obtido, no Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto, Módulos de Deformabilidade, os quais embora da mesma ordem de grandeza são um pouco mais elevados que os obtidos no Ensaio Triaxial Cíclico, pois variam entre 80 MPa e 320 MPa para o material nas proximidades do km 5+300 e entre 110 MPa e 320 MPa para o material nas proximidades do km 8+600.

À semelhança do que se fez em 6.3.5, utilizando o Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional, JAE [9.6], e para o CBR a 95 % da compactação, é possível, usando os Módulos Reversíveis destes materiais, encontrar a classe de fundação garantida pelos mesmos. Deste modo, e usando o valor mais baixo de cada intervalo, sendo conservador, pode afirmar-se que os materiais do km 5+300 garantem uma fundação  $F_2$  e que os materiais do km 8+600 garantem uma fundação  $F_3$ . Isto é confirmado pelo conjunto de valores obtidos para o Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto.

Noutro sentido, e usando o CBR a 95 % da compactação correspondente ao ramo seco, ao contrário do que se fez em 6.3.5 em que foi usado o correspondente ao ramo húmido, obtêm-se valores de CBR mais elevados, variando entre 40 % e 76 % (ver QUADRO 5.9), à excepção de uma amostra que apresenta um valor de 24 % mas para a qual existe um comportamento incaracterístico tanto para a curva de compactação como para a curva de variação de CBR com o teor em água, o que pode ter sido originado por alguma segregação de material na preparação do provete.

De qualquer modo, sendo o CBR superior a 20 % e tendo em conta a classificação unificada do material [1.6], as classes de terreno de fundação obtidas, segundo o Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional, JAE [9.6], são  $S_4$  ou  $S_5$ , com as quais se pode garantir uma classe de fundação  $F_3$  em quaisquer circunstâncias. Mesmo para o teor em água óptimo, obtêm-se valores de CBR a variar entre 20 % e 50 %, com excepção de uma amostra também de resultados incaracterísticos.

Deste modo, a classe de fundação que se pode usar é igualmente traduzida usando os Módulos Reversíveis ou o Módulo de Deformabilidade obtido no Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto ou o CBR para o teor em água óptimo. Isto tudo é corroborado pelo facto de o Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto ter sido realizado sobre material compactado com o teor em água óptimo, como fica comprovado pelo QUADRO 5.26.

Os materiais estudados apresentam percentagens de finos, determinadas depois de colocação em aterro, muito baixas, inferiores a 5 % ou próximas deste valor e, embora apresentem uma elevada plasticidade e um baixo valor de Equivalente de Areia, estes finos são classificados segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA [11.6]), com base no Valor de Adsorção de Azul de Metileno, como insensíveis à água.

Considerando, por um lado, que este valor é um indicador bastante apropriado [20.6] e, por outro lado, que ao serem usados na fundação em aterro dum pavimento ficam, supostamente, inacessíveis à água, pode afirmar-se que se forem compactados do lado seco isso não afectará a sua estabilidade. Este facto, pode contribuir para a realização de camadas mais resistentes, como se prova pelo andamento dos valores de CBR.

Por comparação do comportamento mecânico dos materiais em estudo, com o de outros materiais, verifica-se que os Módulos Reversíveis, obtidos a partir do Ensaio Triaxial Cíclico, são mais baixos do que os de qualquer dos materiais com os quais se fez essa comparação, grauvaque, calcário e escombreliras.

Quanto à Deformação Permanente, os materiais do IC7 apresentam Extensões Verticais inferiores ao grauvaque e superiores ao calcário da VLA, e, à excepção de uma amostra, próximas das obtidas para o calcário e escombreliras da A6.

Relativamente aos Módulos de Deformabilidade obtidos com o Deflectómetro de Impacto, verifica-se que os valores obtidos para os materiais do IC7 são da mesma ordem de grandeza dos obtidos para os dois materiais utilizados em fundação na VLA, formação xisto-grauvacóide e calcário, e inferiores aos obtidos para o grauvaque rolado e grauvaque britado utilizados em sub-base e camada de base, respectivamente.

Quando a comparação se faz com os materiais utilizados em sub-base na A6, verifica-se que os Módulos de Deformabilidade encontrados para o calcário da “Catbritas” e escombrelira da “Viúva” são da mesma ordem de grandeza dos encontrados para os materiais do IC7, sendo os valores obtidos na escombrelira da “Glória” um pouco superiores.

## 6.9- Considerações Finais

Em análise estiveram claramente dois tipos de materiais com a mesma origem geológica mas de aptidões diferentes: o do aterro entre o Km 5+175 e km 5+400 (A), proveniente das escavações na linha nas proximidades do mesmo, e o do aterro entre o km 8+560 e km 8+700 (B), proveniente das escavações na linha entre o km 0+000 e km 0+600.

Genericamente, o material B comportou-se melhor que o material A. Mas isto só é bem evidenciado quando se comparam resultados que traduzem resistência mecânica e grau de alterabilidade ao manuseamento.

Se não se tivesse sido exaustivo na caracterização do material, provavelmente as diferentes qualidades não teriam ressaltado e, pior que isso, nem o material B, por exemplo, poderia ser considerado como boa solução para o leito do pavimento, o que manifestamente não corresponde à realidade, bastando para esta conclusão ver o que traduzem os Módulos Reversíveis e o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA [11.6]).

Pensa-se que, perante os resultados obtidos, para além da caracterização corrente é necessário fazer ressaltar outras propriedades, as quais podem ser decisivas nas opções a fazer. Assim, parece ser fundamental usar informação que pode ser obtida em dois conjuntos de ensaios: um que traduza o comportamento do material com o seu manuseamento; outro que traduza a sua resistência mecânica efectiva.

Parece ser claro que o primeiro conjunto de ensaios deve incluir a determinação do Coeficiente de Fragmentabilidade (FR) e do Índice de Desgaste em Meio Húmido ( $Id_2$ ), para além do Los Angeles (LA). De facto, estes ensaios evidenciaram bem as diferenças de comportamento entre os materiais A e B.

Para os ensaios de determinação da resistência parece ser indispensável a realização dos ensaios de determinação do Módulo Reversível em laboratório, nomeadamente Ensaio Triaxial Cíclico.

Um dos muitos problemas do tipo de material em estudo é a sua plasticidade, mesmo para pequenas quantidades de passados no peneiro nº200. Pode, no entanto, afirmar-se que quantidades de material fino inferiores a 5 % de passados no peneiro nº200, não têm uma influência relevante no comportamento mecânico global, como aliás é corroborado pelo estudo efectuado, nomeadamente pelos ensaios de determinação do Módulo de Deformabilidade realizados.

Em conclusão, pode afirmar-se que a propor-se uma metodologia para a caracterização e reutilização de materiais como os estudados, ela se devia aproximar dos procedimentos fundamentais expressos no Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA [11.6]) e no Guia Técnico para Projecto e Execução de Aterros em Xisto [12.6], nomeadamente no que diz respeito à determinação de FR, LA e  $I_d$ , sendo um pouco mais exigente relativamente à caracterização mecânica (necessidade de determinação do Módulo Reversível).

### 6.10- Referências Bibliográficas

- 1.6- Norma ASTM D 2487 - 93 (1997): “Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)”. Annual Book of ASTM Standards. Vol. 04.08.
- 2.6- Especificação LNEC E 240 (1970): “Classificação para Fins Rodoviários”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 3.6- Especificação LNEC E 241 (1971): “Solos. Terraplenagens”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 4.6- Especificação LNEC E 242 (1971): “Execução de Terraplenagens em Estradas”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 5.6- Especificação LNEC E 244 (1971): “Solos e Agregados. Estabilização Mecânica”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 6.6- Especificação LNEC E 269 (1973): “Pavimentos Rodoviários. Estabilização Mecânica”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 7.6- Especificação LNEC E 294 (1974): “Agregados. Macadame Hidráulico”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 8.6- Especificação LNEC E 296 (1974): “Pavimentos Rodoviários. Macadame Hidráulico”. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- 9.6- JAE (1995): “Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional”, Junta Autónoma de Estradas, Lisboa.
- 10.6- JAE (1998): “Caderno de encargos - tipo para a execução de empreitadas de construção”. Junta Autónoma de Estradas, Lisboa.

- 11.6- LCPC/SETRA (1992): “Realisation des Remblais et des Couches de Forme”. Guide Technique, editado por LCPC/SETRA, Paris.
- 12.6- Strohm Jr., W. E.; Bragg Jr., G. H.; Ziegler, T. W (1978): “Design and construction of compacted shale embankments: Technical Guidelines”. Vol. 5, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transp., Report FHWA-RD-78-141.
- 13.6- Lutton, R. J. (1977): “Design and construction of compacted shale embankments: Slaking indexes for design”. Vol. 3, Federal Highway Administration, U.S. Dept. of Transp., Report FHWA-RD-77-1.
- 14.6- Franklin, J. A.; Chandra, R. (1972): “The Slake - Durability Test”. Int. Journal of Rock Mech. Min. Sci., Vol. 9.
- 15.6- Gamble, J.C. (1971): “Durability - Plasticity classification of shale and other argillaceous rocks”. Phd. Thesis. University Illinois.
- 16.6- Norma AFNOR NF P 98-129 (1994): “Assises et Chaussées. Graves non traitées. Définition - Composition - Classification”.
- 17.6- Norma AFNOR NF P 235-1 (1995): “Essais relatives aux Chaussées. Matériaux non traités. Partie 1: Essai triaxial à chargement répétés”.
- 18.6- Freire, A. C. O. R. (1994): “Estudos relativos a camadas de pavimentos constituídas por materiais granulares”. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- 19.6- Hadjadji, T.; Quaresma, L. (1998): “Estudo do comportamento mecânico de camadas granulares do pavimento da Auto-estrada nº6, sub-lanço Évora - Estremoz”. Relatório 164/98, NPR, LNEC, Lisboa.
- 20.6- Rat, Marcel (1989): “Essai au Bleu de Méthylène”. Bull. Liasison Lab. P. et Ch., 159, pp. 77-78.

## 7- Conclusões Gerais. Trabalho Futuro

### 7.1- Conclusões Gerais

O objectivo fundamental deste trabalho era a caracterização das condições de fundação de pavimentos rodoviários em xisto e grauvaque, pertencentes ao “Complexo Xisto-Grauváquico”.

Este objectivo prendeu-se essencialmente com dois tipos de razões. Por um lado, a cada vez mais frequente utilização destes materiais em fundações de estradas, devido ao desenvolvimento da Rede Rodoviária Nacional, com a consequente necessidade de construção com materiais de qualidade inferior, e por outro a pouca investigação desenvolvida nesta área o que leva a um deficiente conhecimento do seu comportamento quando utilizados com esta finalidade.

Com vista ao cumprimento de tal objectivo, começou por se fazer uma caracterização Geológica do “Complexo Xisto-Grauváquico”, evidenciando-se, quer a vasta área do nosso País ocupada pelo mesmo, quer a grande diversidade das características dos xistos e grauvaques, pelos quais é constituído. Esta diversidade de características foi confirmada com a apresentação de resultados de trabalhos realizados num conjunto de obras, pertencentes a este Complexo, e geograficamente dispersas.

Do conjunto de Ensaios realizados, concluiu-se ser um material que, embora tendo uma percentagem de finos muito baixa, geralmente inferior a 5%, e uma argilosidade muito pouco significativa, classificando-se, segundo o Guia Técnico para a Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [1.7]) como insensíveis à água, apresenta alguma plasticidade, como é provado pelos valores do Equivalente de Areia e dos Limites de consistência. Dadas as circunstâncias de utilização dos materiais, este último facto não pode ser considerado como determinante, como, aliás, foi evidenciado.

Assim, quando analisado do ponto de vista da sua reutilização em estradas, à luz das Especificações e Recomendações Portuguesas, verifica-se que apenas poderia ser utilizado em Aterro, com exceção dos materiais das amostras nº391, 394 e 395, os quais, segundo o Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional [2.7], poderiam ser utilizados em Leito do Pavimento.

Fazendo a mesma análise à luz de Especificações Francesas, nomeadamente do Guia Técnico para Construção de Aterros e Leito do Pavimento (LCPC/SETRA, [1.7]), verifica-se ser possível reutilizar os mesmos quer em Aterro quer em Leito do Pavimento, embora neste caso seja necessário proceder, para os materiais mais degradáveis, a um tratamento com ligantes hidráulicos.

No que respeita à caracterização do seu comportamento mecânico, foram realizados Ensaio Triaxiais Cíclicos, fazendo variar a tensão de confinamento e a tensão axial, e Ensaio *in situ*, nomeadamente o Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto e o Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos.

A partir dos Ensaio Triaxiais Cíclicos, foi possível verificar que a Deformação Reversível é função da tensão de confinamento e da compactação relativa, não sofrendo alterações com a variação da tensão axial, sendo a Deformação Permanente função da compactação relativa.

Para estes resultados foram conseguidas boas simulações da variação do Módulo Reversível com a tensão de confinamento e com o primeiro invariante do tensor das tensões, através de expressões do tipo  $M_r = f(\sigma_3)$  e  $M_r = f(\theta)$ . Para as Deformações Permanentes foram também conseguidas boas correlações quando aos resultados se ajustou uma expressão do tipo  $\epsilon_p = f(\log N)$ .

Com base nos Ensaio *in situ*, verificou-se que os Módulos de Deformabilidade encontrados a partir do Ensaio de Carga com o Deflectómetro de Impacto são da mesma ordem de grandeza dos encontrados para os Ensaio Triaxiais Cíclicos, enquanto que com o Ensaio de Carga com Placa de Carregamentos Repetidos se encontraram valores inferiores.

Por comparação dos resultados com os de outros materiais, nomeadamente Grauvaque, Calcário e Escombreira, verificou-se que em termos de Módulos Reversíveis, os valores encontrados para o xisto e grauvaque do IC7, eram os mais baixos do conjunto de materiais considerados. No que diz respeito à Deformação Permanente, verifica-se serem as Extensões Verticais do Grauvaque superiores às dos materiais do IC7, sendo as do Calcário de um modo geral inferiores.

## 7.2- Trabalho Futuro

No que respeita a trabalhos futuros, tendo em conta o que anteriormente se disse sobre as características, reutilização e distribuição geográfica dos materiais do “Complexo Xisto-Grauváquico”, pensa-se ser de todo o interesse a realização de estudos usando uma metodologia semelhante à utilizada, sempre que se torne necessária a utilização dos mesmos em estradas, pois dependendo da localização, poderão ser encontrados materiais cujas características permitam uma mais ampla e proveitosa reutilização.

Os aspectos evidenciados pelo trabalho sugerem que metodologias semelhantes poderiam também ser aplicadas a outro tipo de materiais, de modo a evidenciar o seu tipo de qualidade para constituição da fundação de pavimentos.

## 7.3- Considerações Finais

Por fim, pensa poder dizer-se que o objectivo inicialmente proposto foi atingido, podendo ainda afirmar-se que as conclusões a que se chegou vêm corroborar a possibilidade de utilização do material em estudo para realizar terraplenagens em estradas, inclusivé nas zonas mais esforçadas.

Após tudo o que se disse, pensa-se também ser mérito deste trabalho a constatação da impossibilidade de tirar, a partir de um estudo localizado, conclusões directamente extensíveis a todo o “Complexo Xisto-Grauváquico”, havendo, assim, necessidade de realizar estudos

concretos em cada situação em que se pretenda utilizar estes materiais. No entanto, foi possível evidenciar algumas tendências de comportamento, identificáveis em materiais com origem geológica semelhante, o que permitiu assinalar as potencialidades e deficiências genéricas do material.

#### 7.4- Referências Bibliográficas

1.7- LCPC/SETRA (1992): “Realisation des Remblais et des Couches de Forme”. Guide Technique, editado por LCPC/SETRA, Paris.

2.7- JAE (1995): “Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional”, Junta Autónoma de Estradas, Lisboa.

## Bibliografia

Botelho da Ponte, M. J.; Gama Pereira, L. C. (1991): “Aspectos da Estrutura do Ordovícico da Região de S. Paio – Ázere (Tábua – Portugal Central)”, Memórias e Notícias, Publ. Mus. Lab. Mineral. Geol., Univers. Coimbra, 112, pp109-120.

Branco, F.; Picado-Santos, L.; Capitão, S. D. (1998): “Vias de Comunicação”. Vol. 2. Departamento de Engenharia Civil, F.C.T., Universidade de Coimbra.

Campos, A. B. A.; Gama Pereira, L. C. (1991): “Aspectos da Estrutura do Complexo Xisto-Grauváquico Ante-Ordovícico e do Ordovícico da Serra de S. Miguel – Nisa (Alto Alentejo)”, Memórias e Notícias, Publ. Mus. Lab. Mineral. Geol., Univers. Coimbra, 112, pp 81-95.

Delgado Rodrigues, J. (1975): “Alterabilité de Roches Schisteuses, deux Exemples D’Application”. Memória nº464, LNEC, Lisboa.

Lautrin, D. (1989): “Utilisation Pratique des Paramètres Dérivés de L’essai au Bleu de Méthylène dans les Projets de Génie Civil”. Bull. Liaison Lab. P. et Ch., 160, pp 53-65.

Loureiro Pinto, J. (1973): “Deformabilidade de Rochas Xistosas”. Memória nº418, LNEC, Lisboa.

Magnan, J. P.; Youssefian, G. (1989): “Essai au Bleu de Méthylène et Classification géotechnique des sols”. Bull. Liaison Lab. P. et Ch., 159, pp 93-104.

Medina, J.; Rodrigues Alonso, M. D. (1991): “O Complexo Xisto-Grauváquico (Grupo das Beiras) na Região da Barragem da Agueira - Litostratigrafia e Estrutura”. Memórias e Notícias, Publ. Mus. Lab. Mineral. Geol., Univers. Coimbra, 112, pp 573-582.

Mendonça Nunes, M. C. (1997): “Enabling the Use of Alternative Materials in Road Construction”. PhD thesis, University of Nottingham, UK.

Norma AFNOR NF P 18-597 (1990): “Granulats. Détermination de la Properté des Sables: Équivalent de Sable à 10% de Fines”.

PIARC (1995)- “In Situ Assessment of Subgrade Materials”. Permanent International Association of Road Congresses, Piarc Technical Committee on Earthworks, Drainage, Subgrade (C12), Paris.

Schaeffner, M. (1989): “Introduction de la Valeur de Bleu de Méthylène d’un Sol dans la Classification des Sols pour les Terrassements Routiers”. Bull. Liaison Lab. P. et Ch., 163, pp 9-16

Torenq, C.; Tran Ngoc Lan (1989): “Mise en évidence des Argiles par L’essai au Bleu de Méthylène. Application aux sols, roches et granulats”. Bull. Liaison Lab. P. et Ch., 159, pp 79-92.

Tran Ngoc Lan (1980): “L’essai au Bleu de Méthylène. Um Progrés dans la Mesure et le Contrôle de la Properté des Granulats”. Bull. Liaison Lab. P. et Ch., 107, pp 130-135.

Viana da Fonseca, A. J. P. (1996): “Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Critério para um Dimensionamento de Fundações Directas”. Tese de Doutoramento, Universidade do Porto.