



UNIVERSIDADE TÉCNICA DE LISBOA
INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO

COMPACTAÇÃO DE ATERROS DE BARRAGENS

NOVAS METODOLOGIAS DE CONTROLO

Andrea Maria de Almeida Cristino de Brito
(Licenciada em Engenharia Civil)

Orientadora: Doutora Laura Caldeira

Júri

Presidente: Doutor E. Maranha das Neves

Vogais: Doutor José Couto Marques

Doutora Laura Caldeira

Doutor Pedro Guedes de Melo

Dissertação desenvolvida no Laboratório Nacional de Engenharia Civil
para obtenção do grau de Mestre em Geotecnia para Engenharia Civil
pela Universidade Técnica de Lisboa

Fevereiro de 2006

RESUMO:

Recentemente têm sido utilizadas na constituição dos maciços estabilizadores de barragens de aterro misturas solo-enrocamento, as quais colocam novos desafios relativamente às técnicas de compactação e do respectivo controlo, bem como à determinação das características do aterro resultante do processo de compactação, uma vez que estas são bastantes variáveis com a percentagem relativa das fracções presentes.

Na presente dissertação foi efectuado um estudo aprofundado sobre compactação de aterros de barragens, nomeadamente relativos i) a técnicas e a equipamentos de compactação, (ii) a ensaios de laboratório de referência, (iii) ao estabelecimento de expressões de extrapolação das propriedades obtidas com granulometrias truncadas para as propriedades de granulometrias integrais e (iv) a metodologias de controlo da compactação.

São ainda apresentados novos métodos de controlo da compactação baseados, não nas propriedades físicas (grau de compactação e desvio do teor em água) mas no desempenho.

Foram objecto de estudo as misturas solo-enrocamento provenientes das manchas de empréstimo da barragem de Odelouca, em fase de construção no Algarve. Tratando-se de uma barragem de grandes dimensões, de perfil zonado, constitui, pela sua importância, o objecto ideal para a investigação detalhada dos aspectos aqui considerados.

Palavras chave – Misturas solo-enrocamento. Compactação. Controlo. Ensaio de campo. Ensaio de vibração. Ensaio de apiloamento.

ABSTRACT:

Recently, soil-rockfill mixings are being used in the construction of earthfill dam shoulders. This situation represents new challenges to compaction techniques and their control as well as to the determination of the characteristics of the fill that results from the compaction method, as those characteristics suffer important changes according to the relative percentage of the existing fractions.

In this report an in-depth study on earthfill dam compaction is made, namely i) compaction techniques and equipments; ii) relevant laboratory tests; iii) establishment of expressions to extrapolate the proprieties obtained by truncated grading to the actual grading size and iv) methodologies to control the compaction.

New compaction methods based on the physical properties (compaction degree and deviation of water content) and on their performance are also presented.

Soil-rockfill mixings from the Odelouca dam borrow areas, under construction in the Algarve region, were also studied. As this is a large zoned earthfill dam, it is an excellent case for detailed investigation of issues that are the theme of this report.

Key words – Soil-rockfill mixings. Compaction. Control. Field tests. Vibratory tests. Proctor tests.

AGRADECIMENTOS:

Ao finalizar este trabalho de investigação não posso deixar de agradecer a algumas pessoas e entidades que de algum modo contribuíram para a sua concretização.

Em especial, gostaria de expressar os meus mais profundos agradecimentos à minha orientadora, a Sr^a Professora Doutora Engenheira Laura Caldeira, por todo o interesse, simpatia, empenhamento, esclarecimento de dúvidas, disponibilidade, atenção, dedicação, sugestões e ensinamentos dados ao longo dos vários meses em que decorreu a elaboração deste projecto, que incluiu também a realização de ensaios no Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

Gostaria de expressar também os meus agradecimentos aos técnicos do Laboratório Nacional de Engenharia Civil que participaram na realização dos ensaios, em especial ao Técnico Especialista Sr. Joaquim Timóteo da Silva pelo seu empenhamento, simpatia e disponibilidade, sem o qual teria sido muito difícil a elaboração dos ensaios.

Ao Técnico Especialista Principal Sr. António Costa gostaria de agradecer a demonstração efectuada dos ensaios de Garrafa de areia, do Método de Hilf e das Famílias de Curvas que muito contribuíram para a compreensão dos mesmos.

À Engenheira Lurdes Pimenta e ao Engenheiro Jorge Vazquez gostaria de agradecer em primeiro lugar por me transmitirem o gosto pela geotecnia que me levou a querer aprofundar os conhecimentos na área, em segundo lugar por todos os conhecimentos que me transmitiram ao longo dos anos em que tive o privilégio de trabalhar com eles e em terceiro lugar por toda a simpatia com que sempre me brindaram.

Gostaria também de agradecer ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil por permitir a utilização das instalações bem como dos equipamentos para a realização dos ensaios e elaboração da Tese.

À COBA por me ter concedido licença em alguns períodos laborais para poder acompanhar a realização dos ensaios e pela utilização da sua biblioteca para consulta de algumas publicações.

ÍNDICE

		Pág.
1	INTRODUÇÃO.....	1
2	COMPACTAÇÃO DE ATERROS.....	5
2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	5
2.2	CLASSIFICAÇÃO DE MATERIAIS DE ATERRO E PROPRIEDADES-ÍNDICE	6
2.3	COMPACTAÇÃO DE SOLOS	8
2.3.1	Compactação de Solos Coesivos	8
2.3.2	Compactação de Solos Não Coesivos	21
2.4	COMPACTAÇÃO DE ENROCAMENTOS	24
2.5	COMPACTAÇÃO DE MISTURAS SOLO-ENROCAMENTO.....	32
2.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	42
3	EQUIPAMENTO DE CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS DE ATERRO.....	43
3.1	INTRODUÇÃO.....	43
3.2	TIPOS DE EQUIPAMENTOS DE TERRAPLENAGENS	44
3.2.1	Equipamentos de Escavação e de Transporte	45
3.2.2	Equipamentos de Rega	49
3.2.3	Equipamentos de Mistura de Solos	49
3.2.4	Equipamentos de Compactação.....	50
3.2.4.1	Equipamentos de compactação por pressão.....	51
3.2.4.2	Equipamentos de compactação por impacto.....	54
3.2.4.3	Equipamentos de compactação por vibração.....	54
3.3	NOVOS EQUIPAMENTOS DE COMPACTAÇÃO.....	56
4	MÉTODOS DE CONTROLO DA COMPACTAÇÃO	61
4.1	INTRODUÇÃO.....	61
4.2	METODOLOGIA TRADICIONAL	62
4.2.1	Considerações gerais	62
4.2.2	Ensaio de referência	62
4.2.2.1	Descrição do ensaio de Proctor.....	63

	Pág.
4.2.3	Ensaio in situ..... 64
4.2.3.1	Determinação do peso volúmico..... 64
4.2.3.2	Determinação do teor em água 67
4.2.3.3	Método das famílias de curvas 70
4.2.3.4	Método de Hilf..... 71
4.3	NOVOS MÉTODOS DE CONTROLO 73
4.3.1	Considerações Gerais 73
4.3.2	Ensaio Geofísicos 74
4.3.2.1	Ensaio Sísmicos..... 74
4.3.3	Ensaio com o penetrómetro dinâmico ligeiro 83
4.3.4	Ensaio de impacto..... 85
4.4	COMPACTAÇÃO INTELIGENTE 92
4.5	CONTROLO DE ATERROS COM MISTURAS DE SOLO-ENROCAMENTO 93
4.6	ATERROS EXPERIMENTAIS 100
4.7	CONSIDERAÇÕES FINAIS..... 102
5	APLICAÇÃO PRÁTICA – ATERROS DA BARRAGEM E ENSECADURA DE ODELOUCA 103
5.1	INTRODUÇÃO..... 103
5.2	BREVE DESCRIÇÃO DA BARRAGEM..... 103
5.3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS MATERIAIS DA BARRAGEM 106
5.3.1	Considerações iniciais 106
5.3.2	Materiais dos maciços estabilizadores - xisto ripável 106
5.4	ATERROS EXPERIMENTAIS E DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS... 107
5.4.1	Considerações gerais 107
5.4.2	Trabalhos referentes às manchas de empréstimo..... 109
5.4.2.1	Prospecção das manchas de empréstimo..... 109
5.4.2.2	Definição da exploração da mancha..... 109
5.4.3	Construção e caracterização do aterro experimental 110
5.5	ESTABELECIMENTO DAS FÓRMULAS CORRECTIVAS PARA O CONTROLO DA COMPACTAÇÃO 111
5.5.1	Considerações Gerais 111
5.5.2	Técnicas de ensaio usadas 111
5.5.3	Ensaio de referência 112

	Pág.
5.5.4	Ensaio de compactação por vibração 112
5.5.5	Ensaio de apiloamento realizado no Compactador Toni-tecnik 121
5.6	ANÁLISE DOS RESULTADOS..... 128
5.7	CONCLUSÕES..... 146
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS E PROSPECTIVAS FUTURAS..... 149
BIBLIOGRAFIA.....	151
ANEXOS-	
ANEXO 1	A1.1
ANEXO 2	A2.1
ANEXO 3	A3.1
ANEXO 4	A4.1

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Fig. 2.1 – Curvas granulométricas típicas de A) solos, B) misturas de solo-enrocamento e C) enrocamentos e respectivas estruturas dos materiais (Maranha das Neves, 1993)	7
Fig. 2.2 – Partícula de argila ampliada.....	9
Fig. 2.3 – Sobreposição dos campos de potenciais atractivos e repulsivos (Melo e Ferreira, 1987).	10
Fig. 2.4 – Curva de compactação de um solo coesivo.	12
Fig. 2.5 – Efeito das forças de capilaridade (Monahan, 1986).....	13
Fig. 2.6 – Efeito do excesso de água no solo: no laboratório e no campo. ...	14
Fig. 2.7 – Curvas de compactação de alguns tipos de solos.....	15
Fig. 2.8 – Família de curvas de compactação de um solo com diferentes graus de energia.	16
Fig. 2.9 – Curvas de Compactação (Alonso, 2004)	17
Fig. 2.10 – Propriedades de uma argila compactada (Monahan, 1986).	18
Fig. 2.11 – Critérios de compactação propostos: a) solos de plasticidade média e baixa ou solos sujeitos a tensões de confinamento elevadas e b) solos de plasticidade alta ou solos sujeitos a tensões de confinamento médias a baixas (Alonso, 2004).	21
Fig. 2.12 – Curva de compactação típica de um solo granular (Melo e Ferreira, 1987). 22	
Fig. 2.13 – Compressibilidade de uma areia em função de quatro índices de vazios iniciais diferentes (Lee e Seed, 1967).....	23
Fig. 2.14 – Relação tensão, deformação e variação de volume para areia densa (Lee e Seed, 1967).....	24
Fig. 2.15 – Relação tensão, deformação e variação de volume para areia solta (Lee e Seed, 1967).	25
Fig. 2.16 – Representação em 3D da variação dos assentamentos verificados com a molhagem, em função do índice de vazios e da tensão aplicada (Trenter, 2001).....	32
Fig. 2.17 – Peso volúmico versus teor em água para enrocamentos de granulometrias uniformes e não uniformes (Trenter, 2001).....	36

	Pág.
Fig. 3.1 – Cilindro compactador movido a tracção animal (http://www.lebrero.com/pdf/comp-vibratoria.pdf).	43
Fig. 3.2 – Cilindro compactador movido a vapor (http://www.bussolanet.com.br/turismo/regpocosdecaldas/PocosdeCaldas/fotos.asp).	44
Fig. 3.3 – Escavadora de rastos (http://www.netmaquinas.com/noticia_detalhe?id=59).	46
Fig. 3.4 – Escavadora de rodas de pneus (http://www.netmaquinas.com/noticia_detalhe?id=85).	46
Fig. 3.5 – Camião (visita técnica à Barragem de Odelouca).....	46
Fig. 3.6 – Tractor de rodas de pneus	47
Fig. 3.7 – Tractor fora-de-estrada	47
Fig. 3.8 – Tractor de esteiras (http://www.ratao.com.br/tratores.htm).....	47
Fig. 3.9 – Escarificador.	47
Fig. 3.10 – “Scraper”	48
Fig. 3.11 – “Buldozer” (http://en.bau-portal.com/verkauf/_196_100003159.php?SID=95306f119a80265ff768c8f2cb6796bc)	48
Fig. 3.12 – “Dumper”. a) “Dumper” articulada. B) “Dumper” rígida (http://www.netmaquinas.com).....	48
Fig. 3.13 – Moto niveladora.....	49
Fig. 3.14 – Camião tanque com barra espalhadora funcionando sobre pressão	50
Fig. 3.15 – Grades de disco	50
Fig. 3.16 – Máquina do tipo “pulvimixer”	51
Fig. 3.17 – Cilindro de rasto liso (visita técnica à Barragem de Odelouca).	52
Fig. 3.18 – Cilindro de pneus	52
Fig. 3.19 – Cilindro de pés de carneiro (visita técnica à Barragem de Odelouca).	53
Fig. 3.20 – Placa vibratória (http://www.lebrero.com/es/productos/html/planchas_reversibles.html)	55
Fig. 3.21 – Adaptação da direcção de vibração de um cilindro VARIO e respectivos efeitos de compactação (Briaud e Seo, 2003).....	58
Fig. 3.22 – VARIOCONTROL (brochura da BOMAG).	58
Fig. 3.23 – Variação da amplitude e da frequência para otimizar a compactação (Briaud e Seo, 2003).....	59
Fig. 3.24 – Parâmetros de controlo na compactação automática (AMMANN, 2003).....	59

	Pág.
Fig. 4.1 – Gamadensímetro.	66
Fig. 4.2 – Curva típica de calibração do “speedy”. (retirado de ASTM D4944-89).....	68
Fig. 4.3 – Equipamento para realização de ensaios microondas (retirado de Gilbert, 1991).	69
Fig. 4.4– Controle de compactação. Método da família de curvas (adaptado de Melo e Ferreira, 1987).	71
Fig. 4.5 – Método de Hilf (retirado de Melo e Ferreira, 1987).	72
Fig. 4.6 – Relação entre n e as velocidades de propagação das ondas P, S e Rayleigh num semi-espaço elástico (Esteves et al., 1982).	77
Fig. 4.7 – Propagação de ondas sísmicas num meio de duas camadas (baseado em Mineiro, 1981).	77
Fig. 4.8 – Propagação de ondas sísmicas num meio de duas camadas (baseado em Mineiro, 1981).	78
Fig. 4.9 – Refracção de uma onda com incidência crítica num meio de duas camadas (baseado em Mineiro, 1981).....	79
Fig. 4.10 – Dromocrónica obtida num meio de duas camadas (baseado em Mineiro, 1981).	80
Fig. 4.11 – Ensaio SASW “in situ”: preparação experimental e respectivo espectro obtido para uma fonte de energia (Stokoe et al., 1999)..	82
Fig. 4.12 – Diagrama em função de (Ferreira e Nunes, 1997)	84
Fig. 4.13 – Soil Stiffness Gauge (http://www.tfhr.gov/pubrds/marapr98/soil.htm)	86
Fig. 4.14 – MCSC - Portancemètre (http://www.geocontrole.pt).....	87
Fig. 4.15 – Deflectómetro de Impacto Portátil.....	89
Fig. 4.16 – Dynaplaque 2 (http://www.lcpc.fr/en/produits/ materiels_mlpc/fiche.dml?id=105&type=abcdaire).	90
Fig. 4.17 – “Clegg Impact Soil Tester”	90
Fig. 4.18 – Correlação entre CBR e CIV (http://www.clegg.com.au/information%20list12.htm)	91
Fig. 4.19 – Parâmetro IV para materiais que não apresentam valor de pico (ASTM D 5874).	93
Fig. 4.20 – Parâmetro IV para materiais que apresentam um valor de pico pronunciado (retirado de ASTM D-5874).	93
Fig. 4.21 – Coeficiente de correcção do peso volúmico seco máximo em função da fracção grosseira e em relação ao ensaio de compactação leve (retirado de JAE/LNEC, 1994)	97

	Pág.
Fig. 4.22 – Especificações para o controlo de compactação de um aterro constituído por misturas de solo-enrocamento por forma a atingir determinada deformabilidade (retirado de JAE/LNEC, 1994). rodar.....	98
Fig. 4.23 – Representação esquemática dos sistemas de aplicação de cargas e de leitura dos deslocamentos do ensaio de carga com placa (JAE/LNEC, 1994).....	98
Fig. 4.24 – Esquema de montagem para aplicação de carga com recurso a macaco: a) reacção por peso próprio, b) reacção com recurso a equipamentos pesados (Melo, 1982).....	99
Fig. 5.1 – Perfil Tipo da Barragem	106
Fig. 5.2 - Fusos granulométricos dos materiais da barragem de Odelouca..	108
Fig. 5.3 – Curvas granulométricas dos 3 lotes de materiais analisados.	113
Fig. 5.4 – Molde colapsível com os dois aros aplicados.....	113
Fig. 5.5 – Molde e compactador mecânico.	113
Fig. 5.6 – Eficiência da compactação ao longo do tempo (Veiga Pinto, 1983).	114
Fig. 5.7– Camada de base do molde.....	115
Fig. 5.8 – Curvas de compactação obtidas através dos ensaios de vibração - Lote 1	116
Fig. 5.9 – Curvas de compactação obtidas através dos ensaios de vibração - Lote 4	118
Fig. 5.10 – Curvas de compactação obtidas através dos ensaios de vibração – Lote 5.....	121
Fig. 5.11 – Provette com 40% de finos e 60% de grosso. Teor em água de 9%.....	121
Fig. 5.12 – Compactador Toni-tecnik.....	122
Fig. 5.13 – Moldes utilizados no compactador Toni-tecnik.....	123
Fig. 5.14 – Pilões de compactação.....	123
Fig. 5.15 – Extractor de provetes de macaco	124
Fig. 5.16 – Balança electrónica.....	124
Fig. 5.17 - Esquartelador.....	124
Fig. 5.18 – Curvas de compactação obtidas em função do teor em água da mistura e da fracção fina.....	126
Fig. 5.19 – Peso volúmico seco da amostra integral em função da percentagem de grossos para o ensaio de Proctor 1 do Lote 1.....	130

	Pág.
Fig. 5.20 – Peso volúmico seco da amostra integral em função da percentagem de grossos para o ensaio de Proctor 1 do Lote 4.	130
Fig. 5.21 – Peso volúmico seco da amostra integral em função da percentagem de grossos para os ensaios de Proctor 2 e 3 do Lote 4.....	130
Fig. 5.22 – Razão entre os pesos volúmicos secos da amostra integral e do ensaio de Proctor para todos os ensaios realizados	131
Fig. 5.23 – Representação conjunta das equações correctivas e dos resultados dos ensaios de vibração do Lote 1.	132
Fig. 5.24 – Representação conjunta as equações correctivas e dos resultados dos ensaios de vibração e de apiloamento dos Lotes 4 e 5.	132
Fig. 5.25 – Ensaio de vibração. Correlação 1 para determinação do peso volúmico seco máximo.	135
Fig. 5.26 – Ensaio de vibração. Correlação 2 para a determinação do peso volúmico seco máximo.	136
Fig. 5.27 – Ensaio de vibração. Correlação 1 do teor em água.	137
Fig. 5.28 – Ensaio de vibração. Correlação 2 do teor em água.	137
Fig. 5.29 - Ensaio de apiloamento. Correlação 1 do peso volúmico seco máximo.	139
Fig. 5.30 – Ensaio de apiloamento. Correlação 2 do peso volúmico seco máximo.	139
Fig. 5.31 – Comparação das expressões de Donaghe e Torrey (1994), (5.12) e (5.18)	139
Fig. 5.32 – Ensaio de apiloamento. Correlação 1 do teor em água óptimo. ...	140
Fig. 5.33 – Ensaio de apiloamento. Correlação 2 do teor em água óptimo. ...	141
Fig. 5.34 – Comparação das expressões de Donaghe e Torrey (1994), (5.14) e (5.20)	141
Fig. 5.35 – Ensaio de vibração. Correlações do teor em água óptimo. Nova metodologia.....	143
Fig. 5.36 - Ensaio de compactação em molde grande. Correlações do teor em água. Nova metodologia.	143
Fig. 5.37 – Equações do teor em água em função da percentagem de grossos deduzidas a partir dos resultados dos ensaios de vibração, apiloamento e conjuntos	144
Fig. 5.38 – Resultados do ensaio de Proctor e dos seus valores corrigidos em relação à amostra integral por aplicação de cada um dos métodos	145
Fig. 5.39 – Ampliação da Fig. 5.38	145

	Pág.
Fig. 5.40 – Desvios do teor em água vs grau de compactação.....	147

ÍNDICE DE QUADROS

	Pág.
Quadro 2.1 – Relação limite de colapso potencial (Veiga Pinto e Prates, 1997).....	27
Quadro 2.2 – Factores que influenciam o comportamento reológico dos materiais de enrocamento (Veiga Pinto, 1983).....	28
Quadro 2.3 – Classificação de enrocamentos de rochas grauvacóides (Veiga Pinto e Prates, 1997).....	33
Quadro 2.4 – Classificação de enrocamentos de rochas carbonatadas (Veiga Pinto e Prates, 1997).....	34
Quadro 2.5 – Classificação de enrocamentos de rochas graníticas (Veiga Pinto e Prates, 1997).....	34
Quadro 4.1 – Tipos de ensaio Proctor.....	64
Quadro 4.2 – Velocidades de ondas elásticas de alguns materiais (Esteves et al., 1982).....	76
Quadro 4.3 – Equações de correcção dos resultados do material integral (adaptado de Houston e Walsh, 1993).....	96
Quadro 5.1 - Caracterização granulométrica - Materiais dos maciços estabilizadores de montante (zona interior) e jusante.....	107
Quadro 5.2 – Profundidades a atingir nos ensaios de garrafa de areia e gamadensímetro conforme referido por LNEC (2003).....	110
Quadro 5.3 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compactação tipo Proctor.....	112
Quadro 5.4 – Características do pilão vibrador (Odubanjo, 1968, referido por Veiga Pinto, 1983).....	114
Quadro 5.5 – Ensaios de compactação por vibração realizados por lote.....	115
Quadro 5.6 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compactação por vibração.....	120
Quadro 5.7 – Características dos moldes usados nos ensaios de compactação.....	122
Quadro 5.8 – Especificações de compactação no molde gigante.....	124
Quadro 5.9 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compactação tipo Proctor efectuados no compactador Toni-tecnik.....	126

	Pág.
Quadro 5.10 – Comparação dos teores em água da mistura com os das duas fracções.....	127
Quadro 5.11 – Resumo dos resultados obtidos com os ensaios	131
Quadro 5.12 – Ensaio de vibração. Cálculo de IC.	134
Quadro 5.13 – Ensaio de vibração. Cálculo de Fopt.....	136
Quadro 5.14 – Ensaio de apiloamento. Cálculo de IC.	138
Quadro 5.15 – Ensaio de apiloamento. Cálculo de Fopt.....	140
Quadro 5.16 – Cálculo do teor em água dos finos.....	142
Quadro 5.17 – Fórmulas correctivas utilizadas na análise dos ensaios dos aterros experimentais da Barragem de Odelouca.	144
Quadro 5.18 – Valores máximo, mínimo, médio e desvio padrão do desvio do teor em água e do grau de compactação	147

SIMBOLOGIA

Alfabeto latino. Minúsculas

Símbolo	Definição
a_{v1}	- Aceleração vertical da massa vibrante
a_{v2}	- Componente vertical da aceleração (residual)
d	- Distância entre geofones
d	- Deslocamento da placa
e	- Índice de vazios
e_{\max}	- Índice de vazios do solo no seu estado mais solto
e_{\min}	- Índice de vazios do solo no seu estado mais denso
f	- Frequência
h	- Altura de queda do pilão em ensaios de compactação
h_c	- Espessura da camada
h_i	- Espessura do estrato i
k	- Rigidez obtida nos ensaios com MCSC
k	- Rigidez média
me	- Momento produzido pela massa excêntrica
n	- Porosidade do material
n	- Número de camadas
n_s	- Número de partículas por unidade de área
\bar{p}	- Valor médio da resultante das tensões efectivas

SIMBOLOGIA

p	- Pressão aplicada à placa
r	- Raio da placa
t_d	- Tempo de percurso da onda directa
w	- Teor em água
w_{opt}	- Teor em água óptimo
w_C	- Teor em água da fracção grossa
w_F	- Teor em água da fracção fina
w_{opt}^T	- Teor em água óptimo do material integral
w_{opt}^F	- Teor em água óptimo obtido num ensaio Proctor do material passado no peneiro 3/4"
w_{opt}^T	- Teor em água óptimo obtido num ensaio de compactação do material integral
$w_{>3/4}$	- Teor em água da fracção grossa (material retido no peneiro de 3/4");
$w_{<3/4}$	- Teor em água da fracção fina (material passado no peneiro de 3/4");
w_T	- Teor em água do material integral
x	- Distância do ponto de perturbação ao geofone

Alfabeto latino. Maiúsculas

Símbolo	Definição
---------	-----------

ALT	- Índice de alterabilidade (NF P 94-067)
C	- Eficiência de compactação
CBR	- California bearing ratio

SIMBOLOGIA

CIV	- Clegg impact value
D	- Compactação relativa
\bar{D}	- Dimensão média das partículas
D_{max}	- Dimensão máxima dos blocos
E	- Energia de compactação, por unidade de volume
E	- Módulo de Young ou de elasticidade longitudinal
E_d	- Módulo dinâmico obtido com Dynaplaque
E_{V2}	- Módulo de deformabilidade obtido nos ensaios de carga estática com placa de 0,60 m
F	- Força aplicada
F	- Força transmitida ao solo
F_c	- Componente vertical da força centrífuga produzida pela massa
F_F	- Grau de compactação da fracção fina
FR	- Índice de fragmentabilidade (NF P 94-066)
F_{opt}	- Factor correctivo do teor em água óptimo
G	- Módulo de distorção.
G	- Densidade das partículas sólidas
G_M	- Densidade das partículas constituintes da fracção retida no peneiro n.º4
I_c	- Coeficiente de interferência na densidade
I_d	- Índice de compacidade

SIMBOLOGIA

Id_7	- Parâmetro do ensaio de desgaste (SDT)
IV	- Impact value
LA	- Percentagem de desgaste na máquina de Los Angeles (Gran. E)
$M_0 a_{v1}$	- Força de inércia da massa vibrante
M_1	- Massa do recipiente e do solo húmido em ensaios de microondas
$M_1 g$	- Peso total do conjunto
$(M_1 - M_0) a_{v2}$	- Força de inércia do chassis
M_2	- Massa do recipiente e do solo seco em ensaios de microondas
M_c	- Massa do recipiente em ensaios de microondas
M_m	- Teor em água em ensaios gamadensímetros
M_s	- Partículas sólidas em ensaios de microondas
M_w	- Massa da água em ensaios de microondas
N	- Número de pancadas do pilão em ensaios de compactação
N_c	- Número médio de contactos por grão
\bar{P}	- Força de contacto média entre partículas
\bar{P}_a	- Fracturação das partículas
$P_a 50$	- Resistência ao esmagamento para D=50 mm
P_c	- Percentagem ponderal da fracção grossa
P_G	- Percentagem ponderal da fracção grossa (retida no peneiro n.º 4 da série ASTM)

SIMBOLOGIA

PLS	- Parâmetro do ensaio de carga pontual
R	- Raio exterior do anel de carga
R	- Raio da placa
S	- Área da placa
S_r	- Grau de saturação
V	- Volume total de uma amostra de solo
V_G	- Volume de ar
V_S	- Volume de partículas sólidas
V_V	- Volume de vazios
V_W	- Volume de água
W	- Peso do pilão
W	- Peso total duma amostra de solo
W_S	- Peso das partículas sólidas de solo
W_W	- Peso da água numa amostra de solo

Alfabeto grego

Símbolo	Definição
---------	-----------

γ	- Peso volúmico
γ_d	- Peso volúmico seco
γ_d^{\max}	- Peso volúmico seco máximo
$\gamma_{d \min}$	- Peso volúmico seco do solo no seu estado mais solto
$\gamma_{d \max}$	- Peso volúmico seco do solo no estado mais denso

SIMBOLOGIA

$\gamma_{d\ máx}^T$	- Peso volúmico seco máximo do material integral
$\gamma_{d\ máx}^F$	- Peso volúmico seco máximo da fracção fina
γ_d^C	- Peso volúmico seco da fracção grossa
$(\gamma_d^{opt})_{PN}$	- Peso volúmico seco óptimo obtido no ensaio Proctor Normal
$(\gamma_d^{opt})_{PM}$	- Peso volúmico seco óptimo obtido no ensaio Proctor Modificado
γ_{dg}	- Peso volúmico seco das partículas grossas
γ_F	- Peso volúmico seco da fracção fina
γ_s	- Peso volúmico das partículas sólidas
γ_w	- Peso volúmico da água
δ	- Assentamento da placa
δ	- Deflexão da superfície
η	- Porosidade
η	- Coeficiente de correcção
θ_1	- Ângulo de incidência do raio sísmico
θ_2	- Ângulo de refacção do raio sísmico
θ_c	- Ângulo crítico
λ	- Comprimento de onda
ν	- Coeficiente de Poisson
v_i	- Velocidade de propagação do meio i
v_P	- Velocidade de propagação da onda de dilatação longitudinal ou onda P

SIMBOLOGIA

v_s	- Velocidade de propagação das ondas de corte, transversais ou ondas S e G
ρ	- Massa volúmica
ρ	- Peso volúmico total do solo nos ensaios gamadensímetros
ρ_d	- Peso volúmico seco do solo nos ensaios gamadensímetros
σ_c	- Resistência à compressão uniaxial
σ_c^{sat}	- Resistência à compressão uniaxial no estado saturado
σ_c^{seco}	- Resistência à compressão uniaxial no estado seco
φ	- Ângulo entre o vector da força centrífuga e a vertical
ϕ	- Diferença de fase
ω	- Frequência angular

1 INTRODUÇÃO

As obras de aterro são construções conhecidas e executadas pela humanidade desde tempos ancestrais. A matéria prima usada neste tipo de obras é essencialmente a existente na crosta terrestre – os solos e/ou as rochas.

Os solos são materiais que possuem vazios ocupados por ar ou água, de características variáveis ao longo do tempo, sendo muitas vezes necessário proceder a um melhoramento das suas propriedades.

Existem muitas técnicas de melhoramento das propriedades dos solos, como por exemplo a densificação e outros processos (que saem fora do âmbito do presente trabalho) como a injeção, a inclusão e a substituição.

O processo de densificação de uma camada de solo pode surgir naturalmente através do peso próprio dos materiais e da actuação de agentes atmosféricos, que através de ciclos de secagem, da filtragem das águas das chuvas, entre outros, acabam por obrigar, ao longo do tempo, a camada a assentar, conferindo-lhe assim melhores características de resistência e de permeabilidade. Porém, este processo é lento, podendo demorar anos, séculos ou mesmo milénios, até alcançar o grau de sobreconsolidação necessário para determinada construção, surgindo, assim, a necessidade de se obter um processo mais rápido.

A engenharia passou então a interessar-se por processos artificiais que acelerassem o fenómeno de consolidação natural do solo, por forma a conseguir construir obras que suportassem adequadamente as cargas a que iriam ser submetidas ao longo da sua vida útil.

Surgiram assim, vários métodos de densificação, sendo a compactação um dos mais económicos e utilizados na construção de barragens e de aterros de estradas, técnica essa que, quando bem executada, permite aumentar a resistência, diminuir a deformabilidade e a permeabilidade dum solo, uma vez que consiste, muito simplificada, num processo que visa a diminuição do volume de vazios.

As barragens de aterro têm vindo a incorporar vários tipos de solos, materiais de granulometria muito diversa, que incluem desde as argilas, para a materialização dos órgãos de estanqueidade do corpo da barragem, as areias e as britas, na execução de

camadas de transição, de filtros e de drenos, e os enrocamentos, na constituição de maciços estabilizadores, de drenos e de camadas de protecção dos paramentos.

O comportamento das zonas das barragens anteriormente referidas é tipicamente definido pelo tipo de material mais abundante (a matriz) que determina à partida as suas características mecânicas, hidráulicas e de deformabilidade.

Nos últimos vinte anos a construção deste tipo de obras sofreu grande evolução no nosso país, passando as questões ambientais e económicas a assumir uma maior importância na sociedade portuguesa, o que resultou no aproveitamento de materiais que até então não seriam utilizados, como é o caso dos produtos resultantes das escavações e alguns dos materiais existentes na zona da futura albufeira. Tudo por forma a diminuir os custos de transporte e o impacto ambiental criado pela utilização de uma mancha de empréstimo fora da zona a ser inundada.

Assim, passaram-se a utilizar, na constituição dos maciços estabilizadores, misturas solo-enrocamento, as quais colocam novos desafios relativamente às técnicas de compactação e do respectivo controlo, bem como à relação dos parâmetros de compactação com as características dos materiais resultantes, uma vez que estas são muito variáveis com a percentagem relativa das fracções presentes.

Em face do contexto apresentado, a investigação de mestrado subjacente ao presente trabalho teve como objectivo a realização de um estudo aprofundado sobre a compactação de aterros de barragens, designadamente, realçando-se aspectos relativos (i) a técnicas e equipamentos de compactação, (ii) a ensaios de laboratório de referência, (iii) ao estabelecimento de expressões de extrapolação das propriedades obtidas com granulometrias truncadas, determinadas em laboratório, para as propriedades de granulometrias integrais, presentes na obra e (iv) a metodologias de controlo da compactação.

Assim, para além deste capítulo introdutório, o trabalho foi organizado em mais cinco capítulos. No Capítulo 2 apresenta-se uma síntese dos conhecimentos actuais sobre a compactação de três tipos de materiais: os solos, os enrocamentos e as misturas de solo-enrocamento.

No Capítulo 3 apresentam-se as técnicas e os equipamentos mais recentes utilizados na compactação, fazendo-se particular referência aos novos equipamentos que

permitem efectuar, em simultâneo, a compactação e o respectivo controle (“Compactação Inteligente”).

Uma actividade fundamental na construção de aterros é o controlo de qualidade dos materiais colocados para a determinação das suas propriedades mecânicas, de permeabilidade e deformabilidade. Assim, no Capítulo 4, apresentam-se os métodos tradicionais utilizados no controlo da compactação e incluem-se ainda novos métodos de verificação do controlo da compactação, baseados, não nas propriedades físicas (grau de compactação e desvio do teor em água), mas no desempenho, isto é, com base na deformabilidade avaliada em ensaios de impacto e de propagação de ondas de superfície.

No Capítulo 5 apresenta-se o estudo dos aterros da barragem de Odelouca, em fase de construção no Algarve. Tratando-se de uma barragem de grandes dimensões, de perfil zonado, com núcleo impermeável, constituído por solos residuais de xisto e coluviões, e maciços estabilizadores de materiais mais grosseiros, constituídos por materiais xistosos e grauvacoides, representa, pela sua importância, o objecto ideal para a investigação detalhada dos aspectos principais do controlo da compactação. Neste capítulo apresenta-se um conjunto de resultados de ensaios de compactação com granulometrias integrais dos maciços estabilizadores, realizados por vibração e por apiloamento, e deduzem-se expressões correctivas a aplicar aos resultados dos ensaios de Proctor com granulometrias truncadas para ter em conta as granulometrias integrais. Estas expressões são então aplicadas aos aterros experimentais dos materiais dos maciços estabilizadores da barragem de Odelouca.

Por último, no Capítulo 6 apresentam-se as conclusões gerais do trabalho e são sugeridas linhas orientadoras da investigação subsequente no domínio em estudo.

2 COMPACTAÇÃO DE ATERROS

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A compactação é o processo mecânico pelo qual se adensa determinada massa de material através da redução do volume, com conseqüente diminuição do índice de vazios, por forma a aumentar a capacidade resistente do material. Esse material pode ser solo, enrocamento ou uma mistura de solo-enrocamento, sendo que as técnicas de compactação de solos são significativamente mais antigas que as relativas aos outros materiais.

Existem vários processos mecânicos que permitem diminuir o volume. Alguns exemplos são a compactação, a consolidação e a retração.

A consolidação difere da compactação pelo facto da diminuição do volume resultar da expulsão de água do solo, ou seja, na consolidação o aumento da capacidade do solo é conseguido com apreciável diminuição do teor em água, ao passo que na compactação esse teor é praticamente constante. Assim, um dado processo será essencialmente de compactação ou de consolidação conforme a redução de vazios se dá, respectivamente, por redução da fase gasosa ou líquida do solo.

No caso da redução do volume resultar da perda de água do solo por efeito de secagem, o processo denomina-se de retração.

A aplicação do processo de compactação conduz, na maioria dos materiais, a um aumento da densidade e da capacidade de suportar cargas e a uma diminuição da compressibilidade e da permeabilidade, uma vez que o solo passa para um estado mais denso (por diminuição do índice de vazios e conseqüente aumento do peso volúmico seco) o que dificulta a passagem de água.

A necessidade de compactar surge, assim, da necessidade de se conseguir diminuir os assentamentos, bem como de tornar o material menos permeável à passagem de água, facto este importantíssimo na medida em que este processo vai dificultar o arraste das partículas mais finas contribuindo, assim, para afastar o cenário de colapso da obra. Outro dos motivos prende-se com a capacidade de carga aumentar quando o solo é compactado.

Os antepassados usavam rolos de pedras e animais, principalmente carneiros para efectuarem as suas obras, contudo o uso dessas técnicas rudimentares sem qualquer tipo de controlo conduziu a numerosos acidentes que obrigaram os técnicos a debruçarem-se sobre esse assunto e a criarem novas formas de compactar o material e controlar essas mesmas operações.

Estes problemas tornaram-se mais visíveis na construção de barragens de terra, uma vez que nessa altura o traçado das estradas aproximavam-se mais do terreno natural, o que fazia com que existissem aterros de pequena dimensão. Acresce que as estradas eram construídas em calçada, o que as tornava bastante toleráveis a assentamentos diferenciais, e o tráfego era muito leve e lento.

Com relação aos caminhos de ferro, os problemas dos assentamentos de aterros eram resolvidos à custa da colocação de balastro por baixo dos carris e, quando o factor tempo não era tão importante, deixava-se assentar o aterro sob o efeito do peso próprio antes de ser aplicado o balastro.

Porém, a partir da Segunda Guerra Mundial houve um aumento significativo do tráfego e do peso dos veículos, o que provocou a ruína das estradas existentes. O aumento da velocidade dos veículos também obrigou a que as estradas não pudessem ser tão próximas do terreno passando a haver grandes alturas de aterro e de escavação.

No item 2.2 apresenta-se a classificação de materiais de aterro e propriedades-índice e nos itens 2.3 a 2.5 apresenta-se a compactação dos diferentes tipos de materiais utilizados em terraplenagens tais como: solos, enrocamentos e misturas de solo-enrocamento.

2.2 CLASSIFICAÇÃO DE MATERIAIS DE ATERRO E PROPRIEDADES-ÍNDICE

Um primeiro passo no projecto de uma obra de aterro é identificar e caracterizar os materiais que irão resultar das escavações previstas ou da exploração de áreas de empréstimo, de forma a poderem ser utilizados nos aterros nas melhores condições técnico-económicas.

Torna-se, assim, essencial classificar, reconhecer e agrupar os materiais existentes relativamente às suas principais características e propriedades.

Normalmente é utilizada a classificação baseada na granulometria. Desta classificação resultam três grupos de materiais de aterro diferentes: o solo, o enrocamento e a mistura solo-enrocamento (MSE).

Em termos granulométricos, é comum considerar que um solo é um material constituído por partículas cuja fracção retida no peneiro 3/4", da série ASTM, é inferior a 30%.

Consideram-se que os materiais são enrocamento quando constituídos por uma granulometria contínua e de preferência extensa, em que a fracção inferior ao peneiro n.º 200, da série ASTM, não ultrapassa os 12%.

Veiga Pinto e Prates (1997) referem que as escavações efectuadas, actualmente, com recurso a potentes meios mecanizados, em zonas de formações rochosas mais ou menos alteradas, originaram o aparecimento de materiais de aterro que não se enquadram em nenhuma das especificações anteriores. De facto, em geral, tanto o material retido no peneiro 3/4", da série ASTM, é superior a 30%, como o material inferior à dimensão do peneiro n.º 200, da mesma série, é superior a 12%. Classificaram, então, este material como sendo mistura solo-enrocamento.

Na Fig. 2.1 encontram-se representados os fusos granulométricos típicos dos três materiais referidos.

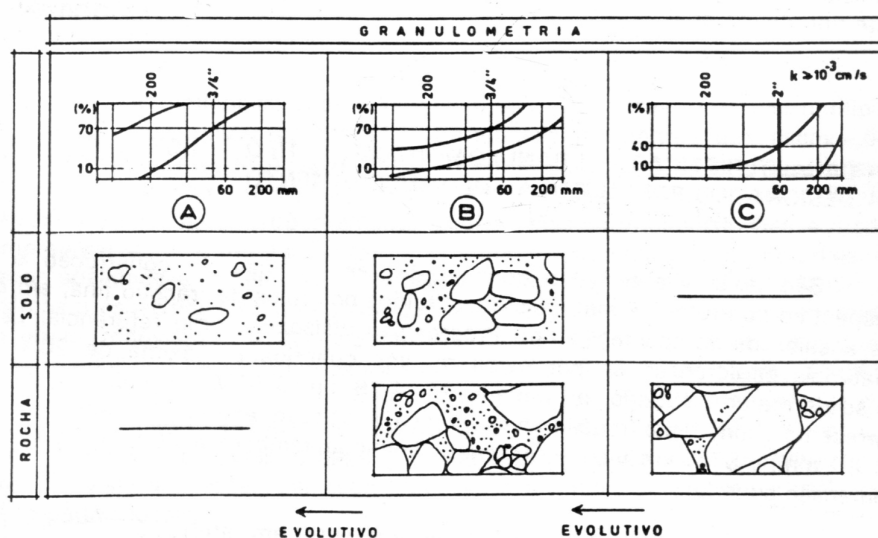


Fig. 2.1 – Curvas granulométricas típicas de A) solos, B) misturas de solo-enrocamento e C) enrocamentos e respectivas estruturas dos materiais (Maranha das Neves, 1993)

As normas da JAE (1998) consideram materiais com características de solo-enrocamento os materiais de granulometria contínua que obedecem às seguintes condições granulométricas:

- material retido no peneiro de 19 mm (3/4" ASTM) compreendido entre 30% e 70%;
- material passado no peneiro 0,075 mm (nº 200 ASTM) compreendido entre 12% e 40%;
- a dimensão máxima dos blocos ($D_{máx}$) não deverá ser superior a 2/3 da espessura da camada depois de compactada, nem a 0,40 m.

Recentemente, sobretudo na engenharia rodoviária, deu-se particular atenção às misturas de solo-enrocamento, pelo facto de diversos aterros de estrada construídos com este tipo de materiais terem apresentado um comportamento deficiente, conduzindo, em muitos casos, à aplicação de medidas correctivas.

Efectivamente, existe uma grande dificuldade na caracterização correcta deste tipo de materiais. Por um lado, exibem uma percentagem de materiais de enrocamento, que são avaliados quanto ao seu comportamento tensão-deformação, com apenas um parâmetro – o índice de vazios. Por outro lado, exibem uma percentagem de solo, que é caracterizado por dois parâmetros – o índice de vazios e o teor em água. Quando se passa para a mistura de solo-enrocamento surgem dúvidas, dado que o seu comportamento depende da percentagem relativa dos seus constituintes, aproximando-se de um solo, quando a fracção fina é elevada e os grossos se encontram nela disseminados, ou de um enrocamento, sempre que as partículas mais grossas contactam entre si e os finos ocupam os vazios por elas deixados. É, assim, necessário considerar nestas misturas um parâmetro adicional – a percentagem de grossos (percentagem de material retido no peneiro $\frac{3}{4}$ " da ASTM).

Para além da problemática de se conseguir definir correctamente o comportamento mecânico destes materiais com base em propriedades-índice, persiste neste tipo de materiais uma grande possibilidade do aterro exibir um comportamento bastante heterogéneo.

Entende-se por propriedades-índice algumas características dos solos ou das rochas que permitem a sua classificação e a inferência das suas características mecânicas esperadas. No caso dos solos, é habitual seguir-se a Classificação Unificada dos Solos, que tem por base os limites de Atterberg e a granulometria do material.

Com respeito aos enrocamentos, o estudo efectuado por Veiga Pinto (1983) concluiu que os três parâmetros principais com influência no seu comportamento mecânico são por ordem crescente: a resistência dos fragmentos rochosos, o índice de vazios e o estado de tensão.

Segundo o mesmo autor, o índice de vazios é um parâmetro que tem cada vez menos influência, pois os materiais são actualmente compactados com potentes cilindros vibradores, que permitem obter estados de máxima compacidade. O estado de tensão é dependente da altura do aterro. Assim, em obras devidamente compactadas, o comportamento do material é, sobretudo, condicionado pela resistência dos fragmentos rochosos.

De seguida abordar-se-ão os aspectos mais importantes da compactação dos três tipos de materiais referidos.

2.3 COMPACTAÇÃO DE SOLOS

2.3.1 Compactação de Solos Coesivos

Um solo coesivo é um solo constituído por partículas de reduzida dimensão, em geral, compostas por minerais de argila, onde predominam as chamadas forças de superfície. Estes minerais têm dimensões muito reduzidas e, conforme mostra a visualização ao microscópio

electrónico, apresentam, frequentemente, uma forma laminar ou em placas com enormes superfícies específicas.

A própria composição mineralógica destas partículas (silicatos hidratados de alumínio) favorece o desenvolvimento de reacções químicas com a água e com os sais nela dissolvidos.

Para se perceber o comportamento de tais materiais na presença de um líquido, como a água, há que, em primeiro lugar, entender a constituição iónica das redes cristalinas das partículas que os constituem. Nas redes iónicas destas partículas existem cargas eléctricas não equilibradas distribuídas pela superfície. As cargas negativas localizam-se geralmente nos bordos e as positivas ao longo das faces, conforme ilustrado na Fig. 2.2.

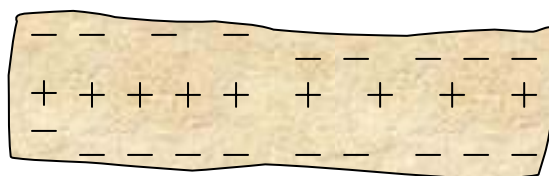


Fig. 2.2 – Partícula de argila ampliada

Devido à presença das cargas negativas nos bordos, as partículas de argila atraem iões positivos de sais dissolvidos na água, como o Na^+ , o K^+ , o Ca^+ , o Al^+ , entre outros. As moléculas de água são bipolares, isto é, os centros das cargas positivos (dois átomos de hidrogénio) e negativos (átomo de oxigénio) não coincidem e as forças de ligação existentes entre os átomos da molécula são fracas (forças de Van der Waals) podendo ser quebradas muito facilmente.

Assim, as partículas de argila ficam rodeadas por iões e moléculas de água orientadas, formando-se como que uma “dupla camada”, que é formada pela carga da superfície e pelas cargas compensadoras da vizinhança.

Segundo Castro (1974), é habitual designar-se por *micela* o conjunto da partícula coloidal e da dupla camada, por *solução micelar* (ou solução “inner”) a solução que contém os iões da dupla camada e por *solução intermicelar* (ou solução “outer”) a solução exterior contendo os iões livres.

Para além destas forças, existem também forças repulsivas, nomeadamente entre cargas eléctricas do mesmo sinal existentes na periferia das partículas vizinhas. As posições das partículas no interior do solo será assim regida pelo equilíbrio entre forças atractivas e repulsivas.

Para teores de água elevados, esse equilíbrio estabelece-se para distâncias entre partículas consideráveis, estando cada uma delas cercada por uma nuvem de iões positivos e de

moléculas de água, resultando um solo de baixa consistência, de elevado índice de vazios e de grande porosidade.

Se, pelo contrário, o solo tiver um teor em água reduzido, a dupla camada atinge menor desenvolvimento, uma vez que nem todas as assimetrias eléctricas das partículas conseguem ser neutralizadas com os iões positivos e com as moléculas de água que estão mais próximos, atraindo também alguns que se encontram na vizinhança das partículas mais próximas. Assim o equilíbrio eléctrico estabelece-se para menores distâncias entre partículas, obtendo-se um solo com menores índices de vazios e porosidade e maior compacidade, com grandes forças interpartículas e, portanto, de elevada consistência.

Existem três grupos principais de minerais de argila: a caulinite, a ilite e a montmorilonite. Dos três grupos o que tem a superfície específica mais elevada é a montmorilonite, o que torna o seu próprio arranjo molecular mais propenso a absorver sais e moléculas de água. Assim é neste tipo de solos, formados por estes minerais que poderão surgir teores em água e índices de vazios mais elevados.

Enquanto num solo granular a arrumação das partículas (logo o índice de vazios) é independente do teor em água, num solo argiloso é o teor em água que determina a disposição das suas partículas, determinando também o seu índice de vazios e a sua consistência. Um solo argiloso pode-se encontrar saturado para uma larga gama de valores do teor em água, uma vez que não existe uma relação unívoca entre o grau de saturação e o teor em água.

Outro facto importante é que o potencial das forças atractivas é proporcional ao quadrado da distância entre partículas e o potencial das forças repulsivas diminui com essa distância seguindo uma lei exponencial, função de diversos parâmetros como a temperatura, a valência iónica, a concentração electrolítica, entre outros.

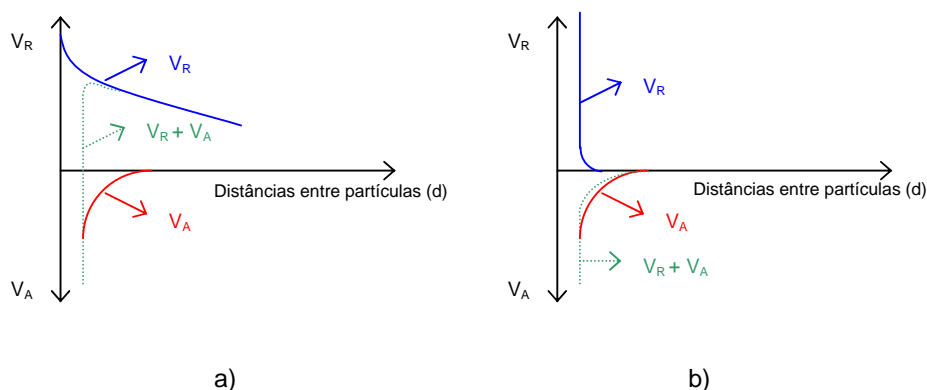


Fig. 2.3 – Sobreposição dos campos de potenciais atractivos e repulsivos (Melo e Ferreira, 1987).

Na Fig. 2.3 a) a curva que representa a soma do potencial atractivo (V_A) com o potencial repulsivo (V_R) tem um máximo que se designa normalmente por “barreira de energia”. Duas

partículas, que sigam este tipo de curva, se estiverem suficientemente afastadas estarão localizadas nos pontos à direita do máximo da curva. Mas, se por qualquer motivo se conseguem aproximar até valores de d inferiores à barreira de energia, o potencial das forças atractivas passa a ser muito elevado e sobrepõe-se ao potencial repulsivo. Criam-se assim ligações fortíssimas entre partículas e de difícil destruição.

No caso representado na Fig. 2.3 b) isso já não sucede, uma vez que a soma dos potenciais não apresenta nenhum máximo (barreira de energia) nem a curva possui nenhum ponto de ordenada positiva. Assim, o simples movimento de partículas provocado pela sua agitação é suficiente para elas se aproximarem, seguindo um modelo semelhante ao descrito no parágrafo anterior no que diz respeito à passagem da barreira de energia. Em partículas com este tipo de comportamento surge a tendência para a floculação.

Conforme se pode concluir do exposto anteriormente, a influência do campo eléctrico no comportamento das partículas de argila é tanto maior quanto menor for a distância entre partículas. De facto se essa distância for grande, os campos eléctricos não causam qualquer interferência. Contudo, se por qualquer motivo essa distância diminuir, a aproximação das partículas ocorrerá segundo processos de atracção e repulsão originados pelas cargas eléctricas em jogo.

A compactação deste tipo de materiais tem, então, como principal objectivo quebrar esse tipo de ligações entre partículas, por forma a obrigar o solo a formar outro tipo de estrutura com um índice de vazios inferior. Deste modo, numa primeira fase, a energia de compactação servirá para quebrar as ligações existentes à priori entre partículas e, numa segunda fase, servirá para se conseguir contrariar as forças repulsivas existentes, obrigando as partículas a aproximarem-se.

Em geral, para solos pouco compactados, a aplicação de técnicas de compactação provoca sempre um aumento nas forças de ligação entre partículas e uma diminuição do índice de vazios e, por conseguinte, um aumento da resistência ao corte. Contudo, existe um limite para o qual o aumento de energia não conduz ao melhoramento das características mecânicas. De facto, para energias elevadas, corre-se o risco de, em vez de tornar possível que mais partículas vençam as barreiras de energia, se provoquem modificações importantes na orientação das partículas, sem surgir um incremento nas suas ligações.

Desta situação poderá resultar o aparecimento de arranjos monotonamente ligados em camadas e com forças de ligação entre partículas muito baixas, podendo formar-se como que estratos ou “escamas” dentro do solo compactado, com uma escassa resistência ao corte entre si.

A influência do teor de água na compactação é percebida através da análise da Fig. 2.4. Conforme se pode constatar, para um determinado valor de energia de compactação por unidade de volume de solo argiloso, o seu peso volúmico seco (γ_d) é uma função que poderá ser representada graficamente através de uma parábola. O formato desta curva dependerá do tipo de solo, da energia transmitida e também do tipo de compactação adoptado.

A curva representa uma parábola equilátera e apresenta um máximo correspondente ao teor em água óptimo (w_{op}), valor esse que conduz ao valor máximo do peso volúmico seco do solo, isto é, a um valor máximo da compacidade do solo. O ramo da curva de compactação para a esquerda do ponto óptimo denomina-se por “lado seco”, ao passo que o lado direito do óptimo se chama “lado húmido”.

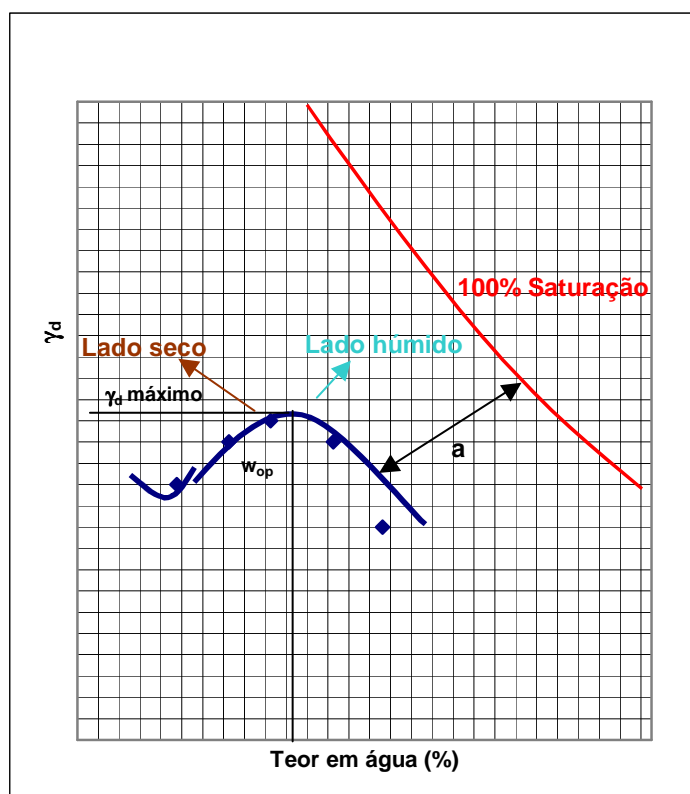


Fig. 2.4– Curva de compactação de um solo coesivo.

A teoria tradicional refere que é comum o ramo das curvas de compactação, correspondente a valores do teor em água superiores ao máximo da curva, tender a assumir posições paralelas à curva teórica dos 100% de saturação, adoptando-se então, como indicação da quantidade de ar contida no solo compactado, a distância a existente entre esse ramo da curva e a curva de 100% de saturação. Porém estudos recentes contrariam tal afirmação, mostrando que se devem adoptar como referência, não a curva teórica dos 100%, mas sim a curva

correspondente a um volume de ar constante nos vazios, que se situa próximo de 5% do volume total (Alonso, 2004).

Monahan (1986) realçou um fenómeno curioso que ocorre quando um solo coesivo é compactado a muito baixos teores em água (ver Fig. 2.4). A curva é decrescente, apresentando um mínimo. Isso ocorre devido às forças de capilaridade existentes, que desenvolvem pequenas tensões resistentes ao equipamento de compactação, conforme se ilustra na Fig. 2.5.

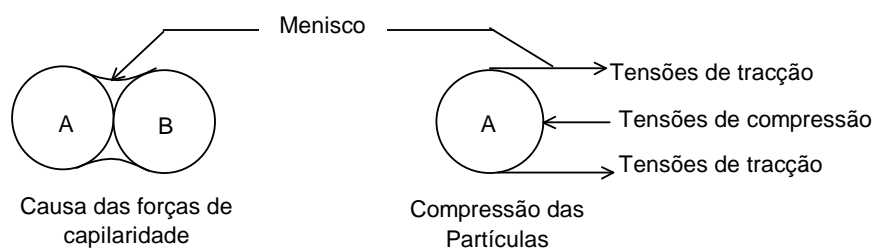


Fig. 2.5 – Efeito das forças de capilaridade (Monahan, 1986).

Porém, com o aumento do teor em água, as forças de capilaridade tendem a diminuir, passando a água a constituir um lubrificante. Este fenómeno facilita a alteração da posição relativa das várias partículas, tornando possível o rearranjo estrutural para posições mais compactas, expulsando-se o ar presente nos vazios. Por outro lado, a diminuição das forças de capilaridade provoca um afastamento entre partículas, uma vez que as forças de ligação se tornam cada vez mais fracas. Assim, o sentido da evolução da curva de compactação irá depender do valor relativo de cada um desses efeitos.

Na parte restante do ramo seco, a curva evolui de uma forma crescente até um valor máximo, a partir do qual o aumento de teor em água não provoca um aumento da capacidade do solo. No ramo húmido a curva de compactação passa a ser decrescente, isto é, a um aumento do teor em água corresponderá uma diminuição do peso volúmico seco.

Resta tentar compreender teoricamente porque os materiais quando sujeitos ao fenómeno de compactação apresentam uma evolução de γ_d em função de w que se pode representar pela curva de compactação. Isto constitui uma tarefa de muito difícil explicação, uma vez que terá que entrar em linha de conta com todos os fenómenos envolvidos na compactação, como sejam os fenómenos físico-químicos, o facto de se tratar de um sistema que envolve a existência de três fases distintas do solo (líquida, gasosa e sólida), a sobreposição dos efeitos devidos aos fenómenos de capilaridade, de pressões osmóticas, de resistência ao corte, de deformabilidade, de permeabilidade, entre outros.

Alguns autores (Gilbert (1959) e Langfelder, Chen e Justice (1968) citados por Melo e Ferreira (1987)) concluíram que em alguns solos argilosos compactados o teor óptimo surge, para determinadas condições de compactação, quando os vazios no solo deixam de ter comunicação entre si, o que justifica o facto de deixar de ser possível aumentar a compacidade do solo. De facto, a energia fornecida é armazenada no solo através da compressão do ar aí existente, que passa assim a ficar dividida em pequenas bolsas isoladas e sem possibilidade de serem libertadas em conjunto. Quando é terminado o processo de compactação a energia armazenada nas pequenas bolsas de ar isoladas é libertada através da expansão da fase gasosa.

Consegue-se agora compreender melhor a definição do processo de compactação, que de uma maneira muito simplificada, segundo Monahan (1986), não é mais que “a expulsão do ar numa determinada massa de solo”.

O mesmo autor apresenta uma explicação sobre o efeito do teor em água no solo ao ser compactado “in situ” ou em laboratório. Quando o solo é compactado de uma maneira eficaz (do lado seco), o ar é expelido do solo através do impacto do martelo “*em quantidades maiores que o volume de água adicionado*”. Contudo, o solo tem como que uma “permeabilidade ao ar” tal que, a partir de determinada quantidade de água adicionada (e por conseguinte menor quantidade de vazios ocupados por ar), a mistura não consegue diminuir de volume sob o impacto do instrumento de compactação (o pilão no laboratório ou o cilindro “in situ”). Este efeito é reproduzido na Fig. 2.6.

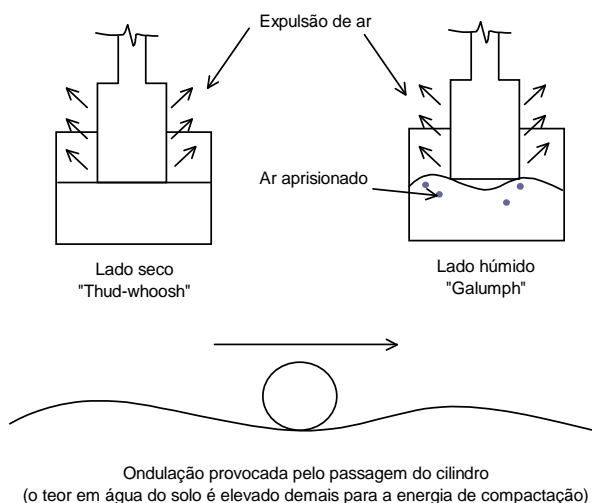


Fig. 2.6 – Efeito do excesso de água no solo: no laboratório e no campo.

O que acontece quando se tenta compactar um solo com um elevado teor em água está representado na mesma figura. Este fenómeno é conhecido como “efeito colchão” e consiste

na deformação elástica sob o cilindro devido à compressibilidade do ar armazenado e sua posterior recuperação provocada pela libertação da energia acumulada.

A forma da curva de compactação depende também do tipo de solo em causa. Na Fig. 2.7 apresentam-se curvas típicas para alguns tipos de solos, de acordo com as notações da Classificação Unificada. Pela análise da figura pode-se concluir, em primeiro lugar, que cada tipo de solo apresenta a sua própria curva de compactação, relacionando o γ_d com o w . Uma segunda conclusão é o facto dos solos mais grossos apresentarem, por norma, um teor em água óptimo mais reduzido, o que permite obter valores mais elevados de peso volúmico seco.

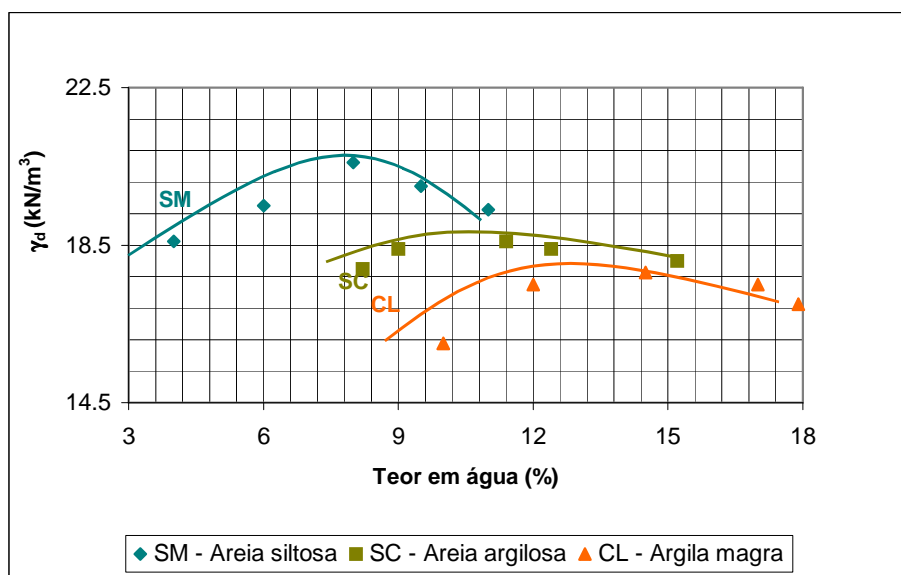


Fig. 2.7 – Curvas de compactação de alguns tipos de solos.

Do exposto anteriormente, facilmente se depreende que os efeitos da compactação dependerão não apenas da quantidade de água existente no solo, mas também da energia transmitida.

Quando um mesmo solo é compactado pelo mesmo método mas com graus de energia diferentes, conforme referido por Sherard *et al.* (1967) e mais recentemente por Trenter (2001), o que sucede é que à medida que a energia aumenta, o peso volúmico seco máximo também aumenta e, conseqüentemente, diminui o teor em água óptimo.

Na Fig. 2.8 representam-se, para um mesmo solo, as curvas de compactação obtidas com o mesmo método de compactação, mas para energias sucessivamente superiores, ou seja, $E_n > \dots > E_b > E_a$.

A teoria tradicional de compactação de solos refere que os pontos máximos das curvas têm um andamento sensivelmente paralelo à curva de saturação de 100%, conforme sugerido na Fig. 2.8. Contudo, um artigo elaborado recentemente por Alonso (2004) revela que os valores óptimos da compactação, tanto em condições do Proctor Normal como do Proctor Modificado, para materiais de compacidade muito variada, correspondem com mais precisão a um volume de ar constante nos vazios que se situa próximo de 5% do volume total conforme se pode observar na Fig. 2.9.

Outro aspecto interessante é que os ramos situados à direita dos respectivos valores óptimos tendem a sobrepor-se. Este facto mostra que existe um limiar do grau de saturação que não é possível ultrapassar, por maior nível de energia que se forneça ao material.

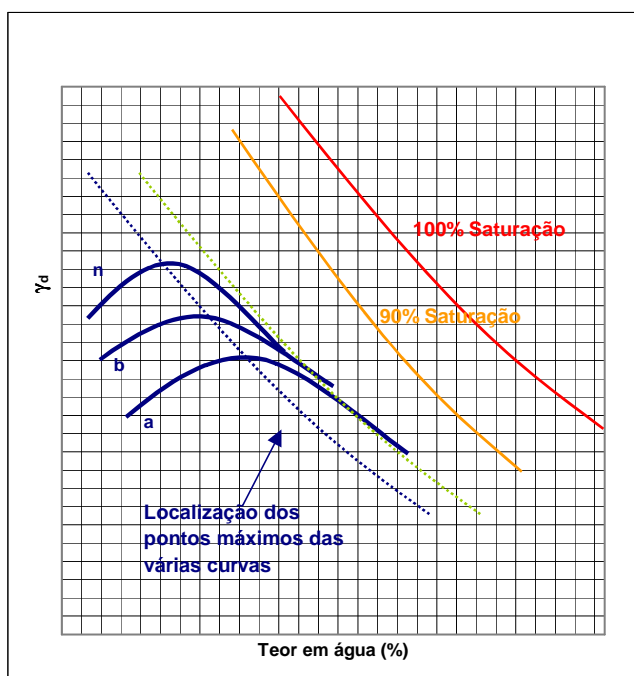


Fig. 2.8 – Família de curvas de compactação de um solo com diferentes graus de energia.

O estudo realizado por Alonso (2004) refere as relações entre o peso volúmico seco máximo obtido pelo ensaio Proctor Normal e o correspondente determinado com base no ensaio de Proctor Modificado dos solos representados na Fig. 2.9, que são as seguintes:

Areias silto-argilosas (SM-SC)	$(\gamma_d^{opt})_{PN} / (\gamma_d^{opt})_{PM} = 0,977$
Argila de baixa plasticidade (CL)	$(\gamma_d^{opt})_{PN} / (\gamma_d^{opt})_{PM} = 0,952$
Argila de alta plasticidade (CH)	$(\gamma_d^{opt})_{PN} / (\gamma_d^{opt})_{PM} = 0,940$

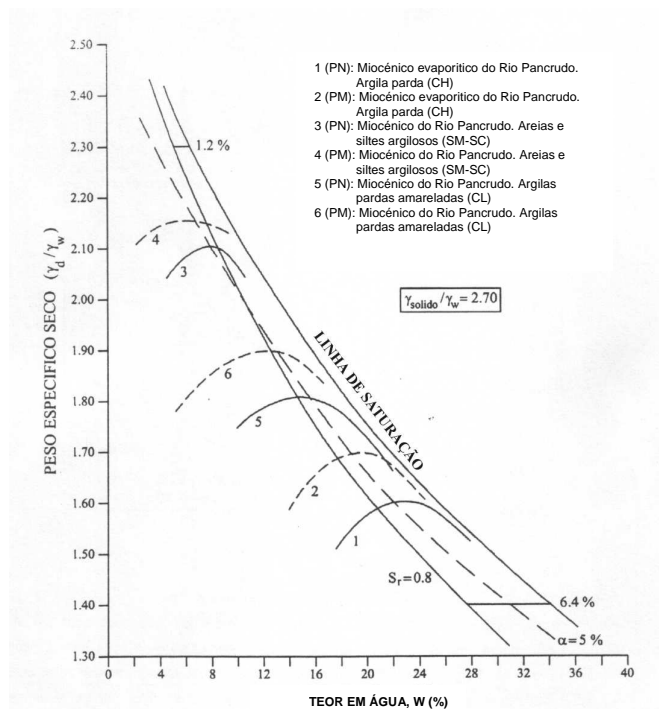


Fig. 2.9 – Curvas de Compactação (Alonso, 2004)

O mesmo autor salienta que estes dados indicam que um projecto cujas especificações permitam atingir pesos volúmicos secos de cerca de 95% do máximo do Proctor Modificado admite que se alcancem pesos volúmicos secos inferiores ao óptimo do Proctor Normal em dois dos solos analisados e representados na figura (as areias silto-argilosas e as argilas de baixa plasticidade) e um peso volúmico seco praticamente igual a $(\gamma_d^{opt})_{PN}$ no caso das argilas de alta plasticidade.

Este exemplo mostra a importância da escolha dos critérios de compactação, em face da resposta do solo a várias energias de compactação e não somente a uma delas. O mesmo autor refere que normalmente os óptimos do Proctor Normal e do Proctor Modificado se encontram muito próximos, conforme mostra a Fig. 2.9.

Ramo seco versus Ramo húmido

Uma vez que a curva de compactação é parabólica, facilmente se percebe que a um mesmo valor de peso volúmico seco poderão corresponder dois teores em água diferentes, um no ramo seco (inferior ao teor em água óptimo) e outro no ramo húmido (superior ao teor em água óptimo). Na Fig. 2.10 representa-se a curva de compactação de uma argila, onde se podem observar dois pontos, S (ramo seco) e H (ramo húmido) intersectados por uma recta horizontal.

À partida poder-se-ia pensar que seria indiferente compactar um solo do lado húmido ou do lado seco, desde que se obtivesse o mesmo valor de peso volúmico seco. Porém isso não é verdade. De facto, as características de permeabilidade, de resistência ao corte e de

deformabilidade obtidas após a compactação irão depender em muito do ramo de compactação do solo.

Segundo Monahan (1986) essas diferenças devem-se, em primeiro lugar, às estruturas complexas das argilas, em parte devido ao tamanho e formato das suas partículas, conforme anteriormente abordado.

Foi analisado em parágrafos anteriores que, no lado húmido da curva, os solos exibem menores vazios comunicando entre si. Deste modo, um solo compactado do lado húmido será muito mais impermeável que um solo compactado do lado seco.

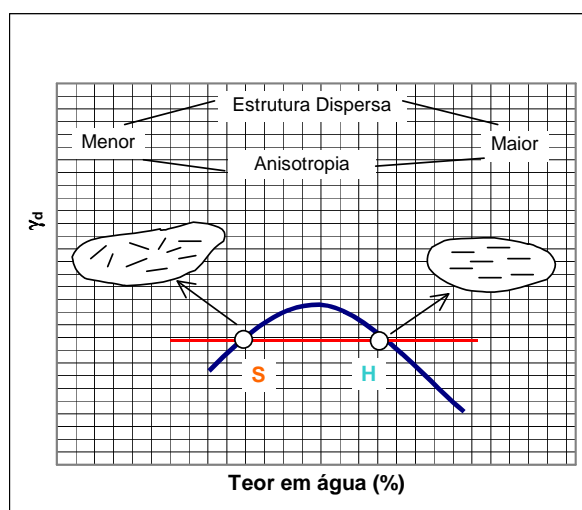


Fig. 2.10 – Propriedades de uma argila compactada (Monahan, 1986).

Em relação à resistência ao corte, foram também analisados os fenómenos de capilaridade que são mais importantes quando o solo é compactado do lado seco (ver Fig. 2.5). Esses fenómenos geram forças de sucção, que tendem a aproximar as partículas sólidas, o que faz aumentar a tensão efectiva do solo e conseqüentemente a sua resistência ao corte, o que não acontece no ramo húmido.

No entanto, se um aterro é sujeito ao processo de molhagem após ser compactado no ramo seco essa resistência poderá diminuir. Isto porque a água tende a penetrar no solo, devido ao seu próprio potencial e também devido às forças de sucção, que são mais importantes neste ramo da curva de compactação. Ao penetrar, a água vai anular essas forças de sucção, o que provoca uma diminuição da tensão efectiva e por conseguinte da resistência ao corte. Deve-se ter presente este fenómeno quando se pretende compactar um aterro de uma barragem, dado que o aterro vai entrar em contacto directo com a água logo após a sua construção, sendo este fenómeno mais importante quanto maiores forem as pressões intersticiais negativas existentes no solo.

A existência de pressões intersticiais negativas dão origem a aterros menos deformáveis, uma vez que tendem a aproximar as partículas sólidas, pelo que um solo compactado do lado seco será menos deformável.

Melo e Ferreira (1987) refere que os efeitos provocados pela molhagem dum aterro coesivo compactado do lado seco dependem muito da natureza dos minerais argilosos que os constituem, não sendo fácil prever qual o seu tipo de comportamento. Contudo, a tendência geral inicial será sempre para um certo aumento de volume, dada a diminuição da tensão efectiva.

Se os minerais argilosos forem pouco sensíveis à água, por exemplo as caulinites, a tendência para o aumento de volume, quando o material é posto em contacto com a água, é menor. Se na constituição dos solos existirem mesmo que pequenas quantidades de certos minerais muito activos (como a montmorilonite), à redução inicial das forças de capilaridade apontada sobrepõe-se outro fenómeno mencionado pelo autor que é o da adsorção das moléculas de água pelas próprias partículas argilosas, que tendem elas mesmas a exibir consideráveis aumentos de volume.

Poderão, assim, surgir empolamentos importantes nos aterros compactados no ramo seco e sujeitos a molhagem, dado que as pressões de expansibilidade poderão atingir valores da ordem da centena de kPa.

Após a compactação no ramo seco, um segundo problema relaciona-se com a exibição de um apreciável volume de vazios preenchido por ar. Numa estrutura assim pouco densa poderão igualmente surgir problemas de instabilidade, com possibilidade de ocorrência de colapso estrutural, originando bruscas reduções de volume.

A deformabilidade resultante do processo de compactação é maior se o solo for compactado no ramo húmido, e é tanto maior quanto maior o desvio do teor óptimo. À medida que o teor em água aumenta, o solo torna-se mais plástico, ou seja, consegue suportar cada vez mais deformações sem romper. Pelo contrário, no ramo seco as roturas são relativamente bruscas para pequenas deformações, em particular, se o teor em água é bastante inferior ao óptimo. Conforme se consegue perceber, os materiais compactados no ramo húmido serão menos sensíveis ao efeito de molhagem do que os compactados no ramo seco.

Em síntese, tal como Lambe (1958), poder-se-á concluir (ver Fig. 2.10):

1. Solos compactados no lado húmido (H) são
 - a. mais anisotrópicos (materiais fisicamente homogéneos, mas cujos valores de certas propriedades físicas e químicas variam com a direcção),
 - b. mais compressíveis,
 - c. mais permeáveis segundo a direcção horizontal,

- d. menos resistentes, segundo a mesma direcção, do que os que possuem o mesmo valor de peso volúmico seco, mas são compactados do ramo seco (S);
2. O solo no lado seco (S) terá maior resistência ao corte, na generalidade dos casos, que o solo *H* nas mesmas condições de compactação, uma vez que possui menor teor em água; contudo, têm maior potencial de expansão, quando submetido a molhagem podendo provocar empolamentos nos aterros.

Critérios de compactação de solos

O estudo realizado por Alonso (2004) apresenta alguns critérios relativamente à compactação de solos. O autor refere que solos argilosos mais plásticos tendem a ser expansivos mesmo quando compactados com o peso volúmico seco máximo do Proctor Normal. Por outro lado, os solos de baixa plasticidade, em especial os mal graduados, mantêm uma certa tendência de colapso, inclusive para pesos volúmicos secos próximos do Proctor Normal, sendo que este potencial cresce rapidamente no ramo seco. Outro aspecto mencionado é que os pesos volúmicos claramente superiores ao máximo do Proctor Modificado tendem a produzir materiais expansivos, inclusivamente se a componente argilosa do solo não é muito activa ou plástica, crescendo também rapidamente o potencial de expansão do lado seco.

Tendo estes aspectos em atenção, na Fig. 2.11 Alonso (2004) sugere zonas de compactação razoavelmente seguras para dois tipos de solos, atendendo à plasticidade e à tensão de confinamento a que irão estar sujeitos.

Resumindo, para solos com pouca percentagem de argila e de plasticidade média a baixa, o autor propôs que a energia de compactação seja a do Proctor Modificado, não sendo prudente alcançar pesos volúmicos secos significativamente inferiores ao máximo. Estabelece para estes solos um limite inferior de 98% do valor máximo do Proctor Modificado. Os mesmos estudos revelaram que também não é prudente, em muitos casos, superar o máximo, pelo que o autor estabeleceu um limite superior de 102% do peso volúmico seco máximo.

Em solos mais plásticos, o autor sugere ser mais conveniente eleger como ensaio referência a energia do Proctor Normal, de forma a evitar a expansão do solo, não sendo recomendável trabalhar com pesos volúmicos secos inferiores a 98% do máximo.

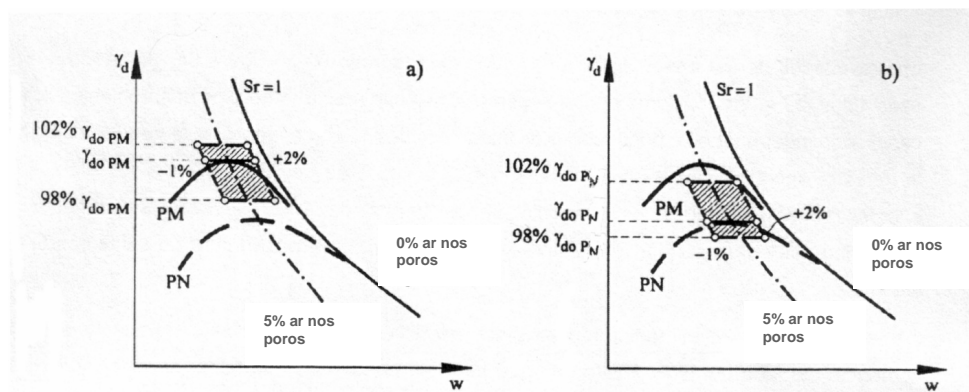


Fig. 2.11 – Critérios de compactação propostos: a) solos de plasticidade média e baixa ou solos sujeitos a tensões de confinamento elevadas e b) solos de plasticidade alta ou solos sujeitos a tensões de confinamento médias a baixas (Alonso, 2004).

Relativamente ao teor em água, o autor toma como referência a curva correspondente a 5% do volume de ar nos vazios, estabelecendo limites de -1% e $+2\%$ para ambos os tipos de solos.

2.3.2 Compactação de Solos Não Coesivos

Os solos não coesivos, ou granulares limpos (areias e cascalhos sem finos), apresentam uma menor sensibilidade ao teor em água, em parte devido ao facto de serem mais permeáveis e também devido à sua própria constituição.

A estrutura deste tipo de solo não apresenta a forma laminar ou flocular. A relação superfície/volume é muito inferior à dos solos coesivos. Tal deve-se às características das redes iónicas dos materiais, conforme explicado por Melo e Ferreira (1987), uma vez que os planos de menor resistência (que condicionam a fracturação) deixam de ser paralelos. Outro factor importante é que as próprias redes iónicas são menos influenciadas por fenómenos eléctricos. O comportamento deste tipo de solos é fundamentalmente regido por efeitos de volume, principalmente fenómenos relacionados com o peso próprio.

Por consequência, a curva $\gamma_d - w$ não apresenta um pico pronunciado e bem definido como nos solos argilosos. Verifica-se até, frequentemente, que o peso volúmico seco que se obtém com determinado processo de compactação é máximo quando o solo está completamente seco ou muito próximo da saturação, e com valores inferiores para valores intermédios do teor em água, conforme se pode verificar na análise da Fig. 2.12.

O facto de existir essa zona com valores intermédios de teor em água é explicada através da existência de pequenas tensões de capilaridade, que se fazem sentir e se desenvolvem para baixos teores em água e que oferecem resistência à compactação. Tal ocorre mesmo em materiais com baixa actividade. Este efeito é mais relevante quanto menor forem as dimensões das partículas.

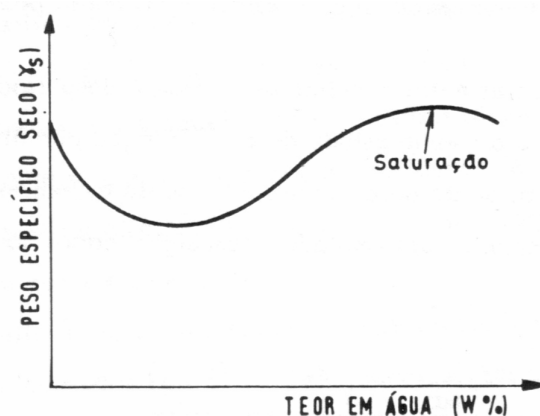


Fig. 2.12 – Curva de compactação típica de um solo granular (Melo e Ferreira, 1987).

Deixa, então, de fazer sentido falar em teor em água ótimo e em peso volúmico seco máximo para se avaliar a eficiência da compactação destes materiais. É, então, comum exprimir a compacidade de um solo não coesivo compactado através do índice de compacidade.

O índice de compacidade é um parâmetro que fornece indicações sobre a maior ou menor susceptibilidade do solo a sofrer deformações volumétricas quando é carregado. Assim quanto maior for o índice de compacidade menor será a compressibilidade do solo.

Os valores máximos e mínimos do índice de vazios podem ser determinados por via experimental através de ensaios normalizados, conforme explicado no USBR (1998), e são uma característica intrínseca do solo, dependendo apenas da respectiva curva granulométrica. Porém a sua avaliação é extremamente difícil, pois é muito influenciada pelo método de determinação utilizado, podendo existir grande dispersão de resultados quando se utilizam diferentes procedimentos.

Os solos bem graduados (solos com partículas de várias dimensões) apresentam, normalmente uma ampla gama de índices de vazios possíveis e o índice de vazios mínimo atinge valores mais baixos. Tal ocorre devido ao facto de as partículas de menores dimensões se poderem arrumar nos intervalos existentes entre as de maiores dimensões.

O mesmo não se verifica nos solos mal graduados, dado que possuem partículas mais ou menos do mesmo tamanho, o que faz com que seja impossível eliminar os vazios, relativamente grandes, entre elas existentes.

Segundo Melo e Ferreira (1987), é comum classificar-se um solo compacto para valores de $I_d > 70\%$, um solo solto aquele que apresenta $I_d < 30\%$ e um solo de média compacidade aquele que apresenta valores dentro deste intervalo.

Lee e Seed (1967), também referidos por Melo e Ferreira (1987), realizaram uma investigação numa areia fina uniforme, recolhida no Rio Sacramento, cerca de 50 km a montante da Baía de

São Francisco, em que os grãos da areia eram, essencialmente, constituídos por minerais de feldspato e quartzo.

Os autores realizaram alguns ensaios triaxiais para estudar as características de tensão-deformação e a resistência da areia quando solicitada triaxialmente. Na Fig. 2.13 apresentam-se os resultados obtidos em termos de compressibilidade. Pode-se concluir, através da observação do gráfico, que a compressibilidade de uma areia é tanto maior quanto maior for o seu índice de vazios. Outra conclusão notada pelos autores, é que, tanto areias densas como areias mais soltas, se comprimem significativamente sob ações estáticas. Para pressões de confinamento de aproximadamente 10 MPa, a areia solta foi comprimida até um índice de vazios inferior ao índice de vazios inicial da areia mais densa.

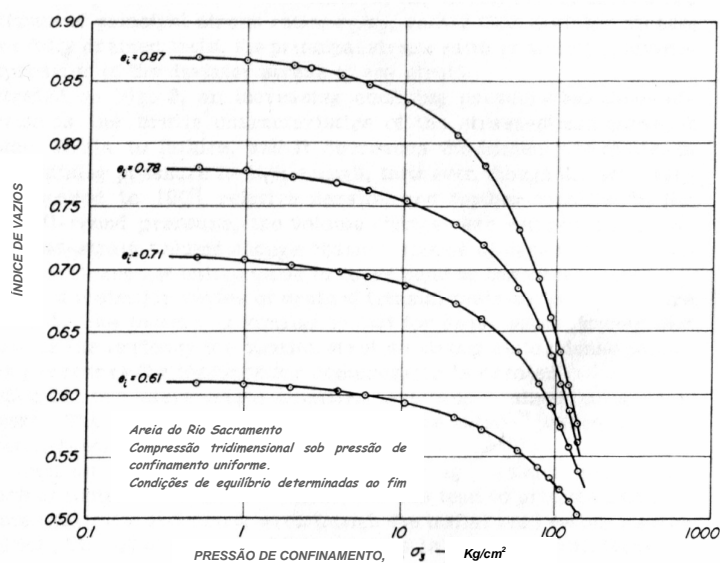


Fig. 2.13 – Compressibilidade de uma areia em função de quatro índices de vazios iniciais diferentes (Lee e Seed, 1967).

Com relação ao comportamento em termos de tensão-deformação dos materiais incoerentes, os autores apresentam também diagramas de ensaios para areias soltas e densas. Na Fig. 2.14 apresenta-se a relação existente entre tensões, deformações e variações de volume de amostras de areias densas, sujeitas a ensaios de compressão triaxial drenados realizados por Lee e Seed (1967). A figura mostra que o aumento do confinamento provoca três efeitos: reduz o comportamento frágil da curva de tensão-deformação, aumenta o valor da tensão de rotura e diminui a tendência para ocorrer dilatância (aumento de volume).

Verifica-se, adicionalmente, que o comportamento, em termos de variação de volume, dos materiais incoerentes soltos para tensões de confinamento elevadas, não é muito diferente dos materiais incoerentes densos para tensões de confinamento baixas.

Os resultados obtidos, com o mesmo tipo de ensaio, mas para o caso de areias soltas, representado na

Fig. 2.15, mostra que variação de volume das amostras é sempre no sentido de diminuição, excepto para valores muito baixos de tensão de confinamento, onde ocorrem pequenos aumentos de volume.

Resta apenas lembrar que uma areia limpa, devido ao grande número de contactos grão a grão, é um material muito menos compressível do que qualquer solo argiloso. Segundo Mello (1982) “a diferença não é perceptível na comparação de compressibilidades abaixo da pressão nominal de pré-adensamento da compactação: porém, no caso de barragens altas e aterros muito espessos a diferença é muito significativa.” Assim, em barragens de terra, torna-se desnecessário exigir a compactação de filtros (em geral formados por areias) a elevados níveis de compacidade relativa, mas sim exigir uma vibração prolongada, leve e com rega, para promover o rearranjo das partículas para posições mais estáveis, por forma a evitar a criação de interstícios que poderão ser afectados pela presença de água.

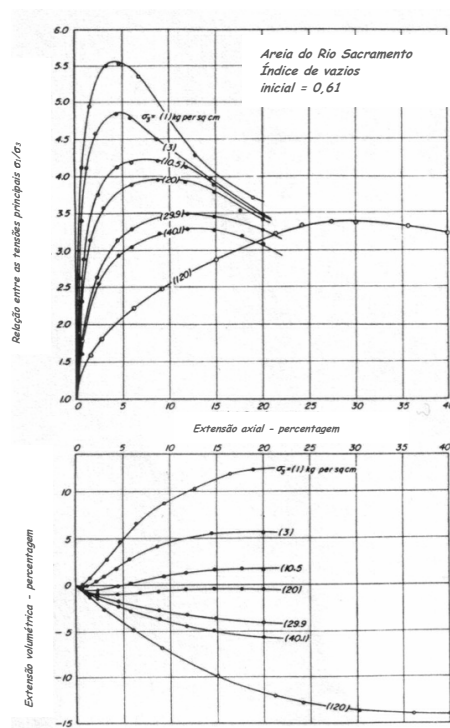


Fig. 2.14 – Relação tensão, deformação e variação de volume para areia densa (Lee e Seed, 1967).

2.4 COMPACTAÇÃO DE ENROCAMENTOS

O desenvolvimento tecnológico de equipamentos de escavação cada vez mais potentes levou à diminuição dos custos associados à obtenção de enrocamentos. A utilização deste tipo de

material na construção de barragens tem vindo a aumentar em detrimento de outros materiais, que são economicamente e ecologicamente mais desfavoráveis, como é o caso do betão.

Em 1958 foi construída em Portugal a maior barragem de enrocamento, com cortina de estanquidade a montante – a barragem de Paradela – com uma altura de 110 m acima do leito do rio. A obra foi construída com um enrocamento lançado. Esta técnica foi muito utilizada no início das construções com enrocamento. No entanto, conduzia a estruturas pouco compactas e com elevada deformabilidade. Quando a barragem foi sujeita ao primeiro enchimento verificaram-se importantes deslocamentos da cortina devidos à deformação do enrocamento subjacente à mesma.

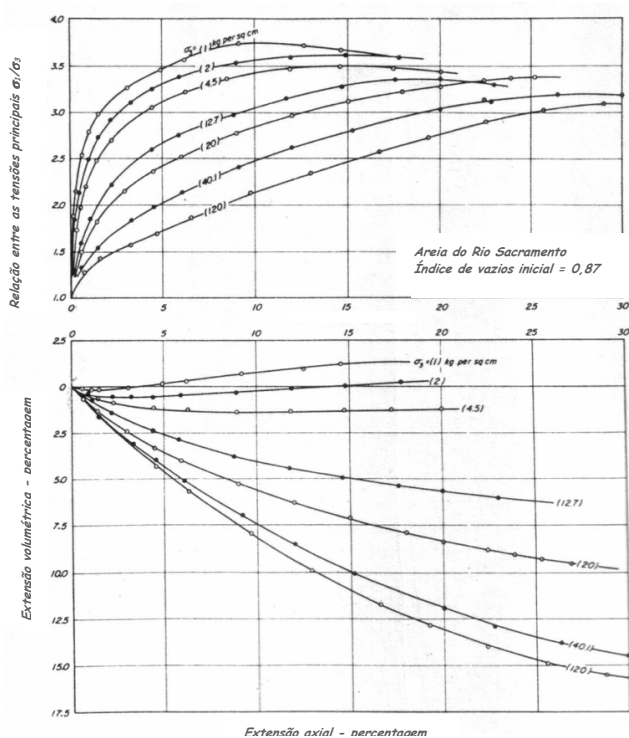


Fig. 2.15 – Relação tensão, deformação e variação de volume para areia solta (Lee e Seed, 1967).

Esta obra veio, deste modo, compelir o estudo deste tipo de materiais. De facto os autores do projecto (Fernandes *et al.*, 1960), citados por LNEC (1987-b), concluíram da necessidade de realização de ensaios de caracterização dos enrocamentos, de forma a se prever com maior fiabilidade a deformabilidade dos mesmos.

Nos anos 60 passaram a surgir os primeiros laboratórios de ensaio de materiais de enrocamento e começaram-se a utilizar cilindros vibradores para a sua compactação.

A partir de meados dos anos 80, verificou-se um aumento exponencial do projecto e construção de aterros de médio e grande porte em vias rodoviárias. Segundo Veiga Pinto e

Prates (1997), surgiu, então, a necessidade de “introduzir novos conceitos, tipos de ensaios, classificação de materiais, métodos de dimensionamento, ensaios de campo, critérios de controlo de qualidade, instrumentação e modelos de comportamento”. Para o estudo de vários tipos de materiais, entre os quais os de enrocamento, foi assinado entre a JAE e o LNEC um protocolo, visando a elaboração de especificações construtivas, tendo em conta as mais diversas características dos materiais.

Os aterros de enrocamento podem ser construídos com quase todo tipo de rochas, desde as sedimentares a rochas magmáticas ou metamórficas.

Segundo as normas da JAE (1998), os materiais de enrocamento “do ponto de vista da sua reutilização na construção de aterros e da definição das condições de aplicação, ... podem ser caracterizados com vista à determinação das suas características de resistência, fragmentabilidade e alterabilidade, podendo-se considerar, em princípio, divididos nos seguintes grupos:

A - ROCHAS SEDIMENTARES

A.1 - Rochas Carbonatadas (Calcários)

- a) $LA < 45$ Calcários duros
- b) $LA > 45$ e $\gamma > 18 \text{ kN/m}^3$ Calcários de densidade média
- c) $\gamma < 18 \text{ kN/m}^3$ Calcário fragmentável

A.2 - Rochas Argilosas (Margas, Xistos Sedimentares, Argilitos)

- a) $FR < 7$ e $ALT < 20$ Rochas argilosas pouco fragmentáveis e de degradabilidade média
- b) $FR > 7$ Rochas argilosas fragmentáveis
- c) $FR < 7$ e $ALT > 20$ Rochas argilosas pouco fragmentáveis e muito degradáveis

A.3 - Rochas Siliciosas (Grés, "Pudins" e Brechas)

- a) $LA < 45$ Rochas Siliciosas Duras
- b) $LA > 45$ e $FR < 7$ Rochas Siliciosas de Dureza Média
- c) $FR > 7$ Rochas Siliciosas Fragmentáveis

B - ROCHAS MAGMÁTICAS E METAMÓRFICAS

- a) $LA < 45$ Rochas Duras
- b) $LA > 45$ e $FR < 7$ Rochas de Dureza Média
- c) $FR > 7$ Rochas Fragmentáveis ou alteráveis

NOTA: γ - peso volúmico;

LA - percentagem de desgaste na máquina de Los Angeles (Gran. E);

FR - índice de fragmentabilidade (NF P 94-066);

ALT - índice de alterabilidade (NF P 94-067).”

Conforme se pode constatar pela análise da classificação apresentada, as principais propriedades do material enrocamento estão intrinsecamente ligadas ao tipo de rocha constituinte. Um estudo recente efectuado por Veiga Pinto e Prates (1997) confirma esta hipótese. Segundo os autores, com base na análise estatística dos valores médios de cerca de “250 amostras ensaiadas, em estado seco ao ar, conclui-se existirem diferenças entre os vários tipos litológicos”.

Outra conclusão importante retirada desse estudo é o facto de todos os tipos litológicos estudados serem sensíveis à água. Verificou-se que as situações mais gravosas, onde ocorrem normalmente assentamentos excessivos, têm sido observadas “quando o decréscimo da resistência ou aumento do desgaste ultrapassa determinados valores” e que os valores limites dependem, não apenas do tipo litológico, mas também da modalidade de ensaio. Um material rochoso é sensível à água, ou seja, colapsável, se exibir relações entre os parâmetros no estado saturado e seco inferiores às apresentadas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Relação limite de colapso potencial (Veiga Pinto e Prates, 1997).

Parâmetro (%)	Rochas Grauvacóides	Rochas Carbonatadas	Rochas Graníticas
$\sigma_c^{sat} / \sigma_c^{seco}$	70	70	-
PLS_{sat} / PLS_{seco}	80	90	90
$P_{a50}^{sat} / P_{a50}^{seco}$	90	90	90
Id_7^{seco} / Id_7^{sat}	50	50	70

$\sigma_c^{sat} / \sigma_c^{seco}$ – relação entre a resistência à compressão uniaxial nos estados saturado e seco;

PLS – parâmetro do ensaio de carga pontual;

P_{a50} – resistência ao esmagamento para $D=50$ mm;

Id_7 - parâmetro do ensaio de desgaste (SDT).

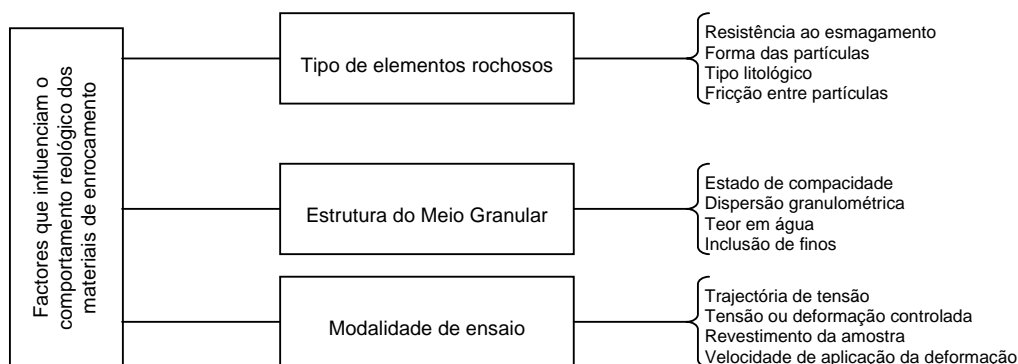
Existe ainda outro parâmetro muito importante na classificação dos enrocamentos que é a dimensão média das suas partículas.

Na maioria das formações rochosas é possível determinar a dimensão média das partículas obtidas através de um processo de exploração de pedreiras. No entanto, na fase de projecto, apenas observando a fracturação da rocha ou até através da realização de pequenos ensaios, é muito difícil predizer como a rocha irá fragmentar, uma vez que o projectista desconhece o tipo de tecnologia que irá ser implementada, em fase de obra, pelo empreiteiro. Muitos engenheiros e geólogos cometeram alguns erros na avaliação do tipo de enrocamento obtido após a exploração da pedreira, conforme citado por Sherard *et al.* (1967).

Os principais problemas ocorreram devido ao material obtido conter uma percentagem de finos superior à prevista, pelo que, no decurso da construção de diversas barragens, foi necessário alterar o método de colocação do enrocamento e, em outras, houve mesmo que redimensionar o perfil tipo.

Veiga Pinto (1983) refere que outra característica muito particular dos materiais de enrocamento é o facto de, por se “verificar fracturação dos elementos rochosos para os estados de tensão a que as estruturas são solicitadas, conduz a que, para além do índice de vazios, tenham especial importância nas características tensão-deformação destes materiais, certos factores que pouco afectam os materiais de granulometria mais fina.” O Quadro 2.2 apresenta esses factores sintetizados.

Quadro 2.2 – Factores que influenciam o comportamento reológico dos materiais de enrocamento (Veiga Pinto, 1983).



Técnicas construtivas utilizadas

Existem muitos métodos de colocação de materiais de enrocamento. Sherard *et al.* (1967) faz referência aos métodos mais utilizados em diversas partes do mundo. Na Europa é habitual utilizar a técnica de colocação em cordão e posteriormente compactação com cilindros vibradores pesados. No Norte de África, a maioria das grandes barragens foram construídas recorrendo à colocação de enrocamento arrumado, usando para o efeito guindastes para espaçar os blocos de maiores dimensões e encher os espaços vazios com blocos sucessivamente menores. Nos Estados Unidos são, normalmente, usados dois métodos: (1) colocação em camadas de cerca de 0,6 a 1,8 m e compactação com recurso a equipamento adequado, ou (2) lançamento do material de determinada altura e molhagem abundante do mesmo.

Hunter e Fell (2003) referem o estudo realizado por Cooke em 1984 e em 1993 para caracterizarem os dois métodos mais usados de colocação de enrocamento:

CAPÍTULO 2 – COMPACTAÇÃO DE ATERROS

- Lançar o enrocamento de alguns metros de altura, com ou sem molhagem, sem qualquer método de compactação;
- Compactar o enrocamento em camadas de cerca de 2 m de espessura (geralmente entre 0,9 e 2 m de espessura) recorrendo a cilindros vibradores de rasto liso. É prática corrente 4 a 6 passagens, com um mínimo de 10 tf (ou possivelmente de 15 tf) de peso do cilindro vibrador, com variação na espessura da camada, adição de água, e um número de passagens dependente da qualidade e do tipo litológico do enrocamento e da percentagem de finos existentes.

O mesmo estudo citado pelos autores apresenta três classificações para a compactação de enrocamentos:

- Boa compactação – camadas com espessuras típicas de 1,0 m (dependendo do peso volúmico da rocha), normalmente colocadas com adição de água e compactadas com um mínimo de 4 passagens de um cilindro vibrador de rasto liso, com 10 tf de peso. Para materiais comprovadamente insensíveis à água, admite-se, como excepção, não ser necessário proceder à molhagem;
- Compactação razoável – camadas com espessuras de 1,5 a 2 m (dependendo do peso volúmico da rocha), normalmente colocadas sem adição de água e compactadas com 4 passagens de um cilindro vibrador de rasto liso, com 10 tf de peso;
- Razoável a boa compactação – Camadas com espessuras de 1,2 a 1,6 m (dependendo do peso volúmico da rocha), colocadas com adição de água e compactadas com 4 a 6 passagens de um cilindro vibrador de rasto liso, com 10 tf de peso.

No nosso país, actualmente o processo mais usado para a colocação dos materiais de enrocamento é a colocação do material em camadas com deposição “em cordão” e a posterior compactação recorrendo a um processo de vibração. De facto as normas da JAE (1998) recomendam que os aterros com enrocamento ou mistura de solo-enrocamento devem ser realizados mediante esta técnica “em que o material é descarregado 5 m antes da frente de aplicação e depois empurrado para a frente de trabalhos por meio de bulldozer com potência suficiente para espalhar o material em camada. Esta distância deve ser aumentada para 10 m quando os meios de transporte utilizados forem de grandes dimensões (superior a 20 m³) ou as granulometrias se mostrem provisoriamente descontínuas.” (citado das normas da JAE, 1998).

As normas JAE enunciam ainda que se devem utilizar cilindros vibradores com carga estática por unidade de geratriz vibrante superior a 4,5 kN/m. Para a aferição da espessura das camadas, do número de passagens do cilindro, da energia de compactação, da quantidade de água e da velocidade de circulação, as normas recomendam a execução de aterros

experimentais. Não obstante, as referidas normas recomendam adicionalmente que, se os materiais forem provenientes do desmonte de rochas de dureza alta a média, a altura da camada não deverá ser superior a 1,0 m e a execução da camada deve ser efectuada com rega, exceptuando-se os materiais que se revelem insensíveis à água.

Relativamente à espessura das camadas, Sherard *et al.* (1967) referem que depende das dimensões da rocha a colocar, mas reconhecem que se desconhece o valor exacto de espessura por forma a se conseguir uma boa compactação e um valor mínimo de segregação do material. Em geral, têm sido utilizados critérios de cerca de 1 a 2 vezes o diâmetro máximo da rocha, com um valor mínimo de cerca de 0,3 a 0,5 m (12 a 18 in) para materiais constituídos, essencialmente, por granulometrias mais finas e um valor máximo de 1,8 m (6 ft) para enrocamentos mais grosseiros. Os autores referem que alguns engenheiros são cépticos a colocar espessuras de camadas acima de valores da ordem de 0,6 a 0,9 m (2 a 3 ft), contudo relatam que muitas barragens grandes têm sido construídas com espessuras maiores e não apresentam problemas.

Veiga Pinto e Prates (1997) referem estudos recentes efectuados em Espanha por Rodriguez Miranda, em 1997, mostrando que se podem adoptar, em enrocamentos de média a elevada resistência, uma dimensão máxima dos blocos igual à espessura da camada.

A última recomendação citada das normas da JAE (rega das camadas de material de enrocamento) é justificada pela existência de um fenómeno muito particular deste tipo de materiais, que é o chamado fenómeno de colapso.

O colapso dos materiais de enrocamento é a ocorrência de elevadas deformações volumétricas com uma tensão constante e de forma muito brusca devido à adição de água nos aterros. Este fenómeno está, geralmente, associado a um aumento da fracturação dos blocos de enrocamento.

Os assentamentos excessivos ocorridos após molhagem dos materiais em diversas obras importantes, executadas com enrocamentos e misturas de solo-enrocamento, suscitou a necessidade de um estudo mais aprofundado deste fenómeno.

Marsal (1973) citado por JAE/LNEC (1991-a) realizou um estudo micro-estrutural dos materiais de enrocamento, tratando de um modo aprofundado as correlações existentes entre as forças de contacto dos blocos rochosos e as resistências ao esmagamento dos mesmos.

O autor concluiu que as partículas granulares movem-se como se estivessem num meio viscoso e os movimentos “correspondem a impulsos erráticos transmitidos de grão para grão, pelo que as forças de contacto devem ser determinadas por métodos estatísticos” (citado de JAE/LNEC, 1991-a). Assim, para o autor, a distribuição que melhor se ajusta ao

comportamento mecânico destes materiais é uma lei normal, em que a força de contacto média entre partículas, \bar{P} , é dada por:

$$\bar{P} = \frac{2}{N_c \times n_s} \times \bar{p} \quad (2.2)$$

em que N_c é o número médio de contactos por grão, n_s o número de partículas por unidade de área e \bar{p} o valor médio da resultante das tensões efectivas, dado por

$$\bar{p} = (\tau_{zx}^2 + \tau_{zy}^2 + \sigma_z^2)^{\frac{1}{2}}$$

Outra conclusão a que Marsal chegou é que a fracturação de partículas, \bar{P}_a , também obedece a uma lei estatística normal dada pela expressão:

$$\bar{P}_a = \eta \times \bar{D}^\lambda \quad (2.3)$$

sendo \bar{D} a dimensão média das partículas e η e λ parâmetros do material.

A mesma publicação faz referência a estudos desenvolvidos por Maranhã das Neves e Veiga Pinto (1977), que tendo por base os estudos iniciados por Marsal (1973), concluíram que para $\bar{p} = 0,1 \text{ MPa}$ a expressão (2.3) vem:

$$\bar{P} = 3,8 \times \bar{D}^{2,04} \quad (2.4)$$

Hills e Denby, citados por Trenter (2001), mediram os assentamentos por colapso observados em alguns aterros e propuseram uma relação não linear entre os assentamentos devidos a colapso e o volume de ar nos vazios. Sugeriram que, valores de índices do volume de ar relativamente ao volume de vazios após compactação, entre 0 e 0,10, correspondem a uma compactação total do aterro, entre 0,10 e 0,15, a uma compactação parcial do aterro, e valores superiores a 0,15, a um aterro não compactado.

Trenter (2001) faz também referência ao estudo realizado em 2000 por Blanchfield e Anderson, que concluíram, através de ensaios realizados em laboratório, que os assentamentos devidos ao colapso não dependem apenas do índice de vazios, conforme Hills e Denby tinham concluído, mas também variam com a magnitude da tensão aplicada ao aterro. A relação a que os autores chegaram está representada na Fig. 2.16.

Para diminuir os assentamentos posteriores do aterro, quando o enrocamento é colocado deve ser molhado por duas razões (Sherard *et al.*, 1967). A primeira deve-se ao facto da presença da

água provocar o amolecimento das partículas mais finas, o que faz com que elas passem a preencher melhor os espaços vazios deixados pelas partículas de maiores dimensões aquando da compactação. A segunda razão resulta da circunstância de muitos tipos de enrocamento sofrerem forças de compressão superiores quando estão molhados. Assim, a molhagem dos materiais durante a colocação faz com que uma parte significativa dos assentamentos ocorra durante a fase de construção.

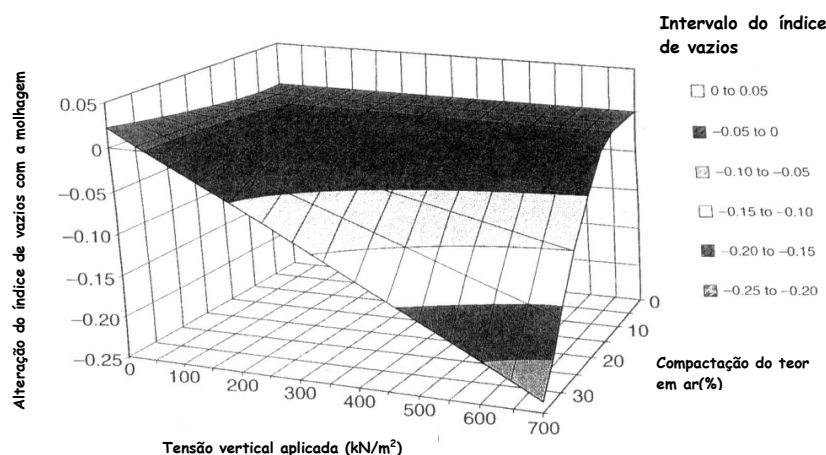


Fig. 2.16 – Representação em 3D da variação dos assentamentos verificados com a molhagem, em função do índice de vazios e da tensão aplicada (Trenter, 2001).

Embora não existam regras definidas relativamente à quantidade de água a aplicar em cada tipo de enrocamento, Sherard *et al.* (1967) recomendam para a maioria dos materiais a colocação de 30 a 50% do volume de enrocamento.

2.5 COMPACTAÇÃO DE MISTURAS SOLO-ENROCAMENTO

Conforme já foi referido, o recurso a materiais não tradicionais, nomeadamente aos materiais do tipo mistura solo-enrocamento, na construção de aterros, motivado por razões económicas e ambientais, tem levantado algumas questões.

Este material resulta, geralmente, do desmonte de maciços rochosos, sem recurso a explosivos, podendo incluir blocos rochosos com alguma dimensão (cerca de 0,5 m ou até maior). Porém, têm surgido problemas, principalmente com os chamados materiais evolutivos, uma vez que podem apresentar uma fracção grosseira friável, que provoca uma evolução da sua natureza e composição granulométrica.

USCOLD (1988) refere que tem sido reconhecido pela maioria dos engenheiros geotécnicos que a inclusão de partículas de maiores dimensões, como enrocamentos, em solos granulares mais finos pode alterar bastante as propriedades resistentes dos materiais, dependendo, entre outras coisas, da quantidade relativa de solo e de enrocamento na mistura. Por exemplo, a resistência ao corte aumenta significativamente à medida que a percentagem de enrocamento

atinge valores de 30 a 35%. Uma vez que a resistência ao corte constitui um dos factores preponderantes na selecção da inclinação a conferir aos aterros (logo do volume de aterro em jogo) fica claro que, se se conseguir determinar correctamente o peso volúmico, a resistência ao corte e outras propriedades da mistura integral, e não apenas da parte constituída por solo, isso terá uma grande influência na economia da obra.

O estudo realizado por Veiga Pinto e Prates (1997) propôs, a título experimental, uma classificação dos materiais de enrocamento conforme o seu tipo litológico, conforme foi referido anteriormente. Esse estudo, para além disso, classificou os três tipos litológicos de enrocamentos em três classes de resistência.

Assim, fazem parte da Classe 1 todos os materiais constituídos por blocos rochosos que exibem maior resistência, menor desgaste e menor influência à água, conduzindo a enrocamentos de elevadas características mecânicas. Os autores referem que os aterros efectuados com este tipo de material exibem excelente comportamento estrutural mesmo utilizando-se espessuras de camadas da ordem de 1,6 m.

A Classe 3 engloba as misturas de solo-enrocamento. Estes materiais têm apresentado comportamento deficiente, que, segundo os autores, não era previsível, na medida em que foram utilizadas camadas de apenas 0,6 m de espessura. Nos Já os materiais de enrocamento, quando bem colocados, podem exibir módulos de deformabilidade de cerca de 200 MPa e ângulos de atrito interno de 30 a 60°. Os autores estabelecem que os módulos de elasticidade, em termos médios, são cerca de 4 vezes superiores nos materiais de enrocamento em relação aos solos.

Mas as características de resistência e de deformabilidade dos enrocamentos diminuem e aumentam, respectivamente, quando se adiciona solo. Um estudo laboratorial realizado por Marsal e Rosa (1976) veio confirmar essa afirmação.

Quadro 2.3 a 2.5 apresentam-se os resultados obtidos para as três classes de materiais dentro de cada tipo litológico.

A observação dos quadros permite concluir que as características resistentes das misturas de solo-enrocamento são muito inferiores às obtidas com enrocamentos do mesmo tipo litológico, sendo as diferenças mais acentuadas em enrocamentos de rochas carbonatadas.

O mesmo estudo refere que os solos argilosos apresentam em geral módulos de deformabilidade a variar entre 10 MPa (argilas plásticas) e 100 MPa (solos incoerentes bem graduados), sendo que o ângulo de atrito interno efectivo poderá variar entre 30 a 45°.

Já os materiais de enrocamento, quando bem colocados, podem exibir módulos de deformabilidade de cerca de 200 MPa e ângulos de atrito interno de 30 a 60°. Os autores

CAPÍTULO 2 – COMPACTAÇÃO DE ATERROS

estabelecem que os módulos de elasticidade, em termos médios, são cerca de 4 vezes superiores nos materiais de enrocamento em relação aos solos.

Mas as características de resistência e de deformabilidade dos enrocamentos diminuem e aumentam, respectivamente, quando se adiciona solo. Um estudo laboratorial realizado por Marsal e Rosa (1976) veio confirmar essa afirmação.

Quadro 2.3 – Classificação de enrocamentos de rochas grauvacóides (Veiga Pinto e Prates, 1997).

PARÂMETRO	Classe 1	Classe 2	Classe 3
n (%)	1-3	3-6	6-10
γ_{dg} (kN/m ³)	26,5-27,5	25,5-26,5	24,0-25,5
σ_c (MPa)	130-170	90-130	50-90
PLS (MPa)	9-12	6-9	2-6
$P_a 50$ (kN)	14-18	8-14	4-8
LA (%)	15-30	30-40	40-50
Id_7 (%)	0,5-1,0	1,0-1,5	1,5-4,0
Expansibilidade ($\Delta l / l \cdot 10^{-4}$)	2-6	6-10	10-14
FR	1-3	3-5	5-7

n – porosidade;

γ_{dg} - Peso volúmico seco das partículas grossas;

σ_c – resistência à compressão uniaxial;

PLS – Parâmetro do ensaio de carga pontual;

$P_a 50$ – Resistência ao esmagamento para D=50 mm;

LA – Parâmetro de durabilidade de Los Angeles;

Id_7 - Parâmetro do ensaio de desgaste (SDT);

FR – Coeficiente de fragmentabilidade.

Quadro 2.4 – Classificação de enrocamentos de rochas carbonatadas (Veiga Pinto e Prates, 1997).

PARÂMETRO	Classe 1	Classe 2	Classe 3
n (%)	1-4	4-10	10-20
γ_{dg} (kN/m ³)	26,5-28,0	24,5-26,5	22,0-24,5
σ_c (MPa)	110-150	60-110	20-60
PLS (MPa)	7-9	5-7	3-5
$P_a 50$ (kN)	12-16	8-12	4-8
LA (%)	20-30	30-45	35-45
Id_7 (%)	0,2-0,8	0,8-1,6	1,6-4,0
Expansibilidade ($\Delta l / l \cdot 10^{-4}$)	0-6	6-10	10-45
Resíduo insolúvel (%)	0-6	6-12	12-40
FR	1-2	2-5	5-8

Quadro 2.5 – Classificação de enrocamentos de rochas graníticas (Veiga Pinto e Prates, 1997).

PARÂMETRO	Classe 1	Classe 2	Classe 3
n (%)	0,5-1,5	1,5-3,0	3,0-6,0
γ_{dg} (kN/m ³)	26-27	25-26	23-25
σ_c (MPa)	80-120	40-80	10-40
PLS (MPa)	6-8	4-6	2-4
$P_a 50$ (kN)	14-18	8-14	4-8
LA (%)	12-20	20-30	30-40
Id_7 (%)	0,3-0,7	0,7-1,4	1,4-1,8
Expansibilidade ($\Delta l/l \cdot 10^{-4}$)	0,5-1,0	1,0-3,0	3,0-10,0
FR	1-2	2-4	4-6

O estudo consistiu na realização de ensaios edométricos e de compressão triaxial consolidados drenados efectuados sobre amostras de enrocamento misturado com percentagens de três solos diferentes (areia, silte e argila).

Os ensaios realizados permitiram que os autores concluíssem que, para percentagens relativas de finos superiores a 15%, ocorre uma redução significativa das características resistentes do material e um aumento do módulo de deformabilidade, sendo que para valores de cerca de 30%, o comportamento da mistura é semelhante ao comportamento de um solo coesivo.

O estudo permitiu também recomendar a aceitação da utilização das misturas de enrocamento com solos não coesivos na constituição dos maciços estabilizadores de barragens. Por outro lado, os autores aconselham sempre, no caso de misturas em que o solo é um silte ou uma argila, a realização de estudos mais aprofundados para determinação das propriedades mecânicas do material resultante com vista à sua aplicação em maciços de uma barragem.

Do ponto de vista prático, o estudo permitiu ainda concluir que para misturas em que o solo é não coesivo (areia ou cascalho), numa proporção de cerca de 20 a 50% do peso total, ocorre uma melhoria da curva granulométrica do enrocamento, permitindo assim obter uma melhor compactação da mistura, logo das suas características mecânicas.

De facto, Trenter (2001) comenta que os aterros com enrocamentos de granulometrias extensas bem graduados apresentam melhores propriedades físico-mecânicas, pois a abundância de partículas em contacto entre si reduz as deformações, e, ao preencher os espaços vazios, as partículas pequenas ajudam a aumentar a compacidade. Ao contrário, as granulometrias uniformes apresentam poucas partículas em contacto entre si, originando assim aterros com menores densidades. Este efeito é ilustrado na Fig. 2.17.

Trenter (2001), no seu capítulo sobre o efeito de partículas de grandes dimensões num solo, refere um estudo de Winter e Suhardi, efectuado em 1993, sugerindo que se um material possuir uma percentagem inferior a cerca de 45 a 50% de partículas de grandes dimensões

(maiores que 20 mm) as propriedades da matriz (isto é, do material fino na mistura) irão controlar as propriedades do aterro.

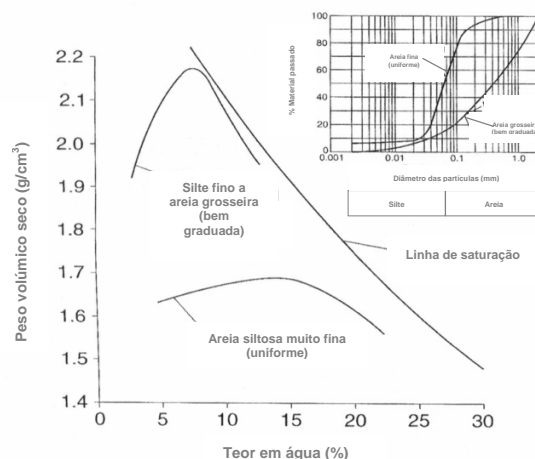


Fig. 2.17 – Peso volúmico versus teor em água para enrocamentos de granulometrias uniformes e não uniformes (Trenter, 2001).

Caso contrário, se a proporção de enrocamento for superior a 45 a 50% da massa total, os resultados obtidos dos ensaios para a determinação das características físico-mecânicas com granulometrias truncadas (por eliminação das partículas mais grosseiras) deixam de ser representativos, tornando-se necessário a realização de ensaios de grande escala, incluindo ensaios *in situ*, sendo mesmo necessária a construção de equipamento de maiores dimensões para a realização de ensaios.

Bolton e Lee (citados por Trenter, 2001), em 1993, revelaram que, para uma determinada compacidade relativa, o ângulo de atrito interno aumenta com o aumento do tamanho das partículas, tendo concluído que as partículas maiores reforçam as partículas mais pequenas à sua volta.

Os trabalhos de Winter e Suhardi (1993), também citados por Trenter (2001), mostraram que à medida que as partículas de maiores dimensões aumentam para valores acima de 45 a 50% a compacidade diminui. Isto constitui algo que à partida parece anormal, uma vez que seria de esperar que a um aumento de partículas de maiores dimensões na mistura deveria corresponder um aumento da densidade do material. Contudo, à medida que aumentam as pedras na mistura também aumenta o atrito entre as partículas grosseiras, que podem até mesmo fracturar. Deste modo, muita da energia de compactação é perdida por fricção e até mesmo rotura que ocorre entre as partículas grandes. Consequentemente, apenas uma pequena porção da energia é utilizada para a redução de vazios.

Os mesmos trabalhos realizados permitem concluir que equipamento mais pesado e/ou maior número de passagens e/ou menores espessuras de camadas são necessários de forma a

assegurar um elevado nível de compactação neste tipo de materiais constituídos por misturas do que para solos finos ou misturas dominadas pela matriz fina.

No âmbito do protocolo efectuado entre a JAE e o LNEC, foram efectuados ensaios laboratoriais de compressão unidimensional e de campo de carga com placa sobre aterros da Via Longitudinal do Algarve (VLA), para determinação das características mecânicas das misturas de solo-enrocamento, para aferição das técnicas construtivas utilizadas.

As formações que ocorrem na maioria do traçado são carbonatadas, constituídas por calcários e calcários margosos, tendo sido também identificadas formações carbónicas formadas por xistos e grauvaques. Os materiais resultantes consistiram, assim, em materiais de média a elevada resistência (calcários e grauvaques) e outros de baixa resistência (margas e xistos).

Os resultados do estudo (JAE/LNEC, 1994) e a análise dos resultados dos ensaios realizados permitiram chegar às seguintes conclusões, que se passam a citar:

- “A percentagem de grossos influencia os valores do peso volúmico seco máximo e o teor em água óptimo do total da amostra, dificultando em laboratório a determinação dos valores de referência para comparação com os determinados em campo;
- Dos ensaios de compressão unidimensional, com provetes de elevada dimensão, obtiveram-se módulos edométricos relativamente elevados (superiores ao valor de 50 MPa que tem sido utilizado como referência), nomeadamente com material compactado próximo do teor em água óptimo e do lado seco;
- Os materiais com fracção argilosa mais plástica (xistos e grauvaques) apresentam menores valores dos módulos edométricos para idênticos desvios relativamente ao teor em água óptimo. Também as misturas de calcários margosos, dada a sua maior friabilidade, apresentaram valores inferiores aos calcários sem uma componente argilosa significativa;
- Verifica-se um decréscimo dos módulos edométricos com o aumento do teor em água;
- Em ensaios com o mesmo tipo de material e idênticos desvios relativamente ao teor em água óptimo, variando apenas a dimensão máxima das partículas, obtiveram-se valores dos módulos edométricos bastante inferiores para o material de menor dimensão;
- Verificou-se, por vezes, uma elevada deformabilidade na fase inicial dos ensaios, que deverá ser resultante ou de uma acentuada acumulação de solo da fracção fina no topo do provete pelo efeito da vibração ou pelo sistema de aplicação de cargas não estar devidamente em contacto com o provete;

CAPÍTULO 2 – COMPACTAÇÃO DE ATERROS

- Os ensaios de carga com placa efectuados directamente no material do aterro conduziram a módulos edométricos da mesma ordem de grandeza dos obtidos nos ensaios de compressão unidimensional;
- Nos ensaios de carga em placa obtiveram-se módulos de deformabilidade situados entre os 60 e os 150 MPa;
- Os módulos edométricos da fase de descarga-recarga dos ensaios de campo são de menor grandeza (cerca de 1,5 a 2 vezes relativamente aos módulos de primeiro carregamento), do que os de laboratório. “

JAE/LNEC (1994) constataram também a influência da fracção mais fina no comportamento tensão-deformação dos materiais de mistura solo-enrocamento, resultante do aumento da percentagem de finos e/ou da diminuição da dimensão máxima da fracção grossa, ao observarem as diferenças significativas nos módulos edométricos obtidos para amostras com diminuição do D_{max} de 2" para 3/4".

Embora os resultados de ensaios de carga com placa durante a construção revelassem elevada resistência do material, traduzidos por módulos de deformabilidade na carga de 70 e 150 MPa e na recarga entre os 100 e os 200 MPa, os aterros apresentaram deteriorações nos primeiros anos de serviço, nomeadamente, elevados assentamentos globais e diferenciais, e fissurações, longitudinais e transversais, no pavimento (Fortunato e Barros, 1997).

De facto Fortunato e Veiga Pinto (1997) salientam que os valores dos assentamentos unitários máximos na VLA excederam os valores normais em estruturas deste tipo, em apenas quatro anos de serviço. A deformação diferencial máxima atingiu valores da ordem de 0,5%, provocando desconforto na circulação (os autores referem que o valor a partir do qual haverá desconforto na circulação para deformações diferenciais é 0,3%).

Uma conclusão revelada pelo estudo é a ocorrência de três níveis de deformação distintos. Os materiais do tipo solo-enrocamento constituídos por calcários margosos, apresentaram as maiores deformações (a variar entre 1,5 e 2,5%), seguiram-se os materiais do tipo solo-enrocamento de xisto-grauvaque (a variar entre 0,5 e 1,5%) e por último os materiais de enrocamento constituídos por granitos e calcários são, com deformações inferiores a 0,5% (materiais utilizados na construção do IC2 e do IP3).

Os mesmos autores referem que, de entre as causas de deformações devidas às características dos materiais e às suas condições de colocação em obra, devem ser destacadas:

- “o tipo de material, que segundo a reologia tem propriedades fisico-mecânicas distintas;

CAPÍTULO 2 – COMPACTAÇÃO DE ATERROS

- a heterogeneidade do material, a qual pode conduzir a assentamentos diferenciais importantes;
- a natureza evolutiva do material, que pode dar origem a assentamentos diferidos, ou mesmo a rotura por diminuição da resistência ao corte do material;
- a expansibilidade do material que pode provocar o desenvolvimento de tracções em zonas particulares;
- a técnica de espalhamento, que deve garantir a homogeneidade do material;
- a disponibilidade de colocação de água durante a construção e/ou as condições atmosféricas;
- a metodologia da compactação, que deve ser adequada;
- o colapso por molhagem (a observação de protótipos tem permitido verificar que alguns materiais exibem, por vezes, deformações volumétricas apreciáveis, sob tensão constante, quando submersos, ou mesmo quando sujeitos a molhagem em épocas de elevada pluviosidade)” (citado de Fortunato e Veiga Pinto, 1997).

Um aspecto interessante observado pelos autores é o facto da taxa de deformação ser mais elevada em épocas de chuva. Este facto em conjunto com os resultados obtidos na realização de ensaios com amostras preparadas em laboratório, para aferir a resposta em termos de variações volumétricas dos materiais xisto-grauváquicos utilizados na construção dos aterros da VLA quando submetidos a ciclos de molhagem e secagem a tensão constante (Fortunato e Barros, 1997), vêm confirmar as suspeitas relativas a ocorrência de assentamentos devidos ao colapso, por acção da água, e à fluência.

Foi realizado um ensaio edométrico, numa câmara de 0,23 m de diâmetro, numa amostra cujo índice de vazios era de 0,25 e o peso volúmico de 20,7 kN/m³. Foi aplicada uma carga crescente, durante 2,5 h, até se atingir a tensão de 280 kPa. Procedeu-se em seguida à saturação do provete, a tensão constante, e, ao fim de 24 h, verificou-se que o material tinha sofrido uma deformação significativa. De seguida, secou-se o provete, mantendo a tensão constante, por intermédio da passagem de ar seco através da amostra. No fim da secagem verificou-se que tinha ocorrido uma expansão do provete.

Os resultados do laboratório permitiram, deste modo, analisar o mecanismo de variação de volume a tensão constante.

Técnicas construtivas mais utilizadas

Na construção de aterros com misturas de solo-enrocamento é usual utilizarem-se procedimentos mistos. Isto significa que se utilizam técnicas construtivas empregues na construção de aterros com enrocamentos (como a deposição em cordão) e técnicas de controlo geralmente utilizadas no controlo de aterros de solos, recorrendo a algumas correcções para materiais granulares.

De facto as normas da JAE (1998) recomendam que as misturas solo-enrocamento sejam colocadas e compactadas recorrendo ao mesmo processo dos enrocamentos, isto é, “deverá seguir-se, para a colocação do material, o processo conhecido por execução de camadas com deposição “em cordão”, em que o material é descarregado 5 m antes da frente de aplicação e depois empurrado para a frente de trabalhos por meio de bulldozer com potência suficiente para espalhar o material em camada. Esta distância deve ser aumentada para 10 m quando os meios de transporte utilizados forem de grandes dimensões (superior a 20 m³) ou as granulometrias se mostrem provisoriamente descontínuas.

Na compactação destes aterros é obrigatória a aplicação de cilindros vibradores com carga estática por unidade de geratriz vibrante superior a 4,5 kN/m (45 kgf/cm).”

Apresentam, contudo, duas limitações para as misturas do tipo solo-enrocamento:

- . altura da camada não superior a 0,60 m;
- . execução da camada com rega.

A espessura das camadas e o número de passagens do cilindro devem ser baseados nas características do material, que deverão ser obtidos através da realização de ensaios de laboratório e da realização de aterros experimentais.

Veiga Pinto e Prates (1997) consideram que em enrocamentos de baixa resistência e em misturas de solo-enrocamento se deve adoptar uma dimensão máxima (D_{max}) dos blocos de

$$D_{max} = 0,7h_c \quad (2.5)$$

em que h_c é a espessura da camada.

Os trabalhos de Winter e Suhardi, realizados em 1993 e citados por Trenter (2001), também apontam para essa relação, uma vez que referem que a dimensão máxima das partículas não deverá ser superior a dois terços da espessura da camada, de forma a reduzir a energia de compactação absorvida no processo pelas partículas de maiores dimensões.

Geralmente o processo de desmonte, transporte, colocação e compactação destes materiais provoca uma evolução de granulometria, que se traduz por um aumento da percentagem de finos. O que se poderia esperar era que os materiais resultantes deste processo fossem caracterizados por uma granulometria extensa, compacidade elevada e boa resistência mecânica. Contudo, os estudos anteriormente mencionados mostram que tal nem sempre acontece.

De facto os estudos concluem que as misturas de solo-enrocamento, quando constituídas por materiais evolutivos, podem sofrer alterações significativas nas suas propriedades físico-mecânicas. Este tipo de material é, portanto, muito sensível ao processo construtivo, às condições atmosféricas (ciclos de molhagem/secagem) e às acções mecânicas impostas.

Os estudos também mencionam o facto de se ter procurado estabelecer correlações entre os modelos de comportamento das deformações a longo prazo de aterros e as propriedades físico-mecânicas dos seus materiais, tendo-se considerado módulos de deformabilidade superiores a 50 MPa para materiais de enrocamento e extrapolado essas regras para as misturas de solo-enrocamento. Essa extrapolação mostrou ser inadequada em face dos resultados obtidos, por exemplo nos estudos da Via Longitudinal do Algarve (VLA), em que, em fase de construção, os módulos de deformabilidade para as misturas foram da ordem dos 100 MPa e, ao fim de 4 anos de serviço, os aterros apresentaram deformações muito elevadas, superiores aos valores considerados admissíveis (Fortunato e Veiga Pinto, 1997).

Ficou assim provado, com o acompanhamento da referida obra, que os módulos edométricos obtidos não são directamente proporcionais à deformabilidade a longo prazo.

Outra conclusão importante, apresentada por Fortunato e Veiga Pinto (1997), é que as deformações a longo prazo das misturas solo-enrocamento chegam a ser cinco vezes superiores às deformações obtidas em aterros de enrocamento. Os autores referem que “a lei de comportamento melhor ajustada aos assentamentos máximos das misturas de solo-enrocamento, ao fim de 4 anos, conduz a valores de assentamentos da ordem de 1% da altura do aterro”.

Em barragens de aterro é usual utilizar o valor de 1% da altura da barragem como previsão dos assentamentos a longo prazo. Seria muito gravoso se ao fim de 4 anos de vida útil da obra se atingisse este valor, uma vez que, em geral, a contra-flecha projectada para as barragens é dessa ordem. Isso implicaria uma diminuição significativa da segurança da obra ao galgamento, que constitui um acontecimento bastante lesivo para barragens de aterro, na medida em que pode conduzir à rotura da obra em pouco tempo, provocando uma onda de rotura destruidora a jusante.

Torna-se, deste modo, pertinente rever os “critérios de dimensionamento, de execução e de controlo de qualidade das misturas de solo-enrocamento” (citado de Fortunato e Veiga Pinto, 1997), de modo a minimizar as deformações a longo prazo. Os autores citados sugerem adicionalmente que se invista na caracterização destes materiais, que se produza a fracturação das partículas mais grosseiras (no caso dos materiais evolutivos) em fase de obra, nomeadamente recorrendo à utilização de cilindros pés-de-carneiro, com molhagem, e que se utilizem menores espessuras de camadas.

2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo analisaram-se alguns aspectos referentes à compactação de aterros constituídos por três tipos de materiais – solo, enrocamento e misturas de solo-enrocamento.

Relativamente à *compactação de solos* foram apontadas as diferenças fenomenológicas e de comportamento entre os solos coesivos e os granulares. Foram igualmente abordadas as características dos solos coesivos quando compactados do lado seco e do lado húmido, bem como os critérios de compactação propostos para solos de plasticidade média a baixa e elevada.

Em relação à *compactação de enrocamentos* verifica-se que as propriedades obtidas estão intrinsecamente ligadas ao tipo de rocha constituinte. Foi ainda evidenciado a susceptibilidade ao colapso deste tipo de materiais (ocorrência de elevadas deformações volumétricas com uma tensão constante e de forma muito brusca devido à adição de água nos aterros), o qual é dependente do índice de vazios, bem como da grandeza da tensão instalada. Foram igualmente apresentadas relações entre os parâmetros no estado saturado e seco, que permitem classificar o material rochoso em função da respectiva sensibilidade à água.

Referiram-se, por último, alguns estudos levados a cabo em *misturas de solo-enrocamento* utilizadas na construção de estradas no nosso país, que revelaram a necessidade de melhorar a caracterização deste tipo de materiais, bem como de estudar técnicas construtivas capazes de minimizar a deformação a longo prazo deste tipo de material.

3 EQUIPAMENTO DE CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS DE ATERRO

3.1 INTRODUÇÃO

A compactação de aterros reporta aos primórdios da civilização. De facto, os primeiros processos de compactação que se tem conhecimento remontam ao Neolítico, onde se utilizaram “golpes com maços” em terrenos argilosos.

Os materiais eram transportados manualmente a partir das manchas de empréstimo até ao local de colocação. A sua compactação resultava das sucessivas passagens dos homens por cima do aterro. Este trabalho envolvia uma quantidade enorme de mão-de-obra e era obviamente um processo muito demorado.

Os primeiros cilindros compactadores eram de tracção animal, conforme se pode observar na Fig. 3.1. Estes são os precursores dos actuais compactadores cilíndricos estáticos. Outra técnica utilizada na mesma altura, baseada na acção dinâmica, consistia em golpear repetidamente o terreno com maços de determinados pesos e tamanhos, tendo sido esta técnica precursora da denominada técnica de compactação dinâmica.

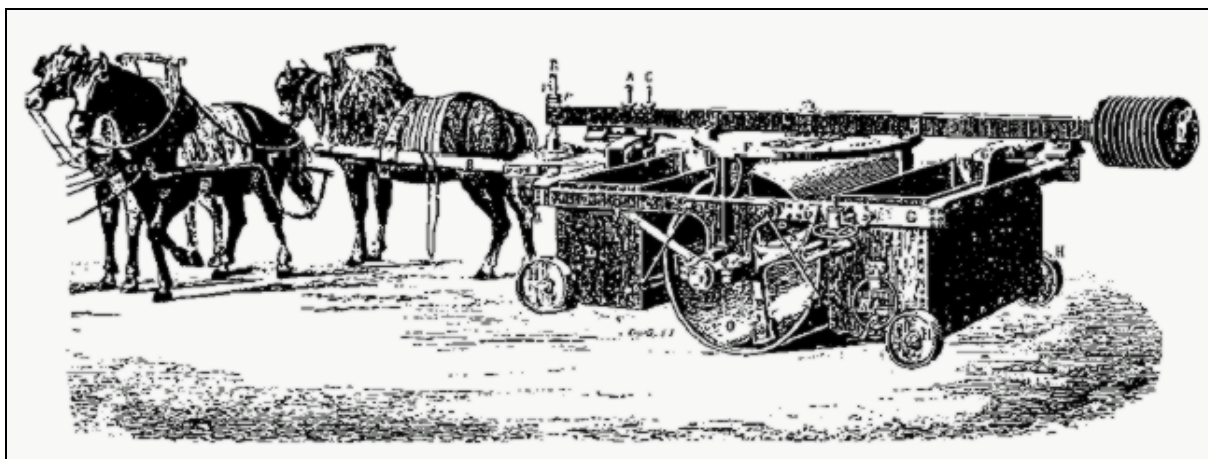


Fig. 3.1 – Cilindro compactador movido a tracção animal
(<http://www.lebrero.com/pdf/comp-vibratoria.pdf>).

A evolução seguinte surgiu com o aparecimento da máquina a vapor, que veio substituir o cilindro compactador movido a tracção animal (ver Fig. 3.2).

O facto de se começar a realizar um maior número de aterros e de se dispor de menor tempo para os construir, conjuntamente com o progresso tecnológico ocorrido na história da humanidade, resultou na criação de equipamentos cada vez mais eficientes e mais específicos

para cada operação e para cada tipo de material, com uma influência determinante na qualidade dos aterros obtidos.



Fig. 3.2 – Cilindro compactador movido a vapor
(<http://www.bussolanet.com.br/turismo/regpocosdecaldas/PocosdeCaldas/fotos.asp>).

Neste capítulo sintetizam-se os tipos de equipamentos mais utilizados em terraplenagens, salientando-se os mais usados nas barragens de aterro no nosso país. Por último, apresentam-se novos equipamentos que permitem simultaneamente compactar e controlar a compactação.

3.2 TIPOS DE EQUIPAMENTOS DE TERRAPLENAGENS

Na maioria das obras, a escolha dos equipamentos é feita pelo próprio empreiteiro. Contudo, em alguns casos, o equipamento terá um efeito tão decisivo nas propriedades finais do aterro que o engenheiro projectista será compelido a impor algumas restrições ao tipo de equipamento a utilizar. Como exemplo refere-se a selecção do equipamento de escavação, uma vez que o método usado determina, muitas vezes, como o material é fracturado e misturado, o que pode alterar bastante as suas propriedades.

A construção de terraplenagens envolve a execução de várias actividades de construção civil: a escavação do material, a sua colocação em depósito ou no aterro, a mistura de materiais, a molhagem do material (para alcançar o teor em água pré-determinado e uniformizar as propriedades do solo), o seu espalhamento em camadas e a respectiva compactação até serem obtidos o peso volúmico e o teor em água desejados.

Para a realização destas actividades são necessários diversos tipos de equipamentos especializados, muitos dos quais só recentemente foram desenvolvidos.

Assim, no que se segue opta-se pela divisão dos equipamentos por actividades: equipamentos de escavação e de transporte, equipamentos de rega, equipamentos de mistura de solos e equipamentos de compactação. Faz-se referência a cada tipo de equipamento mencionado, sintetizando-se também algumas das suas características.

3.2.1 Equipamentos de Escavação e de Transporte

Este tipo de equipamento serve, tal como o nome indica, para escavar o material nas manchas de empréstimo (ou sanear o material para fundação) e transportá-lo até ao local de colocação ou de depósito.

A escolha de determinado equipamento de escavação e de transporte é função do tipo de material a ser escavado e carregado e da distância de transporte exigida, bem como da dimensão da obra, da topografia do local e do perfil geológico e geotécnico do terreno.

Os equipamentos mais utilizados em Portugal são:

- as escavadoras;
- os camiões;
- os tractores;
- os escarificadores;
- as “scrapers”;
- os “buldozers”;
- as “dumpers”
- e as niveladoras.

As escavadoras, segundo Netmáquinas (www.netmaquinas.com), são constituídas por três partes distintas:

- o equipamento de escavação, formado pela lança, pelo braço e pelo balde;
- a estrutura superior, constituída pela cabine e pelo motor;
- e a estrutura inferior, composta pelos rastos ou pelas rodas com pneus, respectivos roletes, motores de translação etc.

Existem diversas opções de equipamento de escavação (várias dimensões de balde; a lança pode ser formada por uma peça inteira (monobloco) ou por duas peças (bipartida); diferentes comprimentos de braço). No entanto, as opções têm que ser bem conjugadas para a escavadora possuir a estabilidade e a mobilidade pretendidas.

Nas Fig. 3.3 e Fig. 3.4 apresentam-se dois tipos diferentes de escavadoras – uma de rastos e outra de rodas de pneus.

O equipamento mais utilizado no transporte dos materiais das manchas de empréstimo para os locais de colocação ou de armazenamento é o camião. Este veículo tem de suportar cargas

elevadas, tem de ter a capacidade de se deslocar por estradas difíceis, ter potência suficiente para abrir caminho em locais onde nem sequer existem estradas, designadamente na obra, e também para se mover, de uma forma rápida, entre os locais de carga e descarga (Fig. 3.5).



Fig. 3.3 – Escavadora de rastos (http://www.netmaquinas.com/noticia_detalhe?id=59). **Fig. 3.4 – Escavadora de rodas de pneus** (http://www.netmaquinas.com/noticia_detalhe?id=85).



Fig. 3.5 – Camião (visita técnica à Barragem de Odelouca).

Os tractores são máquinas fundamentalmente usadas na movimentação de terras, envolvendo escavação e algum transporte, desde que a curtas distâncias. São normalmente equipados com uma lâmina frontal e um “ripper” traseiro para desagregação do material a escavar. Nas Fig. 3.6 a Fig. 3.8 podem-se observar alguns tipos de tractores disponíveis no mercado.

A Fig. 3.9 mostra um escarificador, um utensílio muito utilizado na agricultura para lavar o solo, o qual na construção de aterros serve para a operação de preparação da carga. Podem ser acoplados na traseira de tractores ou à frente da lâmina de moto niveladoras. Existem com dentes de muitos tipos e tamanhos, sendo os mais curtos usados para materiais mais duros e os mais longos para materiais mais soltos ou moles. Podem ser usados também na escavação de materiais de segunda categoria e em rochas brandas.



Fig. 3.6 – Tractor de rodas de pneus
(<http://www.cat.com/cda/layout?m=37840&x=7>).



Fig. 3.7 – Tractor fora-de-estrada
(<http://www.cat.com/cda/layout?m=37840&x=7>).

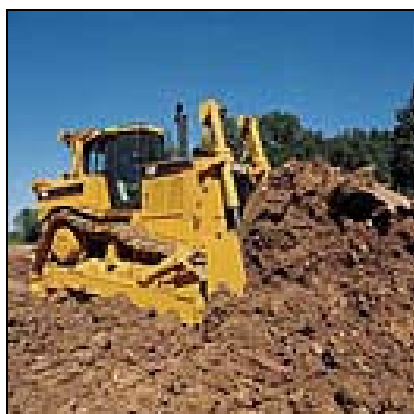


Fig. 3.8 – Tractor de esteiras (<http://www.ratao.com.br/tratores.htm>).



Fig. 3.9 – Escarificador.

Um equipamento que permite o carregamento rápido, altas velocidades de percurso e uma compactação ligeira, quando faz o despejo e o espalhamento durante a operação, é a “scraper” (Fig. 3.10).

Na Fig. 3.11 apresenta-se um “buldozer” que serve para as operações de espalhamento do material.



Fig. 3.10 – “Scraper”
(<http://www.cat.com/cda/layout?m=37840&x=7>).



Fig. 3.11 – “Buldozer” (http://en.bauportal.com/verkauf/_196_100003159.php?SID=95306f119a80265ff768c8f2cb6796bc).

Os “dumpers” são máquinas auto motrizes que servem para transportar, depositar ou espalhar o solo. Podem ser de rodas ou de rastos e atingir velocidades consideráveis (entre 45 a 55 km/h) carregando entre 20 a 36 toneladas, dependendo do modelo e do fabricante. Existem “dumpers” articuladas ou rígidas, apresentando-se na Fig. 3.12 duas fotografias com estes dois tipos de equipamento.



a)



b)

Fig. 3.12 – “Dumper”. a) “Dumper” articulada. B) “Dumper” rígida
(<http://www.netmaquinas.com>).

As niveladoras ou moto niveladoras são máquinas auto propulsoras sobre rodas, munidas de uma lâmina regulável e ajustável, situada entre os eixos frontais e traseiros, que corta, move e

espalha o material, produzindo o seu nivelamento. Trata-se de uma máquina de acabamento, indispensável para a maioria dos trabalhos de movimentação de terras.

Existem dois tipos de moto niveladoras, as articuladas e as rígidas, e, dentro das rígidas, existem ainda as de tracção total e as de tracção apenas às rodas traseiras. O peso e a potência da máquina são as características que determinam não só a pressão exercida pela lâmina no solo, mas também a sua capacidade de empurrar e de espalhar os materiais. Assim, estas características são dados essenciais para a escolha de determinada niveladora.

As potências dos vários modelos estão compreendidas entre os 80 e os 280 HP e existe uma variada gama de equipamentos adicionais que se podem colocar neste tipo de máquinas, como por exemplo, os escarificadores e os sofisticados sistemas automáticos de nivelamento a laser. Na Fig. 3.13 pode-se observar um exemplo de uma moto niveladora.



Fig. 3.13 – Moto niveladora.

(http://www.netmaquinas.com/noticia_detalhe?id=46)

3.2.2 Equipamentos de Rega

Uma operação essencial a efectuar em qualquer obra de terraplenagem é a rega do material antes de se proceder à sua compactação.

Para a execução de tal operação utilizam-se, normalmente, camiões tanque com barra espalhadora, funcionando sobre pressão, conforme mostrado na Fig. 3.14.

Normalmente esta operação é efectuada nas manchas de empréstimo antes do material ser transportado, podendo haver pequenas correcções do teor de água no aterro.

3.2.3 Equipamentos de Mistura de Solos

Em algumas obras de aterro, é usual o material a utilizar ser proveniente de mais do que uma mancha de empréstimo, surgindo por vezes a necessidade de misturar o material para ele adquirir propriedades mais homogéneas.

Outras situações que também necessitam de mistura é a exploração na vertical de uma mancha de empréstimo com diferentes graus de alteração e a homogeneização no processo de adição de água para o solo adquirir o teor em água preconizado no projecto.



**Fig. 3.14 – Camião tanque com barra espalhadora funcionando sobre pressão
(visita técnica à Barragem de Odelouca).**

Torna-se, então, necessário dispor de um equipamento que possa fazer essa mistura de uma maneira eficiente. Alguns exemplos de equipamentos para esse fim são as grades de disco (Fig. 3.15) e as máquinas do tipo “pulvimixer” (misturador rotativo de eixo horizontal – Fig. 3.16).



**Fig. 3.15 – Grades de disco
(<http://www.ratao.com.br/tratores.htm>).**

3.2.4 Equipamentos de Compactação

A divisão mais usual de equipamentos de compactação é feita de acordo com a maneira como estes equipamentos transmitem a energia ao solo. Assim, podemos dividir os compactadores em três tipos:

- de compactação por pressão;
- de compactação por impacto;
- de compactação por vibração.



Fig. 3.16 – Máquina do tipo “pulvimixer”

(<http://www.kdhe.state.ks.us/remedial/photos/sarco/sarco3.htm>).

Os resultados da compactação dependem dos parâmetros dos equipamentos utilizados – o peso (total e do cilindro), o tipo de compactação (estática ou por vibração) e o diâmetro e rasto do cilindro (em pés de carneiro ou liso) – e das propriedades dos materiais a compactar – a granulometria, a forma e dimensão máxima das partículas, o teor em água e a permeabilidade ao ar e à água.

Nos pontos seguintes abordar-se-ão, mais em pormenor, estes três tipos de equipamentos de compactação.

3.2.4.1 Equipamentos de compactação por pressão

Os equipamentos de compactação por pressão transmitem a energia ao solo através da aplicação de determinados valores de pressão provocada pelo peso próprio do veículo nas sucessivas passagens.

São mais utilizados em materiais argilosos, uma vez que a sua actuação sobre este tipo de materiais provoca a aproximação das suas partículas. No entanto, há que referir que este efeito é muito superficial, não se propagando a grandes profundidades.

Em materiais não coesivos a actuação deste tipo de equipamento conduz a resultados bastante incipientes, uma vez que a pressão transmitida pela máquina é absorvida pelo aumento das tensões de contacto entre grãos (que alteram muito ligeiramente as suas posições relativas). Porém, terminada a actuação do equipamento, as posições dos grãos voltam ao ponto inicial, através da libertação da energia armazenada por um processo de deformação elástica. Devido à sua muito reduzida eficiência, este tipo de equipamento não se utiliza na construção de aterros de materiais essencialmente atríticos.

Exemplos deste tipo de equipamento são os cilindros de rasto liso (Fig. 3.17), os cilindros de pneus (Fig. 3.18) e os cilindros de pés de carneiro (Fig. 3.19).



Fig. 3.17 – Cilindro de rasto liso (visita técnica à Barragem de Odelouca).

Os **cilindros de rasto liso** entraram praticamente em desuso na construção de aterros de barragens devido, em parte, ao surgimento de outros tipos de compactadores mais eficientes. De facto este tipo de equipamento não compacta convenientemente as camadas em profundidade, obrigando assim a espessuras muito reduzidas, o que provoca a redução substancial do rendimento.

Actualmente, estes cilindros são mais utilizados na construção de estradas, mais especificamente na colocação de camadas de macadame e de aglomerados asfálticos.



Fig. 3.18 – Cilindro de pneus

(http://www.lebrero.com/es/productos/html/comp_neumaticos.html).

Relativamente aos **cilindros de pneus**, o seu funcionamento baseia-se na aplicação de elevadas cargas por unidade de superfície, por forma a provocar a deformação plástica, irreversível, do solo.

Tal como os anteriores, este tipo de cilindros só é eficaz numa zona muito superficial do aterro. Outra desvantagem é que as superfícies de acabamento obtidas são muito lisas, o que dificulta a ligação entre camadas.

A principal diferença existente entre os dois tipos de cilindros é, assim, a superfície de contacto resultante da aplicação de cada tipo de cilindro. No caso do cilindro de rasto liso esse contacto é uma superfície geométrica perfeitamente definida (cilíndrica), ao passo que num cilindro de pneus a superfície depende da pressão do pneu, do peso transmitido e da capacidade de carga do solo. Estes factores provocam superfícies de contacto côncavas ou convexas que tornam a camada obtida diferente para o mesmo tipo de material.

A grande vantagem dos cilindros de pneus é a sua grande mobilidade.



Fig. 3.19 – Cilindro de pés de carneiro (visita técnica à Barragem de Odelouca).

Os ***cilindros de pés de carneiro*** são muito utilizados na construção de barragens, principalmente na compactação de materiais coesivos. Possuem elementos com geometria tronco-cónica distribuídos ao longo da superfície do cilindro, que são responsáveis pelo aumento da tensão de contacto entre o solo e o rolo, fazendo com que penetrem em zonas mais profundas da camada de solo. A sucessiva passagem do rolo vai aumentar a capacidade resistente das zonas inferiores da camada. Efectivamente, este tipo de equipamento faz com que a compactação se processe de baixo para cima.

Há que salientar, no entanto, que, à superfície (cerca de 5 a 6 cm) este equipamento provoca a desagregação do material. Assim, a parte superficial da camada só é compactada aquando da compactação da camada superior.

Poder-se-ia pensar que para espessuras de camadas maiores se deveria recorrer a comprimentos de pés de carneiro cada vez maiores. Contudo, ao aumento do comprimento dos pés de carneiro está associado também uma maior espessura de camada superficial descomprimida e desagregada. Para ter em conta estes dois efeitos, é recomendável que o comprimento dos pés de carneiro não ultrapasse cerca de 0,25 m.

Outro aspecto interessante neste tipo de compactador tem que ver com o facto do rendimento da compactação aumentar com o aumento da velocidade de deslocação do rolo. De facto a

energia de impacto aumenta com o quadrado da velocidade de impacto, a qual é função da velocidade transmitida pelo rolo.

3.2.4.2 Equipamentos de compactação por impacto

Com este tipo de equipamento a compactação é conseguida através das ondas geradas pelo impacto de um corpo (geralmente maços de madeira ou de metal) no aterro. Estes impactos sucessivos geram ondas de pressão no interior do aterro, que obrigam o solo a compactar.

Existem dois tipos de equipamento de compactação por impacto: o denominado de queda livre e o de explosão.

O processo de **compactação por impacto de queda livre** consiste muito simplesmente em elevar alguns dispositivos, como peças de madeira ou placas metálicas, e deixá-los cair sobre o aterro em queda livre.

Existem dispositivos com dimensões consideráveis, manobrados por meio de cabos, que são largados de alguns metros de altura, com o fim de otimizar o processo.

Em barragens este tipo de método de compactação é mais utilizado em pequenas zonas, onde o equipamento convencional não consegue actuar. Deste modo, é normal utilizar-se a compactação por impacto manual em zonas de aterros em contacto com estruturas rígidas (como é o caso do contacto com obras de betão) ou em zonas de contacto aterro-fundação menos acessíveis.

A espessura das camadas é, em geral, da ordem de 0,10 m devido à pequena energia envolvida no processo, em particular se o processo for manual.

O processo de **compactação por impacto originado por explosão** consiste em elevar alguns centímetros placas metálicas com o auxílio de um motor de explosão, que depois as deixa cair sobre o aterro, dando assim origem ao impacto que resulta na compactação da superfície.

A eficácia da compactação depende da potência do motor, o qual influencia a selecção do peso da placa metálica e determina a respectiva altura de queda. Estes equipamentos são mais conhecidos como “sapos”. Os motores mais potentes conseguem elevar as placas até cerca de 0,30 m acima do solo. Porém, mesmo estes não conseguem conduzir a grandes rendimentos de compactação, pelo que são, tal como os anteriores, mais usados na compactação de aterros em torno de singularidades.

3.2.4.3 Equipamentos de compactação por vibração

A compactação por vibração consiste em aplicar ao solo um movimento periódico, com elevada frequência e baixa amplitude, com o objectivo de obrigar as partículas de solo, numa primeira

fase, a quebrar o sistema de ligações existentes e, depois, a obrigar ao seu rearranjo, de forma a diminuir o seu índice de vazios.

Devido ao seu mecanismo de operação, este tipo de compactação é muito usado em materiais soltos, dada a facilidade em quebrar ligações entre partículas em solos incoerentes.

Em materiais argilosos isso já não acontece tão facilmente, pois as ligações são essencialmente eléctricas. Estudos verificaram mesmo uma correlação directa entre a quebra de ligações e as frequências de vibração. Como num solo argiloso coexistem vários tipos de ligações seria, então, necessário compactar este tipo de solos com diferentes frequências de vibração.

Há alguns anos atrás isso seria muito complicado na medida em que a maioria dos equipamentos não permitia trabalhar em largas gamas de frequência. De facto era usual o equipamento trabalhar apenas para uma frequência fixa, normalmente entre as 1500 a 2000 rotações por minuto. Esta gama de frequências é bastante eficaz nos tipos de solos portugueses.

Actualmente, existem no mercado compactadores com possibilidade de operar com várias frequências de oscilação, aumentando, assim, a eficácia da compactação deste tipo de materiais, dado que a mesma máquina pode englobar as frequências de oscilação das várias partículas existentes no solo.

Existem, essencialmente, dois tipos de equipamento de compactação por vibração, que são as placas e os cilindros.

As **placas vibratórias** são equipamentos concebidos para pequenos trabalhos de compactação, funcionando como alternativa aos maços, uma vez que são equipamentos de pequena potência.

Conforme se pode observar na Fig. 3.20, as placas vibratórias são constituídas por uma placa ligada a um excêntrico accionado por um motor.



Fig. 3.20 – Placa vibratória
(http://www.lebrero.com/es/productos/html/planchas_reversibles.html)

Os **cilindros vibratórios** incorporam no seu interior uma massa excêntrica que gira a uma determinada frequência, produzindo, assim, uma força centrífuga que provoca a vibração.

As diferenças principais existentes entre vários tipos de máquina são determinadas pela relação entre a massa do chassis e a massa vibrante (do cilindro), pelo número de massas vibrantes, pelo momento excêntrico da sua massa giratória, pela frequência de vibração desta, pelo tipo de acoplamento existente e seus coeficientes elásticos e de amortecimento.

3.3 NOVOS EQUIPAMENTOS DE COMPACTAÇÃO

Actualmente existem no mercado compactadores com equipamentos opcionais disponíveis, tais como, aparelhos de avaliação do desempenho da compactação e sistemas computadorizados para análises dos resultados, que ajudam a garantir um trabalho de excelente qualidade, ao longo de toda a área compactada e a assegurar uma maior rentabilidade. Alguns fabricantes possuem também equipamentos que se podem adaptar aos cilindros existentes e que permitem o controlo de diversos parâmetros durante as operações de compactação. Surge assim uma nova tecnologia de equipamentos que permitem a “Compactação Inteligente”.

A “compactação inteligente”, segundo Briaud e Seo (2003), é conseguida através da utilização de um cilindro vibrador com um sistema de controlo e medição das deformações. Este sistema de medição colecta uma série de informações que permitem fazer adaptações contínuas do equipamento, por forma a otimizar a compactação, indo ao encontro das condições requeridas nas especificações.

De acordo com os mesmos autores, a compactação inteligente começou a surgir no final dos anos 70, com trabalhos desenvolvidos por três fabricantes: a *BOMAG*, na Alemanha, a *AMMANN*, na Suíça, e a *Geodynamik*, na Suécia.

O primeiro sistema de medição para compactadores de solos foi introduzido pela *BOMAG*, em 1982, mas só em 1992 foi apresentado o primeiro protótipo de uma máquina de compactação inteligente (“Intelligent Compaction Machine”, ICM) na Conferência BAUMA. O Ministério das Auto-estradas na Alemanha publicou as primeiras recomendações sobre *SCCC* (“Soil Continuous Compaction Control”, que foi o precursor da Compactação Inteligente) em 1993 e introduziu as primeiras especificações em 1994.

As principais vantagens da Compactação Inteligente são (Briaud e Seo, 2003):

1. maior eficiência e maximização da produtividade devido ao processo automático de controlo de amplitude, de frequência e de velocidade;
2. optimização do número de passagens;
3. maior adaptabilidade a qualquer tipo de camada (espessa ou fina, rígida ou mole);
4. campo de aplicação mais alargado;

5. melhores resultados de compactação e conseqüentemente maior qualidade;
6. maior uniformidade das camadas compactadas, devido à adaptabilidade do equipamento às condições detectadas;
7. redução da fracturação dos elementos grossos;
8. melhor nivelamento;
9. controlo da compactação ao longo de toda a extensão da camada e durante a execução;
10. medição da rigidez dinâmica do solo;
11. inexistência de sobrecompactação;
12. facilidade de operação;
13. prolongamento da vida útil dos cilindros ao minimizar os impactos sobre o equipamento.

As principais desvantagens são (Briaud e Seo, 2003):

1. exigência de operação de equipamentos sofisticados em ambientes severos;
2. exigência de pessoal qualificado;
3. maior custo dos equipamentos quando comparados com os equipamentos convencionais.

Um dos cilindros desenvolvidos pela *BOMAG* é o *VARIO*. Este cilindro é constituído por duas massas concêntricas, que girando em sentido inverso, provocam a vibração. A direcção da vibração pode ser ajustada ao tipo de solo, por alteração da posição das massas excitadoras (Fig. 3.21).

Se a direcção de excitação é vertical ou inclinada o efeito da compactação é idêntico à resultante de um cilindro vibrador. Contudo, se a direcção de excitação for horizontal, o efeito de compactação é semelhante ao obtido com um cilindro oscilador. A diferença entre os dois tipos de cilindros é que num cilindro vibrador a compactação é efectuada por compressão cíclica, ao passo que num cilindro oscilador é obtida por corte cíclico (Fig. 3.21).

Conforme foi referido, a *BOMAG* foi o primeiro fabricante a desenvolver um cilindro controlado automaticamente: o cilindro *VARIO CONTROL*. Neste cilindro, a direcção de vibração pode ser ajustada automaticamente e passar de vertical para horizontal através de critérios de controlo previamente definidos (Fig. 3.22), permitindo optimizar o processo de compactação (compactação inteligente).

De acordo com Briaud e Seo (2003), dois acelerómetros (que estão montados nos rolamentos do cilindro) gravam continuamente a aceleração do cilindro. A força de contacto, a energia transmitida e os deslocamentos do solo são calculados num processo que leva em consideração as características do cilindro, como as massas, a força de excitação e a

frequência. Os dados são imediatamente transmitidos a um sistema integrado, que controla os parâmetros automaticamente (Fig. 3.23).

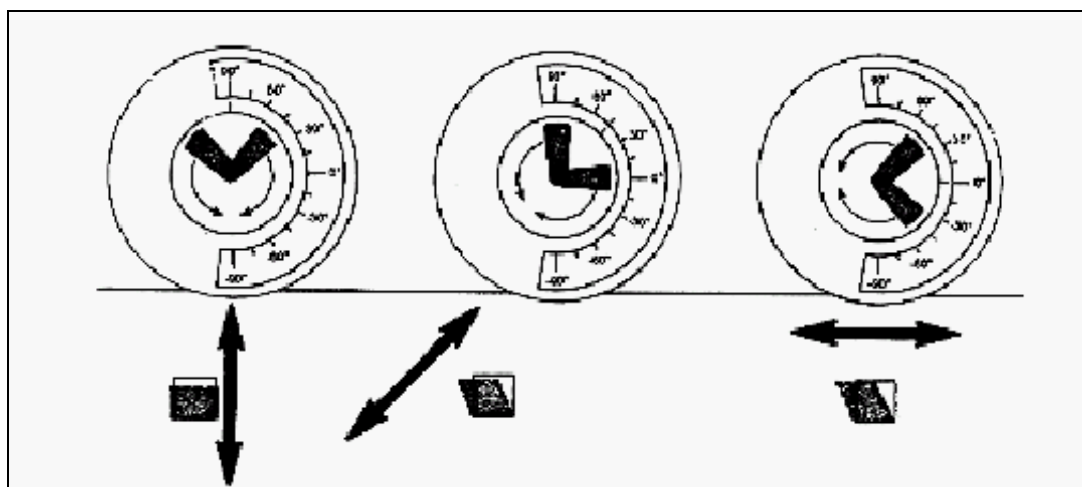


Fig. 3.21 – Adaptação da direcção de vibração de um cilindro VARIO e respectivos efeitos de compactação (Briaud e Seo, 2003).

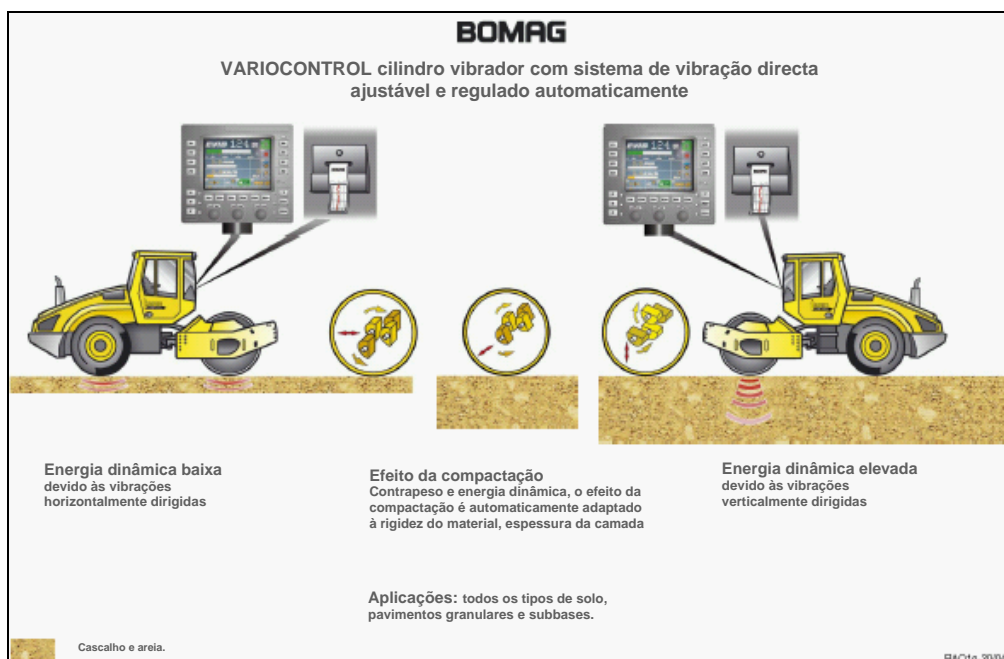


Fig. 3.22 – VARIOCONTROL (brochura da BOMAG).

Outro fabricante que desenvolveu um sistema equivalente é a *AMMANN*: “Ammann Compaction Expert” (ase). De acordo com a brochura deste fabricante (AMMANN, 2003), os três parâmetros controlados por este sistema, que permitem uma optimização da compactação, são a frequência, a amplitude de vibração e a velocidade (Fig. 3.24). O princípio de funcionamento é semelhante ao *VARIOCONTROL* da *BOMAG*. Assim, as zonas que apresentam menor capacidade resistente são compactadas com maiores amplitudes e as

zonas com maior resistência são automaticamente compactadas com menores amplitudes, permitindo evitar os efeitos da sobrecompactação.

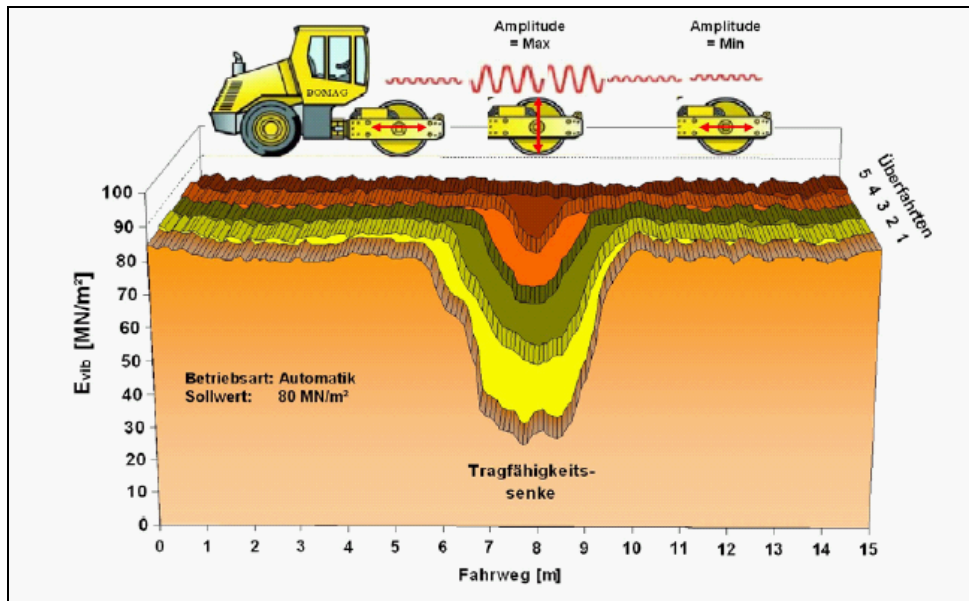


Fig. 3.23 – Variação da amplitude e da frequência para otimizar a compactação (Briaud e Seo, 2003).

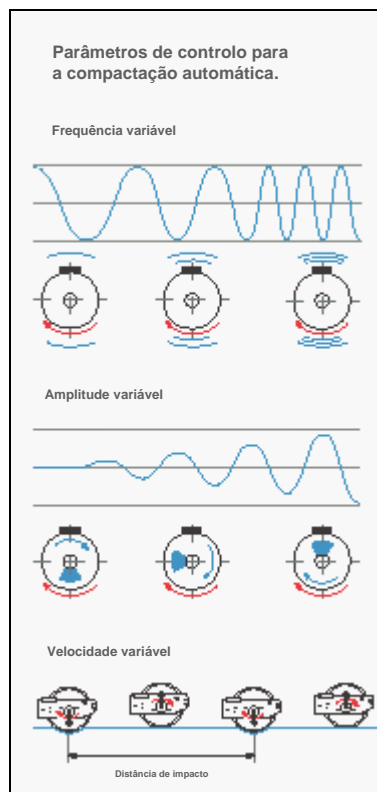


Fig. 3.24 – Parâmetros de controlo na compactação automática (AMMANN, 2003).

4 MÉTODOS DE CONTROLO DA COMPACTAÇÃO

4.1 INTRODUÇÃO

Na preparação de qualquer projecto de engenharia civil é fundamental a selecção de materiais com características de resistência adequadas, para que a estrutura possa resistir às forças a que irá estar sujeita durante a sua vida útil.

Em muitas áreas da construção, os materiais estruturais são fabricados de modo a terem determinadas características de resistência e os seus métodos de fabrico estão prescritos em normas de construção e em manuais estabelecidos por diversas organizações, como é o caso do betão e do aço. Contudo, para as obras de terra é economicamente aconselhável a utilização de materiais existentes na imediação da obra, em vez de se especificar determinado tipo de material com propriedades fixas. Assim, quando o material de construção é a terra, torna-se necessário que o engenheiro responsável pelo controlo da construção esteja familiarizado com as exigências do projecto e que garanta que o resultado final cumpre essas exigências.

Na utilização dos solos e enrocamentos, o projectista deve permitir e estudar um maior campo de variação das respectivas propriedades do que o admitido com qualquer outro tipo de material de construção, por duas razões. A primeira refere-se à própria variabilidade das propriedades dos solos, as quais dependem da mancha de empréstimo e se alteram no decurso da exploração de uma mesma mancha de empréstimo. A outra razão prende-se com a grande dimensão das obras de aterro e com o tipo de métodos de construção utilizados. Para se conseguir a máxima economia na construção as tolerâncias admitidas serão função dos materiais disponíveis, das condições de utilização e dos métodos de construção seleccionados. Neste tipo de obras é, portanto, necessário uma maior interacção entre o projecto, a construção e as operações de controlo de qualidade e de inspecção, do que nas obras de construção civil tradicionais.

No presente capítulo apresentam-se as principais medidas a tomar pelo engenheiro responsável pelo controlo de execução de obras de aterro, de forma a assegurar a qualidade dos materiais obtidos e a comprovar os resultados atingidos com a compactação. Abordar-se-ão duas metodologias de controlo: a metodologia tradicional, baseada nas propriedades físicas (grau de compactação e desvio do teor em água), e uma nova metodologia baseada no desempenho, isto é, na deformabilidade avaliada em ensaios de impacto e de propagação de ondas de superfície.

Assim, no item 4.2 faz-se um resumo dos métodos utilizados tradicionalmente no controlo de aterros. As novas metodologias de controlo baseadas no desempenho das camadas são

apresentadas no item 4.3. Retoma-se, no item 4.4, o novo conceito de “Compactação Inteligente”. No item 4.5 faz-se referência ao controlo de misturas de solo-enrocamento, e no item 4.6 são apresentadas algumas considerações sobre aterros experimentais.

4.2 METODOLOGIA TRADICIONAL

4.2.1 Considerações gerais

Em barragens de aterro, os materiais resultantes da compactação devem obedecer a certos requisitos incluídos no caderno de encargos. Em função dos materiais em estudo, interessa garantir determinados valores de diversos parâmetros, tais como, o peso próprio, a deformabilidade, a permeabilidade e a resistência ao corte, de modo a se verificar os pressupostos admitidos em projecto. Geralmente, as exigências relativas a aterros rodovias e ferroviários são menores e especificadas apenas em termos de deformabilidade e de resistência.

Contudo, a determinação directa e individualizada de cada um dos parâmetros referidos acarreta um volume de trabalho e implica tempos de execução incompatíveis com o ritmo actual de construção dos aterros de barragens ou outros, pelo que se opta pela avaliação directa ou indirecta de propriedades relevantes a partir das quais se considerem asseguradas as restantes.

No Capítulo 2 referiu-se que as características de um solo compactado dependem essencialmente de dois parâmetros: peso volúmico seco e do teor em água, obtidos com uma determinada energia de compactação. Uma maneira indirecta de controlar as características de um aterro de solo compactado é a determinação destes dois parâmetros que se tornam, assim, aferidores da sua qualidade.

4.2.2 Ensaios de referência

Designam-se por ensaios de referência o conjunto de ensaios de laboratório necessários para a avaliação da qualidade dos aterros construídos, permitindo decidir, por comparação com os resultados de campo, a aceitação ou rejeição de uma camada de aterro sobre a qual são realizados.

Os principais ensaios de referência, segundo Correia (1980), são:

- as análises granulométricas;
- os limites de consistência;
- os ensaios de compactação.

Acresce-se a estes, a determinação do peso volúmico das partículas sólidas e da absorção dos elementos grosseiros do solo.

O ensaio laboratorial de compactação mais utilizado é, sem dúvida, o ensaio Proctor, que deve o seu nome ao cientista que o idealizou. Este ensaio permite traçar a chamada “curva de compactação”.

Esta curva apresenta, em geral, em ordenadas, um valor máximo, o peso volúmico seco máximo (γ_d^{\max}), cuja abcissa é designada por teor em água óptimo (w_{opt}), valor a partir do qual a água e o ar oferecem uma resistência à energia aplicada superior à do esqueleto sólido, pelo que a adição de mais água induz somente um aumento de vazios do solo e a consequente diminuição do peso volúmico seco (Trenter, 2001). Deste modo, pode-se concluir que não é possível obter com elevados teores em água valores mais elevados do peso volúmico seco, nem mesmo no caso de se utilizarem maiores valores de energia de compactação.

O ramo ascendente da curva é justificado, na bibliografia da especialidade, como sendo o resultado da acção de lubrificação proporcionada pela presença de água entre as partículas sólidas, pressupondo-se, assim, que a água actua como agente que reduz as forças de atracção interna existentes entre partículas.

No entanto, esta breve descrição não justifica plenamente o comportamento de todos os tipos de solos perante a compactação, nomeadamente o comportamento de alguns solos muito plásticos com minerais argilosos, uma vez que a componente química e a estrutura espacial da rede cristalina das partículas exercem uma grande influência.

4.2.2.1 Descrição do ensaio de Proctor

O ensaio de Proctor consiste em colocar uma amostra de solo, com diferentes quantidades de água e um número determinado de camadas (conforme especificado na norma para cada tipo de compactação), no interior de um molde cilíndrico, de aço, e transmitir a energia de compactação a cada camada através de um determinado número de pancadas, dadas com o auxílio de um pilão com determinado peso e caindo de uma altura específica.

No Quadro 4.1 sintetizam-se os tipos de compactação mencionados na “Especificação LNEC E-197 – Solos. Ensaio de compactação”.

O molde pequeno é utilizado para solos em que a fracção retida no peneiro n.º 4 (4,76 mm) é inferior a 20%, apenas sendo utilizado o material que passa neste peneiro. Para fracções iguais ou superiores a este valor o ensaio deixa de ter significado, devendo-se recorrer ao molde grande.

Relativamente ao molde grande, este é utilizado para solos em que a percentagem retida no peneiro ¾” (19,0 mm) é inferior a 20%. A fracção retida é substituída por igual massa de material passado no peneiro ¾” e retido no peneiro n.º 4, a qual é misturada com a fracção

passada no peneiro $\frac{3}{4}$ ". Se a fracção retida neste peneiro for superior a 20%, o ensaio carece de significado.

Quadro 4.1 – Tipos de ensaio Proctor.

Tipo de compactação	Descrição do molde	Peso do Pilão (kgf)	Altura de queda (mm)	Número de camadas	Número de pancadas por camada
Leve em molde pequeno	102 mm de diâmetro e 117 mm de altura.	2,49	305	3	25
Pesada em molde pequeno	102 mm de diâmetro e 117 mm de altura.	4,54	457	5	25
Leve em molde grande	152 mm de diâmetro e 178 mm de altura.	2,49	305	3	55
Pesada em molde grande	152 mm de diâmetro e 178 mm de altura.	4,54	457	5	55

Após a compactação, com base no volume do molde e no peso do provete é avaliado o peso volúmico, γ , e determinado o peso volúmico seco, γ_d , pela expressão:

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{100 + w} \times 100 \quad (4.1)$$

em que w representa o teor em água do solo (%), determinado após secagem em estufa.

A energia de compactação, por unidade de volume, E , pode ser traduzida pela seguinte expressão:

$$E = \frac{N \times n \times W \times h}{V} \quad (4.2)$$

onde N representa o número de pancadas, n o número de camadas, W o peso do pilão, h a sua altura de queda e V o volume do solo.

4.2.3 Ensaios *in situ*

A determinação do peso volúmico seco faz-se por via indirecta, através do conhecimento de dois parâmetros: o peso volúmico e o teor em água.

4.2.3.1 Determinação do peso volúmico

Para avaliação do peso volúmico, a técnica seguida no nosso país é a especificada na Norma E 204-1967 do LNEC, denominada de técnica de "garrafa de areia" que se passa a descrever.

Método da “garrafa de areia”

Este ensaio permite determinar o peso volúmico “in situ” de um solo, no seu estado natural ou após ser compactado, através da substituição do volume de solo retirado de um furo por igual volume de areia de baridade conhecida.

O ensaio poderá ser conduzido com recurso a dois tamanhos de garrafas: a pequena (de 8” de diâmetro) e a grande (com 12” de diâmetro). A garrafa de areia pequena é utilizada para solos que contêm pelo menos 80% de elementos que passam no peneiro de malha quadrada de abertura $\frac{3}{4}$ ” (19 mm) da série ASTM. A garrafa de areia grande é usada para solos contendo pelo menos 80% de elementos que passam no peneiro de 1 $\frac{1}{2}$ ” (38,1 mm) de abertura.

A areia utilizada para a garrafa pequena deverá passar no peneiro ASTM n.º 20 (0,841 mm) e deverá ficar retida no peneiro n.º 40 (0,420 mm). Para a garrafa de areia grande utilizar-se-á uma areia que passe no peneiro n.º 10 (2,00 mm) e que fique retida no peneiro n.º 20 (0,841 mm).

O método consiste na realização de um furo cilíndrico de fundo arredondado, com as dimensões especificadas na referida norma e dependentes do tamanho de garrafa utilizado no ensaio.

A profundidade do furo deverá corresponder à espessura da camada a ensaiar, se esta for inferior ao valor máximo especificado na norma. Para determinação a profundidades superiores a este valor máximo, dever-se-ão realizar vários ensaios a várias profundidades, de forma a cobrir toda a espessura da camada.

O material retirado do furo é recolhido e pesado, após o que se extrai uma amostra representativa para determinação do teor em água.

O próximo passo consiste em assentar a garrafa de areia, abrir a válvula, de modo a permitir o escape da areia, e encher o furo e o cone inferior da garrafa, pesando-se, em seguida, a garrafa com o respectivo conteúdo. Por diferença deste peso relativamente ao peso inicial da garrafa com areia e por conhecimento prévio do peso volúmico da areia calibrada e do volume do cone inferior determina-se, indirectamente, o volume que o solo ocupava antes da extracção. A partir do peso e do volume calcula-se o peso volúmico do solo.

Em alternativa a este procedimento tem sido utilizado o gamadensímetro, cujo funcionamento se passa a descrever.

Gamadensímetro

O ensaio com o gamadensímetro para determinação do peso volúmico seco baseia-se na norma ASTM D2922-91. Trata-se de um ensaio realizado “in situ” de determinação rápida, não destrutivo que recorre a instrumentação nuclear.

O peso volúmico seco (em massa por unidade de volume) é determinado através da medição da radiação de raios gama e a comparação do valor obtido com os valores determinados em medições efectuadas durante a calibração do equipamento para o material em causa.

O equipamento consiste numa fonte de emissão de raios gama, num receptor de raios gama e num bloco de material usado para fazer a calibração.

Na Fig. 4.1 apresenta-se uma fotografia com o equipamento utilizado para a realização deste tipo de ensaios.



Fig. 4.1 – Gamadensímetro.
(retirado de <http://paginas.fe.up.pt/sgwww/labgeo/fincli.htm>)

Um das desvantagens do ensaio é que a presença de material mais grosseiro (material retido no peneiro n.º 4) ou de quantidades de vazios preenchidos por ar pode influenciar o ensaio. Não é, portanto, um ensaio muito fiável para material heterogéneo como é o caso das misturas de solo-enrocamento.

Existem ainda as seguintes desvantagens que são inerentes aos ensaios nucleares:

- 1) necessitam de frequentes calibrações que são tarefas complexas e morosas;
- 2) contêm material radioactivo potencialmente perigoso;
- 3) sofre a interferência com outros instrumentos nucleares que possam estar a ser utilizados na vizinhança.

4.2.3.2 Determinação do teor em água

A determinação do teor em água tem vindo a ser realizada através de métodos expeditos, de resposta rápida (mas por vezes com alguns erros associados), como o “speedy” ou mediante o recurso ao gamadensímetro, devidamente calibrados com base em ensaios laboratoriais de secagem em estufa (mais rigorosos mas mais demorados).

Método “Speedy”

O método “Speedy” baseia-se na norma ASTM D4944-89 e destina-se a determinar o teor em água de solos por medição da pressão de acetileno libertado da reacção de carboneto de cálcio com a água existente no solo. Para tal coloca-se no interior de um dispositivo concebido para o efeito (designado por “speedy”) uma quantidade específica de solo húmido, o qual é misturado com um volume apropriado de reagente.

Introduzem-se no interior do “speedy” cerca de 6 g (quando se trata de amostras de reduzida massa, com partículas de dimensões inferiores a 2 mm (peneiro n.º 10)) ou 26 g (nos restantes solos) de carboneto de cálcio juntamente com 2 esferas de aço com 31,75 mm de diâmetro. Pesa-se igual quantidade de solo¹ e coloca-se na tampa do “speedy” com a garrafa aproximadamente na horizontal. Encaixa-se a respectiva tampa no seu lugar e aperta-se firmemente com o auxílio do parafuso de grampo móvel, tendo o cuidado de não permitir a mistura do solo com o reagente antes do “speedy” estar hermeticamente fechado.

Após colocar o “speedy” na vertical, agita-se vigorosamente o aparelho, de modo a desfazer todos os torrões de solo e permitir uma mistura homogénea do solo com o reagente. Esta agitação deverá ser feita através de movimentos de rotação, de modo a que as esferas de aço não danifiquem o aparelho. O tempo de agitação deverá ser de 1 minuto, no caso de solos granulares, e de 3 minutos, em outros solos.

Quando o calor da reacção química se dissipa e o ponteiro do manómetro pára, faz-se a leitura e regista-se o resultado obtido, bem como a massa do provete.

O teor em água pode ser, então, determinado através de uma curva de calibração (Fig. 4.2) que é, geralmente, fornecida com o material e deverá ser aferida na obra com base nas determinações em estufa. É, assim, conveniente preparar um quadro de conversão dos teores em água determinados pelo “speedy” em teores de água obtidos pelo método de secagem em estufa (conforme especificado na norma ASTM D2216-92).

¹ No caso do teor em água exceder o limite do manómetro (em geral 20%) deverá ser usada metade da massa de solo e multiplicar posteriormente por dois os valores obtidos na leitura.

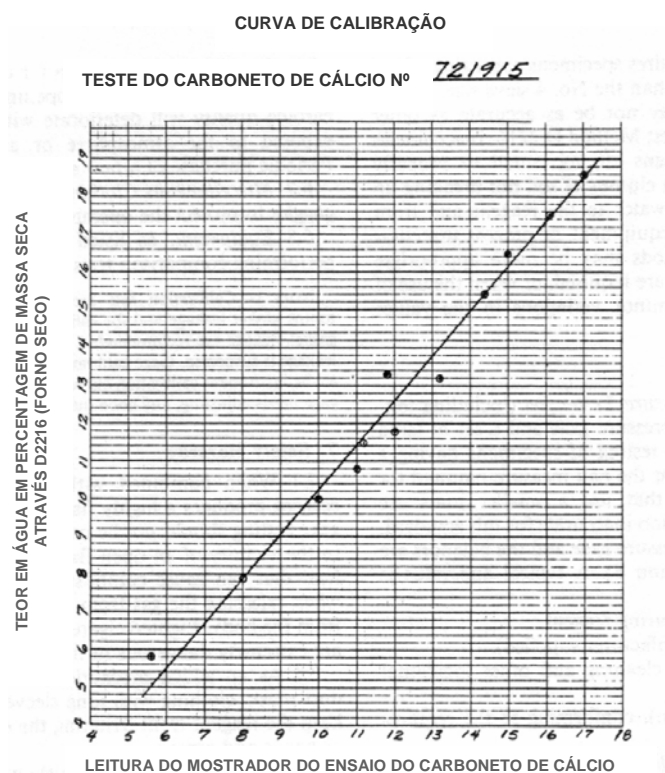


Fig. 4.2 – Curva típica de calibração do “speedy”. (retirado de ASTM D4944-89)

Este método não deverá ser aplicado a solos granulares com partículas suficientemente grandes (quantidade apreciável de material retido no peneiro n.º 4 (4,75 mm)), pois estas podem afectar os resultados dos ensaios.

Gamadensímetro

O ensaio gamadensímetro, de acordo com a norma ASTM D3017-93, é um ensaio muito útil e não destrutivo utilizado para a determinação do teor em água de solos “in situ”.

Este método utiliza instrumentação nuclear que detecta a presença dos átomos de hidrogénio nas misturas solo-água.

Segundo Gilbert (1991), uma das grandes desvantagens deste método é o facto de detectar a presença de todos os átomos de hidrogénio existente no provete, incluindo aqueles que se encontram na água absorvida e os que se encontram no interior da matéria orgânica. Nenhum destes é medido nos ensaios normais de determinação do teor em água.

Os resultados determinados com este tipo de ensaios podem ser afectados pela presença de certos elementos, tais como o aço, o potássio, o cádmio, o boro e o cloro. Poderão também ocorrer desvios nos resultados se o material não for homogéneo, não sendo recomendável a sua utilização nas misturas solo-enrocamento.

Gilbert (1991) acresce os inconvenientes anteriormente apontados para a utilização do gamadensímetro para a determinação do peso volúmico, que também prevalecem na determinação do teor em água: a necessidade de frequentes calibrações, o de conterem material radioactivo e o de poderem sofrer a interferência de outros equipamentos similares.

Microondas

De acordo com a norma ASTM D4643-00, o ensaio de microondas tem como principal objectivo substituir a secagem em estufa do material para determinação do teor em água. Assim, o ensaio consiste em pesar uma amostra de material, secá-la no interior de um microondas e voltar a pesar a amostra.

O tempo de actuação do microondas é função do tipo de solo e do tamanho de amostra, sendo necessário proceder a calibrações prévias por comparação dos resultados obtidos com este equipamento com os determinados por secagem em estufa.

Segundo a mesma norma, a principal objecção à utilização deste ensaio é a possibilidade de sobreaquecimento do solo, conduzindo a valores de teor em água superiores aos correspondentes obtidos por secagem em estufa (D2216). Contudo os procedimentos descritos na norma minimizam este efeito negativo.

Este método é mais viável para o material passado no peneiro n.º 4. Podem ser ensaiadas partículas de dimensões superiores mas com cuidados acrescidos, devido ao aumento de probabilidade de fracturação das mesmas.

Na Fig. 4.3 apresenta-se um esquema com o equipamento utilizado na realização deste tipo de ensaios, que consiste num microondas, numa balança electrónica com uma interface que permite a comunicação dos dados a um computador.

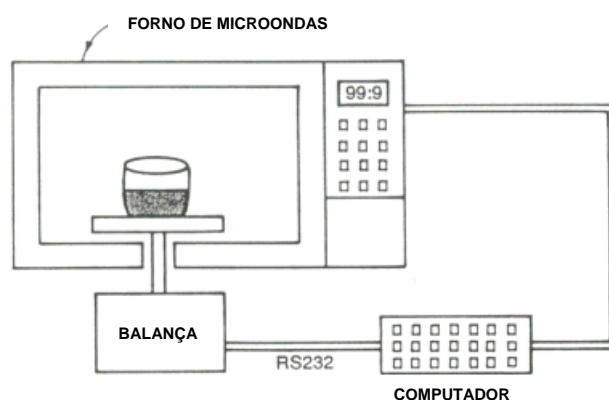


Fig. 4.3 – Equipamento para realização de ensaios microondas (retirado de Gilbert, 1991).

A aceitação ou rejeição de camadas implica a comparação das grandezas obtidas na obra com os ensaios de referência, utilizando-se como parâmetros o grau de compactação e o desvio do

teor em água relativamente ao óptimo. Para facilitar e agilizar a determinação destes parâmetros recorre-se em obra geralmente a dois métodos: o da família de curvas e o de Hilf.

4.2.3.3 Método das famílias de curvas

Este método pressupõe a realização prévia de vários ensaios de compactação e a definição de curvas de calibração do “speedy” sobre os materiais das manchas de empréstimo que vão ser colocados no aterro.

Por forma a aperfeiçoar-se a forma de aplicação deste método, em face da caracterização geotécnica que vai sendo disponibilizada, ao longo de todo o período de construção dos aterros deve-se proceder à actualização constante do zonamento das manchas de empréstimo.

Com base neste zonamento é possível estabelecer curvas de compactação padrão para os diversos materiais em função da zona de empréstimo donde foram retirados.

Segundo Melo e Ferreira (1987), o controlo da compactação processa-se determinando, para cada ponto controlado, o valor do peso volúmico (pelo método da garrafa de areia) e o teor em água (pelo método de “speedy”) e calculando com estes dois valores o peso volúmico seco. Num diagrama do teor em água em função do peso volúmico seco, onde previamente se traçaram as famílias de curvas correspondentes aos solos da mancha de empréstimo em causa, marca-se o ponto assim obtido e por semelhança com as já existentes, interpola-se uma curva padrão que passa pelo referido ponto. O traçado correcto da curva interpolada nem sempre é fácil, dependendo muito da experiência do operador.

Os mesmos autores apresentam um exemplo de algumas situações que podem surgir no estabelecimento da curva padrão. Na Fig. 4.4 procura-se analisar algumas dessas situações.

Considerando que as famílias de curvas 1 e 2 são representativas da mancha de empréstimo em causa, o caso mais simples de resolver seria se num ensaio de controle se obtivesse o par de grandezas de $\gamma_d - w$ correspondente ao ponto A, na medida em que este ponto cai exactamente sobre uma das curvas já determinadas.

No caso do par de valores $\gamma_d - w$ corresponder ao ponto B também é fácil determinar, por interpolação das curvas da família 1, a curva pretendida (curva a tracejado apresentada na Fig. 4.4). Contudo, quando se obtém no campo o ponto C não é fácil identificar a família de curvas a que pertence, não sendo imediata a classificação do material dentro de uma ou da outra família de curvas.

Melo e Ferreira (1987) referem, ainda, que no campo é frequente a identificação de múltiplas famílias de curvas, tendo como efeito não só o aumento das zonas do espaço $\gamma_d - w$ nas

quais a indefinição se faz sentir, como também o aumento do número de famílias de curvas que podem ser consideradas para cada determinação ou ponto.

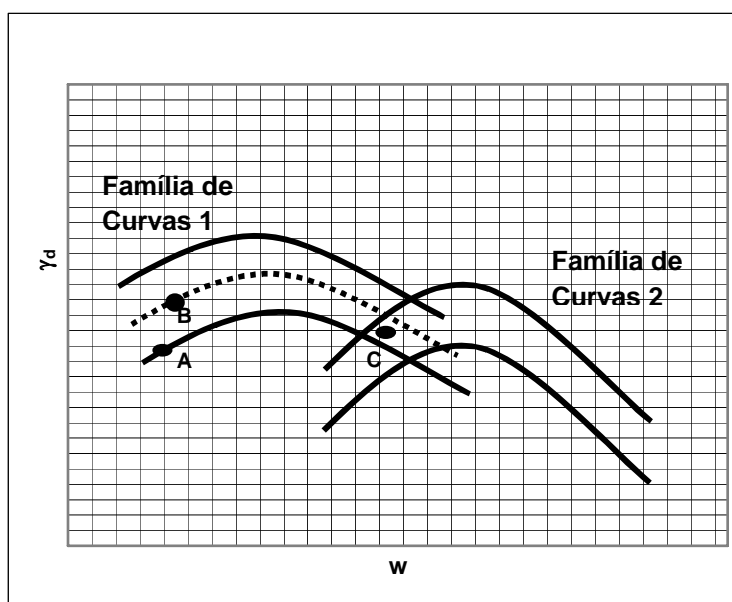


Fig. 4.4– Controle de compactação. Método da família de curvas (adaptado de Melo e Ferreira, 1987).

Os autores referem que este método depende de diversos factores dos quais destacam:

- homogeneidade de materiais dentro dos zonamentos definidos;
- grau de precisão com que é determinado o teor em água dos aterros;
- experiência dos operadores de controlo.

4.2.3.4 Método de Hilf

De acordo com Melo e Ferreira (1987), o método de Hilf é um método de controle das características de compactação através do qual é possível determinar o grau de compactação e o desvio do teor em água em relação ao óptimo sem a necessidade de conhecer os correspondentes valores do peso volúmico seco e do teor em água do aterro, bem como a curva de referência (peso volúmico seco máximo e o teor em água óptimo).

Este método permite, com um determinado grau de aproximação, fundamentar a decisão de aceitação ou rejeição de camadas num prazo suficientemente curto, sem causar perturbações ou interrupções significativas nos trabalhos de construção.

O procedimento consiste na realização de um ensaio de garrafa de areia de determinação do valor do peso volúmico da camada em análise. Leva-se o material recolhido no aterro para o laboratório, realiza-se a sua compactação com a humidade de colocação em obra e determina-se o respectivo peso volúmico. Num impresso próprio para este tipo de ensaios

(apresentado na Fig. 4.5) marca-se, então, esse valor sobre a linha vertical correspondente a 0% de desvio do teor em água de colocação, obtendo-se o ponto A.

O próximo passo consiste em adicionar ao solo da camada cerca de 2% do seu peso de água e realizar novo ensaio de compactação, por forma a determinar novo peso volúmico, que se transforma em peso volúmico correspondente ao teor em água natural dividindo o valor obtido por 1,02. Marca-se o ponto obtido (ponto B) no referido impresso sobre a linha vertical correspondente a +2%.

O processo de determinação de um terceiro ponto (ponto C) depende da posição relativa dos pontos A e B. Se o ponto B tem um peso volúmico transformado superior ao do ponto A, adicionam-se 4% do seu peso de água ao material, mistura-se e compacta-se determinando-se em seguida o peso volúmico. Dividindo este valor por 1,04 obtém-se o valor do peso volúmico, referido ao teor em água natural, do ponto C e marca-se este valor na linha vertical correspondente a 4% no mesmo gráfico.

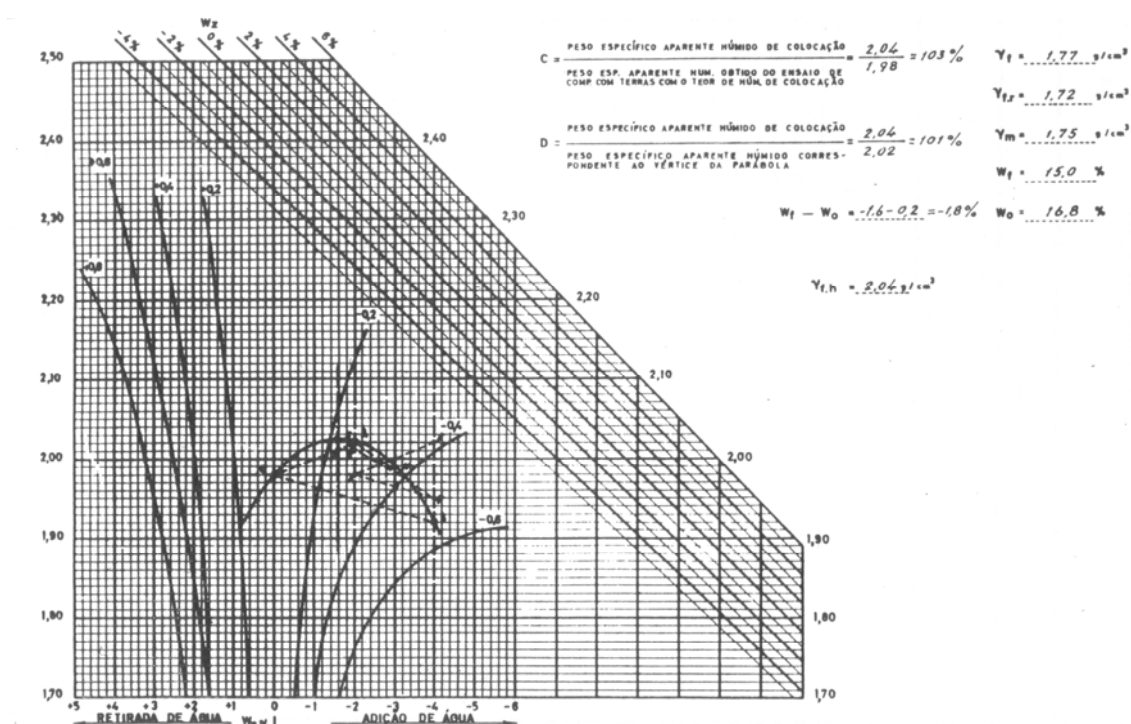


Fig. 4.5 – Método de Hilf (retirado de Melo e Ferreira, 1987).

Se, pelo contrário, o ponto B tem um peso volúmico transformado inferior ao do ponto A, seca-se a quantidade necessária para a realização de um novo ensaio de compactação, pesa-se no final da secagem e determina-se a percentagem de água perdida. Compacta-se o material seco, determina-se o respectivo peso volúmico e transforma-se num peso volúmico correspondente ao teor em água de colocação, dividindo-o pela soma de um com a percentagem de água perdida (valor negativo).

Os três pontos assim obtidos são suficientes para definir a curva correspondente ao peso volúmico correspondente ao teor em água de colocação se os pontos extremos tiverem ordenada inferior ao ponto central. Caso contrário será necessário proceder à determinação de um quarto ponto.

Seleccionam-se os 3 pontos mais próximos do ponto de máximo peso volúmico transformado, faz-se passar através deles uma parábola de eixo vertical (denominada curva de pesos volúmicos transformados) e determina-se as coordenadas do respectivo vértice (ponto com o valor máximo do peso volúmico).

A compactação relativa (D) é, então, determinada pela expressão:

$$D = \frac{\text{Peso volúmico de colocação}}{\text{Peso volúmico correspondente ao vértice da parábola}} \quad (4.3)$$

A eficiência de compactação (C) pode ser determinada a partir de:

$$C = \frac{\text{Peso volúmico de colocação}}{\text{Peso volúmico obtido no ensaio de compactação com o teor em água de colocação}} \quad (4.4)$$

O valor da diferença entre o teor em água óptimo e o teor em água de colocação ($w_{opt} - w$) é dado pela abcissa do vértice da parábola. Este valor é corrigido adicionando o valor indicado sobre a curva a cheio mais próxima do vértice, interpolando quando for necessário e tendo em atenção o sinal da correcção.

Conforme se pode constatar, pela breve descrição do ensaio, trata-se de um método relativamente rápido e de fácil aplicação, dando resultados com um elevado grau de aproximação, sendo, portanto, largamente difundido no controle de compactação de aterros de barragens. Contudo, apenas fornece grandezas relativas (grau de compactação e desvio do teor em água), sendo habitual complementar a sua aplicação com a determinação, em estufa, dos teores em água de colocação e dos provetes recompactados, o que permite a avaliação dos pesos volúmicos secos e o estabelecimento da respectiva curva de compactação.

4.3 NOVOS MÉTODOS DE CONTROLO

4.3.1 Considerações Gerais

Em itens anteriores fez-se referência aos métodos tradicionais de controlo de compactação de aterros baseados nas propriedades físicas (grau de compactação e desvio do teor em água), mencionando-se também que a determinação destes parâmetros é relativamente morosa, ao

que se junta, por vezes, o tempo necessário para a coordenação da execução do aterro e do respectivo controlo, conduzindo a situações em que os tempos de paragem são demasiado elevados.

Para obviar esta situação, na compactação de aterros rodovias e ferroviários, têm sido implementados métodos de controlo baseados no desempenho e, na compactação de barragens de aterro, em alguns casos, tem-se optado pela determinação dos parâmetros tradicionais de compactação apenas após a execução de diversas camadas.

Com vista à possibilidade de alargar a sua aplicação a barragens de aterro, isoladamente ou conjuntamente com a metodologia tradicional, neste item analisar-se-ão métodos de controlo baseados no desempenho, isto é, com base na deformabilidade avaliada em ensaios de propagação de ondas de superfície e de impacto.

4.3.2 Ensaios Geofísicos

Os ensaios geofísicos alcançaram um grande desenvolvimento nos anos 80 no reconhecimento e caracterização de maciços terrosos, dado que apresentam vantagens económicas e de rapidez na prospecção de grandes áreas relativamente a outros métodos de prospecção utilizados.

Segundo Mineiro (1981), os principais métodos geofísicos envolvem a medição de anomalias dos campos gravítico, magnético e eléctrico do terreno e a medição das variações da resistividade eléctrica e da velocidade das ondas elásticas de propagação no terreno.

Estes métodos permitem determinar as características estruturais e elásticas dos maciços através da medição de determinadas características físicas do terreno.

4.3.2.1 Ensaios Sísmicos

Estes métodos baseiam-se no facto da velocidade de propagação das ondas ou dos impulsos em corpos elásticos serem função do módulo de elasticidade, do coeficiente de Poisson e do peso volúmico do material (Mineiro, 1981).

Segundo Esteves *et al.* (1982), no caso de um meio sólido semi-indefinido, homogéneo e isotrópico, propagam-se dois tipos de ondas elásticas: as *ondas volumétricas*, que se propagam no seu interior, e as *ondas de superfície*, que se propagam à superfície do meio.

O mesmo autor faz referência a que as *ondas volumétricas* podem ser subdivididas em ondas de dilatação (ondas longitudinais ou ondas *P*) e em ondas de corte (ondas transversais ou ondas *S*).

Relativamente às *ondas de superfície* poderão ser divididas em ondas de Rayleigh e em ondas de Love.

Ondas volumétricas (ondas P e ondas S)

De acordo com Esteves *et al.* (1982), as ondas *P* caracterizam-se pelo movimento das partículas se processar na direcção de propagação da onda elástica, podendo a sua velocidade ser determinada através da seguinte expressão:

$$v_p^2 = \frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (4.5)$$

em que v_p representa a velocidade de propagação da onda de dilatação, longitudinal ou onda *P*, E o módulo de Young ou de elasticidade longitudinal, ρ a massa volúmica e ν o coeficiente de Poisson.

Com relação às ondas *S*, o mesmo autor refere que são caracterizadas pelas partículas se movimentarem numa direcção transversal à direcção de propagação da onda elástica, podendo a sua velocidade ser determinada por:

$$v_s^2 = \frac{G}{\rho} \quad (4.6)$$

sendo v_s a velocidade de propagação das ondas de corte, transversais ou ondas *S* e G o módulo de distorção.

Se se tiver em conta que

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.7)$$

estabelece-se a seguinte relação entre as duas velocidades:

$$\frac{v_p}{v_s} = \sqrt{2 \left(\frac{1-\nu}{1-2\nu} \right)} \quad (4.8)$$

O espectro de frequência das ondas volumétricas situa-se no intervalo de 15 a 100 Hz. As ondas de superfície apresentam normalmente frequências inferiores a 15 Hz (Esteves *et al.*, 1982).

No Quadro 4.2 apresentam-se valores de velocidades das ondas longitudinais (ondas P) e das ondas transversais (ondas S) de alguns materiais.

Quadro 4.2 – Velocidades de ondas elásticas de alguns materiais (Esteves *et al.*, 1982)

Materiais	Velocidade das ondas longitudinais (m/s)	Velocidade das ondas transversais (m/s)
Ar	330	-
Água	1450	-
Areia	300 - 800	100 - 500
Calcários	3 500 - 6 500	1 800 - 3 800
Granitos	4 600 - 7 000	2 500 - 5 000

Ondas de superfície (ondas Rayleigh e ondas Love)

Segundo Mineiro (1981), a velocidade das ondas de Rayleigh (v_R) obtém-se da expressão:

$$k^6 - 8k^4 + (24 - 16\alpha^2)k^2 + (16\alpha^2 - 16) = 0 \tag{4.9}$$

em que $k = \frac{v_R}{v_S}$ e $\alpha = \sqrt{\frac{1 - 2\nu}{2 - 2\nu}}$.

Conforme se pode constatar a velocidade de propagação das ondas de Rayleigh só depende da velocidade das ondas de corte (v_S) e do coeficiente de Poisson (ν).

De acordo com Esteves *et al.* (1982), as ondas de Rayleigh descrevem elipses num plano vertical que contém a direcção de propagação da onda.

O mesmo autor refere que, relativamente às ondas de Love, as partículas oscilam transversalmente à direcção de propagação da onda num plano paralelo à superfície.

Na Fig. 4.6 apresentam-se as relações entre o coeficiente de Poisson e as velocidades de propagação das ondas P , S e Rayleigh num meio elástico semi-indefinido.

Os diferentes métodos de prospecção sísmica são função do tipo de onda estudado. Na Fig. 4.7 apresenta-se um esquema simplificado das trajectórias de propagação das ondas sísmicas na interface entre duas camadas.

Uma onda longitudinal a propagar-se num meio 1, com velocidade v_1 , incide na interface com um meio 2 de características diferentes. Nesta situação poderá ocorrer a reflexão ou a refacção da onda incidente, dependendo do ângulo de incidência e das características relativas dos dois meios (Mineiro, 1981).

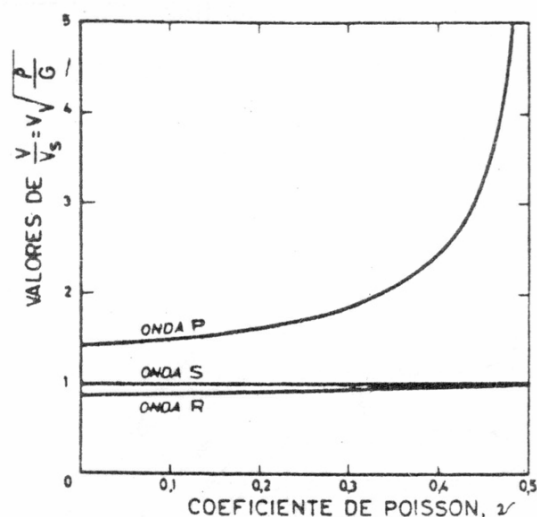


Fig. 4.6 – Relação entre ν e as velocidades de propagação das ondas P , S e Rayleigh num semi-espaço elástico (Esteves *et al.*, 1982).

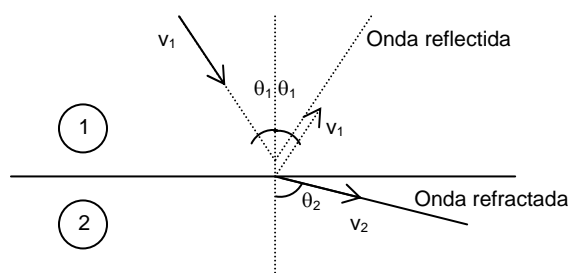


Fig. 4.7 – Propagação de ondas sísmicas num meio de duas camadas (baseado em Mineiro, 1981).

Assim, de acordo com a onda que analisa, os métodos de prospecção sísmica são, essencialmente, de quatro tipos: de reflexão, de refacção, sísmico directo e de análise espectral das ondas de superfície.

O método da reflexão tem maior aplicação na prospecção petrolífera e, segundo Esteves *et al.* (1982), as suas aplicações na resolução de problemas de engenharia civil tem-se limitado quase exclusivamente à definição da espessura de sedimentos e da morfologia do firme rochoso em zonas marítimas junto à costa.

Mineiro (1981) refere que este método utiliza registos de impulsos reflectidos na interface para localizar estratos a grande profundidade (cerca de 500 m) e só se conseguem detectar quando o seu tempo de chegada ao registador é suficientemente grande para ocorrer a dissipação dos restantes sinais correspondentes aos impulsos reflectidos e refractados em outros estratos mais superficiais.

Deste modo para o controlo da compactação este método deverá ser excluído, sendo possível a utilização dos restantes, uma vez que permitem aferir as características mecânicas das camadas superficiais.

Método da refração

A propagação de ondas sísmicas num meio de duas camadas homogéneas (ver Fig. 4.7), de superfície de separação plana e paralela à superfície da primeira camada, é regida pela lei de Descartes-Snell (Esteves *et al.*, 1982), dada pela seguinte expressão:

$$\frac{\text{sen } \theta_1}{v_1} = \frac{\text{sen } \theta_2}{v_2} \tag{4.10}$$

em que θ_1 e θ_2 são os ângulos de incidência e de refração do raio sísmico, v_1 a velocidade de propagação do meio 1, v_2 a velocidade de propagação do meio 2.

Admitindo que $v_2 > v_1$, se ocorrer uma incidência crítica, a onda refractada propaga-se ao longo da interface, com uma velocidade v_2 , isto é, $\theta_2 = 90^\circ$. Assim, para o ângulo crítico $\theta_1 = \theta_c$ e a expressão de Descartes-Snell terá a forma (Mineiro, 1981):

$$\frac{\text{sen } \theta_c}{v_1} = \frac{1}{v_2} \Rightarrow \text{sen } \theta_c = \frac{v_1}{v_2} \tag{4.11}$$

A onda refractada ao se propagar na interface entre os dois meios faz emergir novas ondas que se propagam, fazendo um ângulo θ_c com a vertical, que chegam à superfície e são detectadas pelos geofones aí colocados (ver Fig. 4.8).

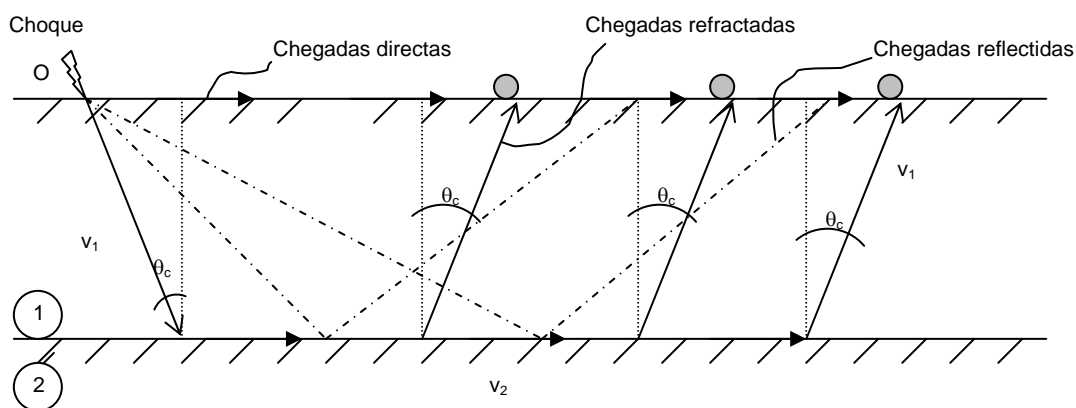


Fig. 4.8 – Propagação de ondas sísmicas num meio de duas camadas (baseado em Mineiro, 1981).

O método de refração consiste na aplicação de uma perturbação num ponto O, à superfície do terreno, fazendo explodir uma carga ou aplicando uma pancada forte de um pilão ou de um martelo. Esta perturbação irá gerar a propagação de ondas esféricas que, tal como simplificado na teoria da Óptica, possuem raios normais às superfícies da frente de onda (Esteves *et al.*, 1982).

As ondas geradas são detectadas através de geofones colocados à superfície do terreno a distâncias conhecidas da origem do ponto de aplicação da perturbação. Estes aparelhos transformam as vibrações do terreno em impulsos eléctricos e transmitem-nos a aparelhos registadores, onde são ampliados e registados os intervalos de tempo entre o instante da detonação ou da pancada e a chegada dos sinais dos vários tipos de ondas que se propagam.

Conforme se pode observar na Fig. 4.8, os geofones registam a chegada de ondas directas (que se propagam ao longo da superfície do terreno), de ondas reflectidas (ondas que sofrem reflexão na interface entre camadas) e de ondas refractadas (ondas que sofrem refração na interface).

Com base no esquema da Fig. 4.9 conclui-se que o tempo de percurso da onda directa, t_d , é igual a:

$$t_d = \frac{x}{v_1} \tag{4.12}$$

onde x representa a distância do ponto de perturbação ao geofone.

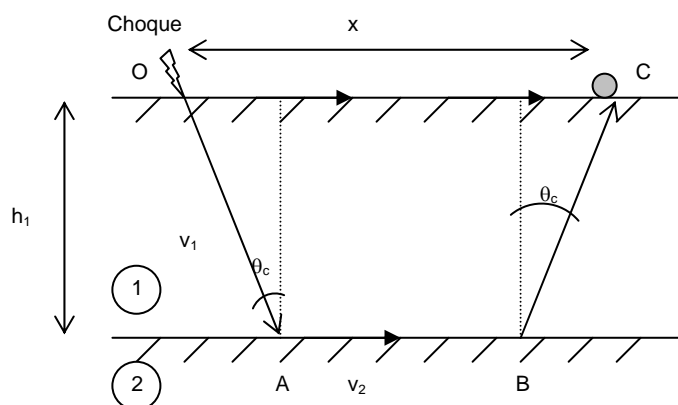


Fig. 4.9 – Refracção de uma onda com incidência crítica num meio de duas camadas (baseado em Mineiro, 1981).

De acordo com Esteves *et al.* (1982), e considerando a relação (4.11), mostra-se que a equação que exprime o tempo de percurso ao longo de \overline{OABC} , t_r , é a seguinte:

$$t_r = \frac{x}{v_2} + \frac{2h_1\sqrt{v_2^2 - v_1^2}}{v_1v_2} \quad (4.13)$$

onde h_1 é a espessura do estrato 1.

Designa-se por distância crítica (x_c) aquela para a qual o tempo de chegada das ondas directas se sobrepõe ao tempo de chegada das ondas refractadas, ou seja, $t_d = t_r$. Se se

substituir na equação (4.13) o valor de t_r por $t_d = \frac{x}{v_1}$, obtém-se o valor de x_c (Mineiro, 1981):

$$x_c = 2h_1\sqrt{\frac{v_2 + v_1}{v_2 - v_1}} \quad (4.14)$$

É usual representar-se graficamente a distância percorrida em função do tempo de percurso. A esta representação dá-se o nome de dromocrónica (Esteves *et al.*, 1982). Na Fig. 4.10 representa-se uma dromocrónica obtida num meio de duas camadas.

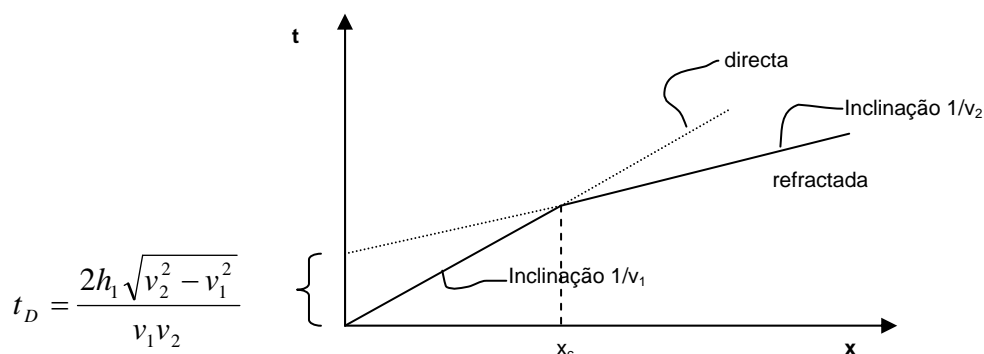


Fig. 4.10 – Dromocrónica obtida num meio de duas camadas (baseado em Mineiro, 1981).

Este método pode ser aplicado a meios com mais de duas camadas desde que a velocidade de propagação em cada estrato subjacente seja sempre superior ao estrato sobrejacente, pois se o estrato subjacente possui uma velocidade de propagação inferior ao do estrato superior não ocorre refração em direcção à superfície, uma vez que o ângulo de incidência (θ_1) é superior ao ângulo de refração (θ_2).

Na compactação de aterros supostos homogêneos, em condições normais, este método terá fortes limitações, dado que geralmente o contraste de características entre camadas é diminuto, podendo apenas ser utilizado para caracterização de interfaces entre diferentes estratos.

Análise espectral de ondas de superfície (SASW e CSW)

Existem dois métodos de auscultação que, segundo Fortunato (2003), permitem determinar o perfil detalhado das velocidades das ondas de superfície com o objectivo de obter “in situ” o valor do módulo de distorção a diferentes profundidades. Os dois métodos diferenciam-se pela fonte de energia utilizada. Assim, o método designado por análise espectral de ondas de superfície (SASW) utiliza uma fonte de energia transiente, ao passo que o método designado por ondas de superfície contínuas (CSW) utiliza um vibrador.

Esta metodologia baseia-se, tal como o método da refacção, na propagação de ondas elásticas (de superfície) através de terrenos, permitindo a determinação do módulo de deformabilidade.

Fortunato (2003) refere que os equipamentos utilizados são:

- “um vibrador electro-mecânico com uma força de pico de cerca de 500 N (CSW), que pode vibrar de forma controlada, produzindo ondas contínuas entre 5 e 600 Hz de frequência, ou um martelo (SASW);
- uma unidade de controlo do vibrador (CSW) e de aquisição do sinal dos geofones, associada a um computador para a análise do sinal, processamento da informação e gravação dos dados;
- uma unidade de alimentação do vibrador;
- seis geofones de 2 Hz de frequência própria;
- e um gerador portátil de 2,2 kW/115/230 V.”

Fortunato (2003) sintetiza os procedimentos básicos utilizados para executar e obter os resultados:

- i) “geração de movimentos, predominantemente verticais, no terreno;
- ii) medição da velocidade à superfície dos terrenos através de geofones alinhados em relação à fonte;
- iii) análise espectral dos registos para produzir uma curva de dispersão, relacionando a variação da velocidade das ondas de Rayleigh com o comprimento das ondas;
- iv) determinação do perfil de velocidades das ondas de Rayleigh com a profundidade, com base na inversão da curva de dispersão medida;
- v) aplicação da teoria da elasticidade para obter um perfil de rigidez com a profundidade a partir do perfil de velocidades das ondas de Rayleigh.”

Os sinais, registados no domínio do tempo e enviados pelos sensores de medida, são captados pelo sistema de análise de sinal (analisador espectral). São, então, amplificados, digitalizados e gravados (Fortunato, 2003).

De acordo com Stokoe *et al.* (1999), os registos da amplitude espectral no domínio do tempo são transformados para o domínio da frequência através da transformada de Fourier.

Na Fig. 4.11 apresenta-se um ensaio SASW efectuado “in situ” e os respectivos resultados obtidos.

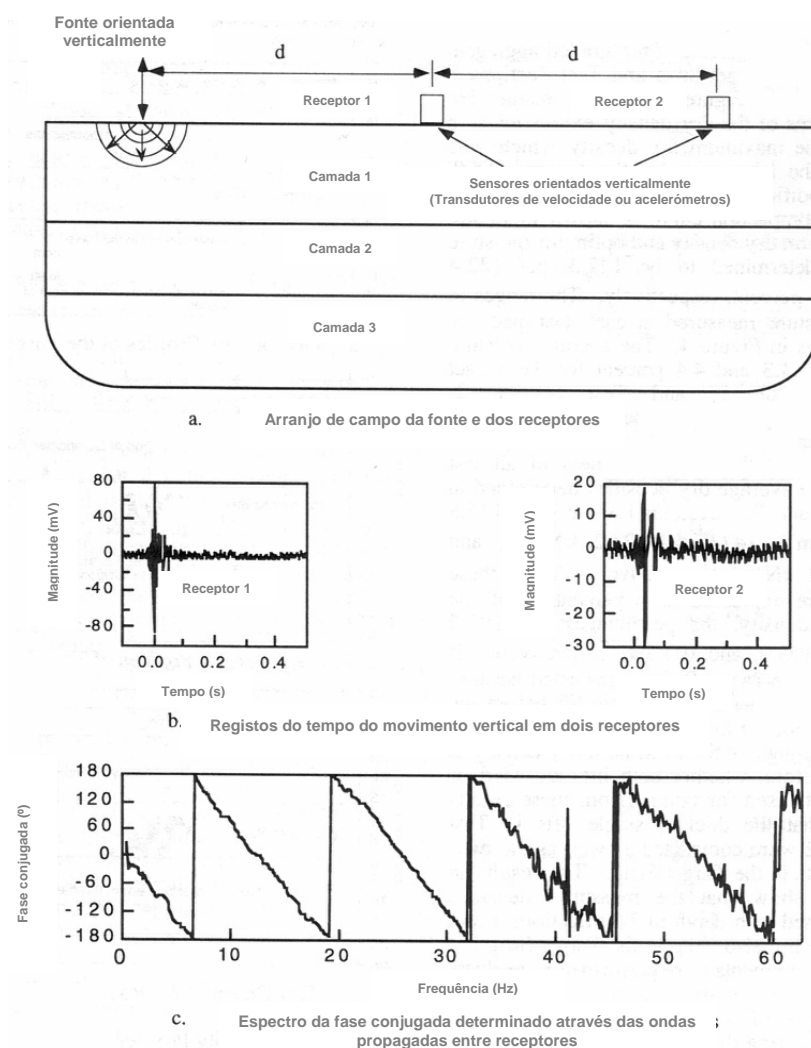


Fig. 4.11 – Ensaio SASW “in situ”: preparação experimental e respectivo espectro obtido para uma fonte de energia (Stokoe *et al.*, 1999).

Com os registos espectrais obtidos é possível determinar “a fase do sinal gerado pela fonte em cada posição dos geofones, calcular a diferença de fase entre os sinais dos geofones afastados de uma distância conhecida e a coerência da correlação entre sinais” (Fortunato, 2003).

A curva de dispersão pode ser obtida tendo em consideração a equação que relaciona o comprimento de onda com a frequência:

$$\lambda = \frac{2\pi d}{\phi} \quad (4.15)$$

em que λ é comprimento de onda, d a distância entre geofones e ϕ a diferença de fase, e a equação da velocidade de propagação:

$$v_R = \lambda f \quad (4.16)$$

em que f é a frequência.

O equipamento de análise espectral utilizado pelo LNEC permite a visualização, após cada determinação, do módulo de distorção em profundidade, uma vez que o referido equipamento dispõe de algoritmos que permitem fazer o tratamento dos dados, incluindo o processo de inversão (que é a determinação da profundidade para a qual a velocidade de fase calculada é representativa das características de propagação dos terrenos), através de um método simplificado.

De acordo com Fortunato (2003) neste método simplificado, designado por comprimento de onda-profundidade (λ/z), a profundidade representativa é considerada como uma fracção do comprimento de onda. O autor refere que para terrenos relativamente homogéneos λ/z pode variar entre 2 e 4, podendo-se atribuir o valor médio de 3.

4.3.3 Ensaios com o penetrómetro dinâmico ligeiro

Um trabalho, realizado por Ferreira Novais e Nunes (1997), analisou a possibilidade de avaliar o grau de compactação de aterros através dos resultados obtidos em sondagens com o penetrómetro dinâmico ligeiro (*PDL*). A grande vantagem apresentada pelos autores seria o facto de se poderem realizar com facilidade, e até profundidades de 5 a 10 m, diversas sondagens com o penetrómetro dinâmico ligeiro, “permitindo adensar substancialmente a malha dos ensaios e conhecer a baridade do solo em camadas profundas sem danificar o aterro”.

Numa obra de estradas em Carnaxide, os autores realizaram ensaios de penetração e ensaios “in situ” de determinação de peso volúmico seco em diversos pontos do aterro constituído por solos argilosos e arenosos.

O Penetrómetro Dinâmico Ligeiro (*PDL*) utilizado nos ensaios tinha as seguintes características:

Diâmetro do cone.....	0,03 m
Diâmetro exterior das varas.....	0,02 m
Peso do pilão.....	10,0 kgf
Peso das varas.....	2,0 kgf/m

Peso do batente e da guia do pilão.....3,0 kgf
 Altura de queda do pilão.....0,50 m

Os autores para os tipos de solos presentes, adoptaram as seguintes classificações em função do número de pancadas com o *PDL*, *n*:

Solos argilosos	
medianamente compactados	$n > 20$
bem compactados	$n > 40$
Solos arenosos	
medianamente compactados	$n > 30$
bem compactados	$n > 50$

A comparação dos resultados foi efectuada entre os pesos volúmicos obtidos e a média dos valores de *n*. Na Fig. 4.12 apresenta-se o diagrama γ_d em função de $\ln n$ obtido pelos autores.

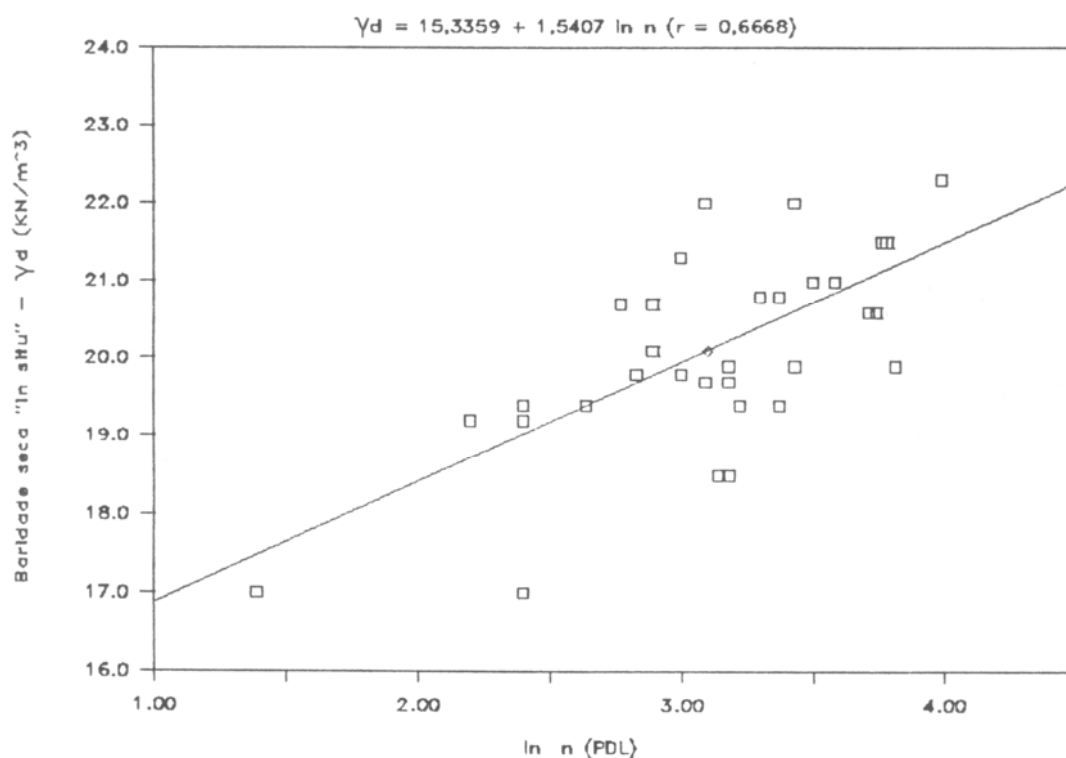


Fig. 4.12 – Diagrama γ_d em função de $\ln n$ (Ferreira Novais e Nunes, 1997)

Conforme se pode constatar a correlação obtida é muito fraca ($r = 0,6668$). Os autores mencionam que provavelmente se deve ao facto de os ensaios terem sido efectuados para diversos tipos de solos, o que fez aumentar a dispersão. Contudo o diagrama denota uma certa “tendência” para uma função semilogarítmica do tipo $\gamma_d = a + b \times \ln n$.

Considera-se útil a realização de um estudo sistemático de avaliação deste tipo de equipamento. Para tal, executar-se-ia um número representativo de ensaios tradicionais e com o penetrómetro ligeiro para cada um dos tipos de materiais seleccionados. Com base nos resultados obtidos averiguar-se-ia a existência ou não de correlação entre o número de pancadas obtido com os ensaios de PDL (do tipo semilogarítmico ou outro) e o peso volúmico seco, bem como a respectiva relação com o teor em água, parâmetro de grande influência em barragens de aterro.

4.3.4 Ensaios de impacto

Para a determinação da rigidez “in situ” de camadas de estradas era tradição executar o ensaio de carga em placa. Contudo, a realização deste ensaio requer a mobilização de pesados meios e trata-se de um ensaio moroso, que exige o recurso de meios humanos significativos e causa perturbações no desenvolvimento normal dos trabalhos.

Presentemente, estão ser efectuados no LNEC alguns estudos que envolvem métodos mais recentes, com o objectivo de avaliar a possibilidade destes constituírem alternativa ao ensaio de carga em placa na determinação da deformabilidade das camadas de aterro. Entre eles destacam-se o “Soil Stiffness Gauge”, o Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo (Portancemètre) e o Deflectómetro de Impacto.

Um outro método, desenvolvido na Austrália, é o “Clegg Impact Soil Tester”, capaz de estimar a variabilidade das camadas de aterro e controlar o efeito do número de passagens do cilindro.

“Soil Stiffness Gauge”

O Soil Stiffness Gauge (SSG) é um equipamento electromecânico que gera e transmite à superfície das camadas pequenas forças que provocam deslocamentos nessa superfície. As forças são produzidas por um vibrador electro-mecânico e transmitidas à superfície através de um anel.

O equipamento tem 0,28 m de diâmetro, 0,27 m de altura e 10 kgf de peso (ver Fig. 4.13). É constituído, essencialmente, por (Fortunato, 2003):

- “um vibrador electro-mecânico;
- uma fonte de alimentação;
- uma base metálica que dispõe de um anel rígido, através do qual se faz o apoio do aparelho e se transmite a força produzida à superfície a ensaiar;
- dispositivos de isolamento de vibrações;
- dois transdutores de velocidade (sensores);
- uma unidade de controlo, que envia o sinal para o vibrador, processa os sinais dos sensores, executa os cálculos e procede ao registo dos resultados;

- um monitor associado à unidade de controlo, o qual permite ao operador fornecer os elementos necessários ao ensaio e obter a informação produzida pelo equipamento”.

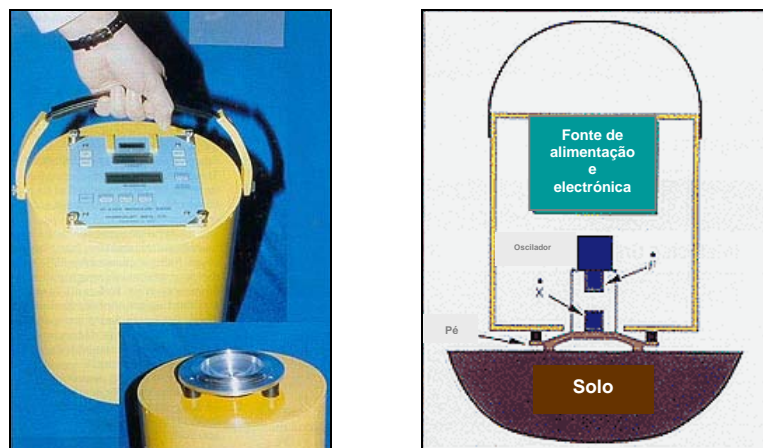


Fig. 4.13 – Soil Stiffness Gauge
(<http://www.tfhrc.gov/pubrds/marapr98/soil.htm>)

O equipamento mede as forças aplicadas e as consequentes velocidades de deformação obtidas na superfície da camada, para diversos valores de frequência de vibração (entre 100 e 196 Hz), sendo obtido um valor médio para rigidez da camada. Se se considerar a seguinte equação da rigidez:

$$K = \frac{F}{\delta} \quad (4.17)$$

em que K representa a rigidez média, δ a deflexão da superfície e F a força aplicada, dada pela expressão:

$$F = \frac{1,77RE}{(1-\nu^2)} \delta \quad (4.18)$$

sendo R o raio exterior do anel de carga, E o módulo de deformabilidade (Young) e ν o coeficiente de Poisson.

O módulo de deformabilidade vem então:

$$E = \frac{K(1-\nu^2)}{1,77R} \quad (4.19)$$

Fortunato (2003) refere ainda que a rigidez das camadas a ensaiar deverá estar compreendida no intervalo de 3 a 70 MN/m, que corresponde a valores do módulo de deformabilidade compreendidos entre 25 e 600 MPa.

Com relação à profundidade interessada pelo ensaio, o mesmo autor refere que é da ordem de 0,20 a 0,30 m, valores estes estimados pela solução clássica do problema da distribuição de energia de deformação produzida pelo movimento de um anel rígido num meio espaço semi-infinito, constituído por um material homogéneo.

Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo

O Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo (MCSC), também conhecido por Portancemètre, é um equipamento concebido pelo Centre d'Expérimentation Routière (CER) e desenvolvido pelo Centre d'Études et de Construction de Prototypes (CECP) do Centre d'Études Techniques de l'Équipement (CETE).

De acordo com Quibel (1999), este equipamento mede em contínuo o módulo de deformabilidade de uma plataforma, rodando sobre a mesma a uma velocidade de cerca de 1 m/s.

A camada a analisar é solicitada por uma roda vibrante (ver Fig. 4.14), com cerca de 1 m de diâmetro, 0,20 m de largura e 600 kgf de peso (<http://www.geocontrole.pt>).



Fig. 4.14 – MCSC - Portancemètre (<http://www.geocontrole.pt>).

Segundo Fortunato (2003), a instrumentação instalada permite medir: “a componente vertical das acelerações das massas vibrantes e suspensas (através de dois acelerómetros de eixo vertical); a frequência de vibração e o desfasamento entre a amplitude vertical de vibração e a força centrífuga aplicada à roda (através de duas células fotoeléctricas)”.

De acordo com Quibel (1999), a componente vertical da força aplicada pela roda vibrante pode ser calculada através da expressão (ver Fig. 4.14):

$$FTA = M_1g + M_0a_{v1} + (M_1 - M_0)a_{v2} + F_c \tag{4. 20}$$

em que M_1g é o peso total do conjunto, M_0a_{v1} a força de inércia da massa vibrante, sendo a_{v1} a aceleração vertical dessa massa, $(M_1 - M_0)a_{v2}$ a força de inércia do chassis, sendo

a_{v2} a componente vertical da aceleração (residual) e F_c a componente vertical da força centrífuga produzida pela massa, dada pela seguinte expressão:

$$F_c = me \times \omega^2 \times \cos \varphi \quad (4. 21)$$

em que me representa o momento produzido pela massa excêntrica, ω a respectiva frequência angular e φ o ângulo entre o vector da força centrífuga e a vertical.

O domínio de aplicação do *MCSC* é para módulos de deformabilidade, medidos à superfície em ensaios de carga com placa, compreendidos entre 30 e 300 MPa e a profundidade interessada da camada é da ordem de 0,60 m.

Fortunato (2003) refere que foram efectuados ensaios em estruturas construídas com diferentes materiais (agregados, solos e materiais tratados), onde se obtiveram módulos de deformabilidade da ordem de 20 a 500 MPa com ensaios de carga estática com placa de 0,60 m. Estes ensaios permitiram obter uma correlação entre este tipo de ensaios e o *MCSC*, relacionando a rigidez obtida com o *MCSC* e o módulo de deformabilidade determinado nos ensaios de carga estática com placa de 0,60 m, através da expressão:

$$E_{v2} = 5k \quad (4. 22)$$

em que E_{v2} representa o módulo de deformabilidade obtido nos ensaios de carga estática com placa de 0,60 m (em MPa) e k a rigidez obtida nos ensaios com *MCSC* (em kN/mm).

Deflectómetro de impacto

O deflectómetro de impacto (*FWD* – Falling Weight Deflectometer) é um equipamento de carga dinâmica com placa e permite, tal como o ensaio de carga estática em placa, a determinação do módulo de deformabilidade.

O equipamento utilizado para este tipo de ensaios é relativamente pesado, o que cria dificuldades de transporte e utilização. Assim, para contornar estas limitações, têm sido desenvolvidos deflectómetros de impacto portáteis (*DIP*).

De acordo com Fortunato (2003), o *DIP* utilizado pelo LNEC é um equipamento que pesa cerca de 30 kgf e é constituído por:

- (i) uma placa de carga de 0,30 m de diâmetro;
- (ii) uma massa móvel, de 10 kg, que pode cair de uma altura máxima de 0,80 m;
- (iii) uma célula que mede a carga aplicada à superfície a ensaiar;
- (iv) um conjunto de batentes de borracha que absorvem a energia transmitida pela massa e transmitem o impulso à célula de carga;

- (v) e um geofone que, através de um furo existente no centro da placa, mede a velocidade de deformação da superfície ensaiada.

A profundidade interessada pelo ensaio é da ordem de 0,60 m. O módulo de deformabilidade da camada é determinado através de um programa de cálculo automático a instalar no computador portátil a que a célula de carga e o geofone estão ligados, e que regista, no tempo, a força aplicada e a deflexão do ponto da camada ensaiada.

Na Fig. 4.15 apresenta-se uma fotografia com o equipamento necessário à realização do ensaio.

“Dynaplaque”

A Dynaplaque permite a geração no solo a auscultar de impulsos dinâmicos semelhantes aos causados pela passagem de um veículo de 13 toneladas a uma velocidade de 60 km/h. O impulso é produzido através da queda de uma massa sobre uma placa de 0,60 m de diâmetro (ver Fig. 4.16).

Este tipo de equipamento respeita os critérios da norma francesa NF P 94-117-2 e é utilizado para medir o módulo de deformabilidade de aterros e permite igualmente determinar a homogeneidade das camadas de aterro construídas (LCPC – http://www.lcpc.fr/en/produits/materiels_mlpc/fiche.dml?id=105&type=abcdaire).

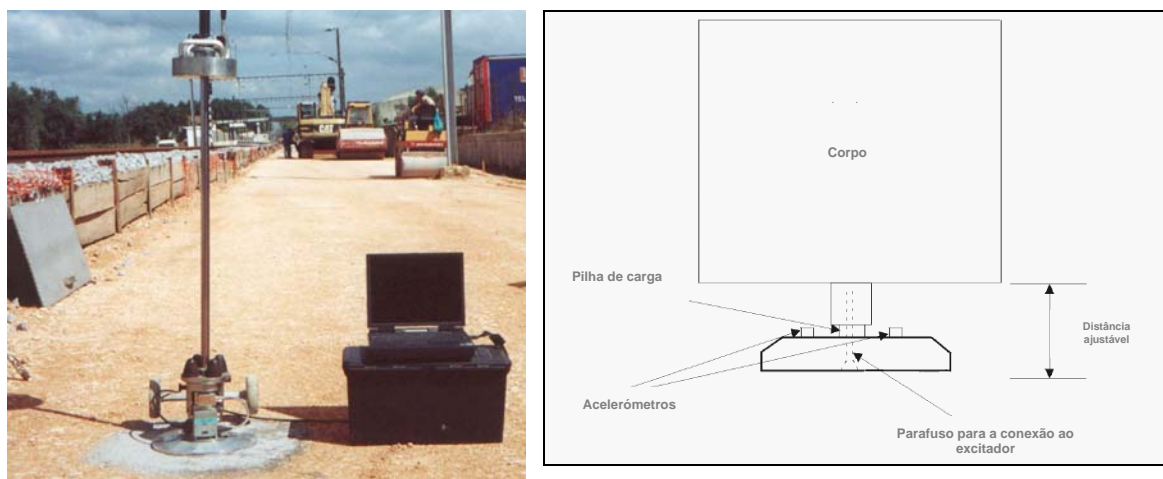


Fig. 4.15 – Deflectómetro de Impacto Portátil

Segundo Quibel (1999), o módulo dinâmico obtido com este ensaio pode ser calculado, considerando um comportamento elástico, através da seguinte expressão:

$$E_d = \frac{F}{d} \frac{1,5R}{S} \tag{4. 23}$$

em que E_d representa o módulo dinâmico obtido com Dynaplaque, F a força transmitida ao solo, d o deslocamento da placa, R o raio da placa e S a área da placa.

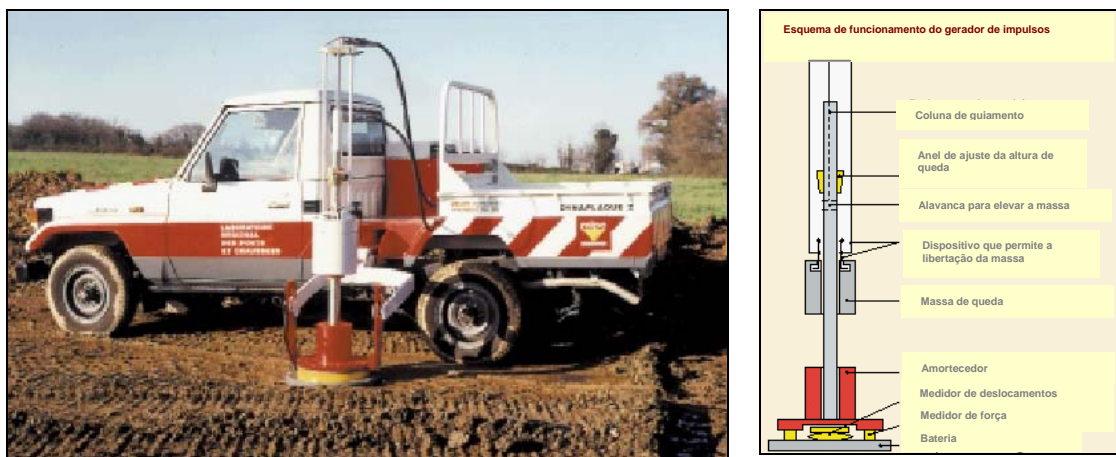


Fig. 4.16 – Dynaplaque 2
(http://www.lcpc.fr/en/produits/materiels_mlpc/fiche.dml?id=105&type=abcaire).

O mesmo autor refere que foram efectuados alguns ensaios que permitem estabelecer uma boa correlação ($r^2 = 0,96$) entre o E_d e o módulo de deformabilidade E_{V2} obtido com ensaios de carga estática em placa para o intervalo entre 10 e 350 MPa.

“Clegg Impact Soil Tester”

O “Clegg Impact Soil Tester” (CIST) é um equipamento constituído, essencialmente, por: um martelo cilíndrico, um tubo guia e instrumentação electrónica (Fig. 4.17), desenvolvido no Departamento de Engenharia Civil da University of Western Austrália, por volta dos anos 70.



Fig. 4.17 – “Clegg Impact Soil Tester”

O ensaio consiste em largar, de uma altura pré-determinada, o martelo cilíndrico, de massa igual a 0,5 kg (“Light Clegg Hammer”), a 2,25 kg (“Medium Clegg Hammer”), a 4,5 kg (“Standard Clegg Hammer”), ou a 20 kg (Heavy Clegg Hammer). O martelo geralmente utilizado nos ensaios de controlo em aterros é de 4,5 kg e é largado de uma altura de 0,45 m.

O impacto do martelo no terreno produz a sua desaceleração, desaceleração esta que é medida através de um dispositivo electrónico e traduzida por intermédio de um parâmetro denominado de *CIV* (Clegg Impact Value), que é igual ao parâmetro “Impact Value” (*IV*) da norma ASTM D 5874.

De acordo com a referida norma, o *IV* reflecte e responde a diferenças nas características físicas que influenciam o comportamento resistente do material. Sendo uma medida da força dinâmica de penetração pode ser utilizado na determinação de parâmetros de resistência do terreno.

Estudos realizados na University of Western Australia revelaram existir uma correlação entre o *IV* e o valor do *CBR* (California Bearing Ratio). Segundo Clegg (1986), a expressão que relaciona os dois parâmetros é dada por:

$$CBR = (0,24 CIV + 1)^2 = 0,06 CIV^2 + 0,52 CIV + 1 \quad (r = 0,957) \quad (4. 24)$$

em que *CBR* significa o California Bearing Ratio e *CIV* o Clegg Impact Value. Na Fig. 4.18 apresentam-se os resultados obtidos nos 200 ensaios realizados no Departamento de Engenharia Civil da University of Western Australia.

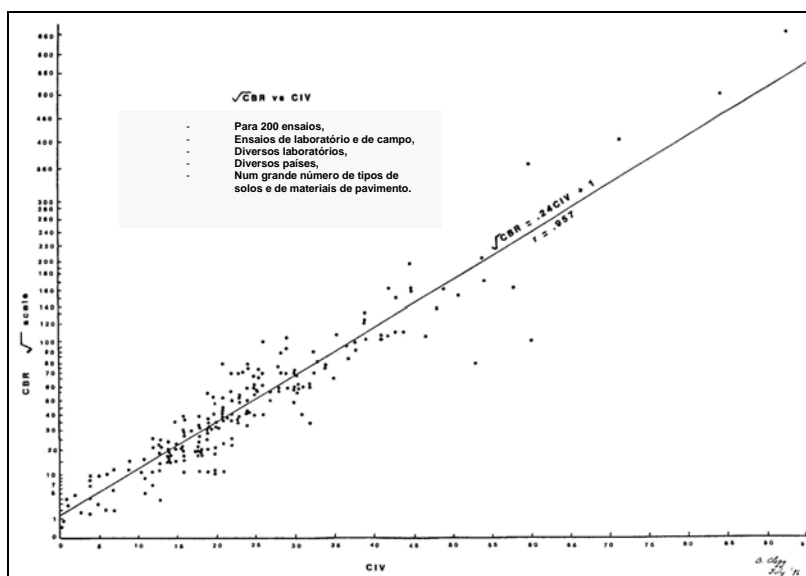


Fig. 4.18 – Correlação entre CBR e CIV
<http://www.clegg.com.au/information%20list12.htm>

A norma ASTM D 5874 alega que este método não permite determinar directamente o grau de compactação, permitindo contudo a obtenção de um índice de resistência das camadas, a partir do qual é possível aferir a compactação, para o caso particular das condições da mistura. A mesma norma refere que se têm observado nestes ensaios dois tipos distintos de comportamento dos materiais: no primeiro caso a resistência mantém-se constante ao longo do

lado seco da curva de compactação (Fig. 4.19), no segundo caso a resistência aumenta no lado seco da curva de compactação até atingir um valor de pico de resistência (para valores situados no intervalo de 95 a 98% do valor do peso volúmico seco máximo) decrescendo rapidamente no lado húmido da curva (Fig. 4.20).

4.4 COMPACTAÇÃO INTELIGENTE

A “compactação inteligente” é um método inovador que consiste na utilização de cilindros vibradores com sistemas de controlo e medição das deformações. Este sistema de medição colecta uma série de informações que permitem fazer adaptações contínuas do equipamento, por forma a otimizar a compactação, indo ao encontro das condições requeridas nas especificações.

Este sistema faz o controlo de alguns parâmetros na compactação, como a amplitude de vibração, a frequência e a velocidade angular do cilindro. O resultado obtido é o módulo de deformabilidade do solo, que é determinado em contínuo, por toda a área compactada.

Na Fig. 3.22 apresentou-se um cilindro de vibração que permite a adaptação automática da amplitude de vibração durante o processo de compactação. As zonas que apresentam menor rigidez são compactadas com maiores amplitudes e as zonas com maior resistência são automaticamente compactadas com menores amplitudes, permitindo evitar os efeitos da sobrecompactação, conforme mostrado na Fig. 3.23.

O princípio usado é semelhante ao de alguns métodos de impacto referidos anteriormente (como o “portancemètre”), uma vez que, este tipo de cilindros permite a determinação do módulo de vibração (E_{vib}) do solo [MN/m^2] durante a compactação, usando a relação existente entre a reacção do solo e a deflexão que ocorre no cilindro. Este parâmetro relaciona-se directamente com o módulo de deformabilidade obtido nos ensaios de carga estática (E_{V2}).

Outra característica deste tipo de cilindro, de acordo com o fabricante, é a de permitir a pré-selecção de cinco módulos de deformação diferentes (45, 80, 100, 120 e 150 MN/m^2) como alvo a atingir com o cilindro. Este sistema permite, assim, uniformizar a compactação das camadas.

Contudo, é ainda necessária alguma investigação antes da aplicação desta metodologia se tornar padrão na construção de aterros de barragens. De facto, segundo Briaud e Seo (2003), é necessário:

- a) demonstrar que a compactação inteligente conduz a melhores resultados que a compactação tradicional, sendo importante analisar os custos a que cada metodologia conduz;

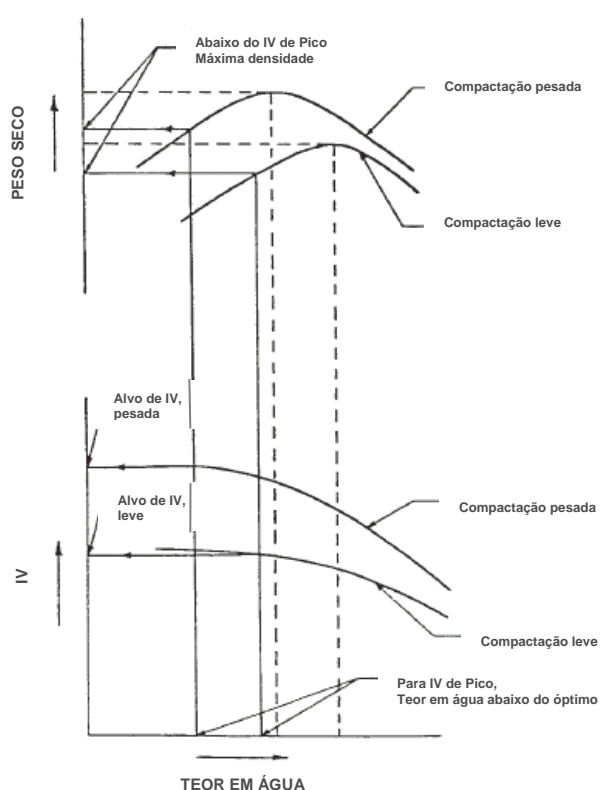


Fig. 4.19 – Parâmetro IV para materiais que não apresentam valor de pico (ASTM D-5874).

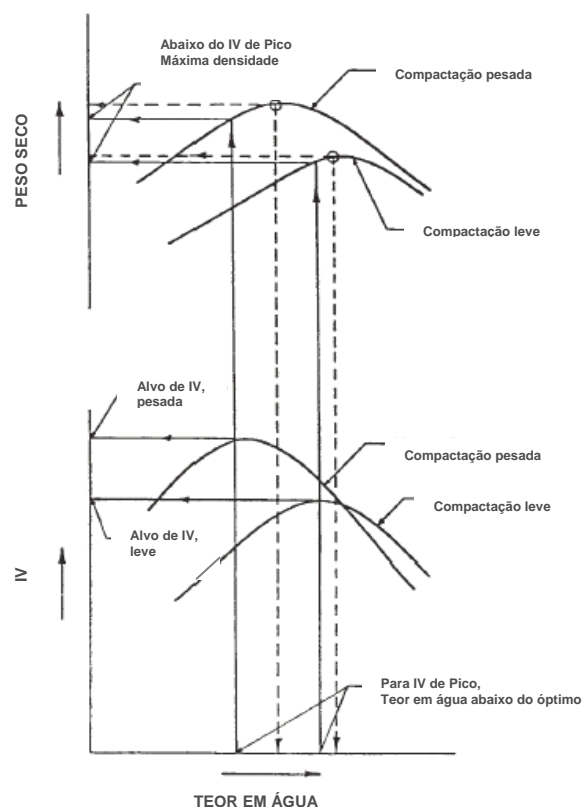


Fig. 4.20 – Parâmetro IV para materiais que apresentam um valor de pico pronunciado (retirado de ASTM D-5874).

- b) perceber a interdependência existente entre o módulo de deformabilidade e o teor em água no solo, bem como a forma de variação do módulo de deformação em função do teor em água;
- c) desenvolver em laboratório ou em aterro experimental um ensaio simples que permita determinar “à priori” o valor do módulo de deformabilidade a atingir a partir do traçado de uma curva módulo de deformabilidade em função do teor em água, sendo depois verificado em campo esse valor de módulo de deformabilidade através da realização do mesmo ensaio “in situ”;
- d) estudar a espessura da camada que poderá ser adoptada com esta metodologia para os vários tipos de materiais de aterro;

4.5 CONTROLO DE ATERRS COM MISTURAS DE SOLO-ENROCAMENTO

O controlo de aterros de solos é feito recorrendo à metodologia tradicional, onde é corrente exigir, em praticamente todas as especificações de compactação de aterros, que o valor do

peso volúmico seco do material compactado e o valor do desvio de teor em água estejam compreendidos em determinados intervalos referidos ao peso volúmico seco máximo e ao teor em água óptimo obtidos em ensaios de compactação (E 197-1966).

No caso de se tratar de aterros de enrocamento, o controlo é, geralmente, efectuado através da verificação do índice de compacidade.

Contudo, em misturas de solo-enrocamento o controlo tradicional não é representativo da mistura global, pois os ensaios de laboratório de referência são realizados sobre granulometrias truncadas superiormente (ao peneiro de 3/4" - E 197-1966), pelo que os respectivos resultados são insuficientes para representar o comportamento mecânico do material como um todo, surgindo a necessidade de corrigir os resultados.

Durante a Segunda Guerra Mundial ocorreu uma rápida expansão na construção de aeródromos para aterragem de pesados bombardeiros. Tal criou a necessidade de aterros menos deformáveis, com densidades mais elevadas, surgindo, assim, a utilização de materiais mais grosseiros. Esta exigência foi responsável pelo desenvolvimento de novas técnicas de controlo da compactação, recorrendo-se a moldes de maiores dimensões e a esforços de compactação superiores (USCOLD,1988).

Por vezes, em alguns projectos, fica subentendido que, quando o material possui uma considerável quantidade de material grosso (retido no peneiro de 3/4"), o valor de referência do peso volúmico seco máximo deve incluir o efeito das partículas de maiores dimensões. Contudo, nem sempre é fácil reflectir o efeito da presença dos grossos nos valores de referência, sabendo-se que, em geral, faz aumentar o valor do peso volúmico seco máximo e diminuir o valor do teor em água óptimo.

Houston e Walsh (1993) referem que, para se ter em conta o efeito do material grosso no controlo, podem-se adoptar as seguintes medidas:

1. realização, com a totalidade do material, de ensaios de grande dimensão para se obterem os valores do teor em água óptimo e do peso volúmico seco máximo da mistura;
2. realização de ensaios de compactação em moldes de menores dimensões utilizando o método de truncagem e de substituição ("scalp-and-replace"), que consiste em retirar a fracção grossa (retida no peneiro 3/4") e substituí-la por uma fracção de igual peso de material fino (passado no peneiro 3/4" mas retido no peneiro n.º 4);
3. realização de ensaios de compactação em molde de 6", com material passado no peneiro de 19 mm (3/4") e em que o material retido nesse peneiro é eliminado; este procedimento só é válido se a percentagem retida no peneiro de 3/4" for inferior a 10% (ASTM D698);

4. realização de ensaios de compactação com material de dimensões inferiores ao peneiro n.º 4, para determinação do teor em água óptimo e do peso volúmico seco máximo para essa fracção, e correcção desses resultados através de expressões apropriadas, tendo em conta as percentagens relativas da fracção grossa e da fina (através da Norma D4718 ASTM, da Especificação T224 ou da Especificação 5515-89 do USBR).

O método 1 é o método mais moroso e dispendioso, sendo, portanto, raramente utilizado. Os métodos 2 e 4 são bastante utilizados para misturas contendo entre 10 e 60% de grossos. O método 3 é apenas aplicável a misturas com reduzidas quantidades de grossos, cujo comportamento é nitidamente controlado pela respectiva matriz fina.

Um estudo efectuado, em 1975, por Donaghe e Townsend (referido por LNEC, 1987-a), concluiu que o método de remoção e substituição da fracção grossa influencia as características de compactação, pelo que devem ser sempre adoptadas correcções adequadas, para terem em conta que o peso volúmico seco máximo da amostra truncada diminui e o teor em água óptimo aumenta relativamente a uma amostra completa.

Houston e Walsh (1993) apresentam um quadro onde resumem as equações de correcção mais usadas (ver Quadro 4.3).

O factor correctivo r_A , na segunda fórmula da *AASHTO*, ou o factor correctivo r_U , da fórmula do USBR, servem para compensar o facto das partículas grossas interferirem entre si, impedindo que o material mais fino, existente no seu meio, seja inteiramente compactado. Na fórmula da *ASTM* não existe este factor correctivo, sendo, contudo, a sua validade limitada a percentagem de grossos inferiores a 40%. Este factor correctivo pode também ser descrito como grau de compactação da fracção fina, conforme especificado na norma USBR 5515-89.

Um primeiro método utilizado foi o método 2 de truncagem e de substituição (“scalp-and-replace”, muito utilizado pelo Corps of Engineers), e consiste em realizar ensaios em molde de pequenas dimensões e substituir a fracção considerada “grossa”, ou seja, o material retido no peneiro de $\frac{3}{4}$ ”, por material passado no peneiro $\frac{3}{4}$ ”, mas retido no peneiro n.º 4.

De acordo com JAE/LNEC (1994), ao empregar o método de truncagem e de substituição (“scalp-and-replace”), o teor em água óptimo e o peso volúmico seco máximo da amostra total podem ser obtidos em função da percentagem de grossos, de acordo com as equações:

$$w_{opt}^T = \frac{P_F w_F + P_C w_C}{100} \quad (4.25)$$

$$\gamma_{d \text{ máx}}^T = \frac{100}{\frac{P_C}{\gamma_d^C} + \frac{P_F}{\eta \gamma_{d \text{ máx}}^F}} \quad (4.26)$$

em que w_{opt}^T representa o teor em água óptimo do material integral, w_F o teor em água da fracção fina, w_C o teor em água da fracção grossa, $\gamma_{d \text{ máx}}^T$ o peso volúmico seco máximo do material integral, $\gamma_{d \text{ máx}}^F$ o peso volúmico seco máximo da fracção fina, γ_d^C o peso volúmico seco da fracção grossa, η o coeficiente de correcção, dado através da Fig. 4.21, P_C a percentagem ponderal da fracção grossa (retida no peneiro n.º 4 da série ASTM) e P_F a percentagem ponderal da fracção fina.

Quadro 4.3 – Equações de correcção dos resultados do material integral (adaptado de Houston e Walsh, 1993)

Designação da equação	Referência	Equação	Observações
AASHTO - 1	AASHTO T224 (Standard 1982)	$\gamma_{d \text{ máx}}^T = (1 - P_C) \gamma_{d \text{ máx}}^F + 0,9 P_C \gamma_w G_M$	$\gamma_{d \text{ máx}}^F$ determinado através do método A ou B da norma AASHTO T99 ou T180.
AASHTO - 2	AASHTO T224 (Standard 1982)	$\gamma_{d \text{ máx}}^T = \frac{\gamma_w}{\frac{P_C}{G_M} + \gamma_w \frac{1 - P_C}{r_A \gamma_{d \text{ máx}}^F}}$	$\gamma_{d \text{ máx}}^F$ determinado através do método A ou B da norma AASHTO T99 ou T180. O factor de correlação r_A depende do tipo de rocha.
ASTM	ASTM D4718 ("Soil" 1989)	$\gamma_{d \text{ máx}}^T = \frac{\gamma_w}{\frac{P_C}{G_M} + \gamma_w \frac{1 - P_C}{\gamma_{d \text{ máx}}^F}}$	$\gamma_{d \text{ máx}}^F$ determinado através da norma ASTM D698 ou D1557.
USBR	USBR 5515-89 ("Procedure" 1990)	$\gamma_{d \text{ máx}}^T = \frac{\gamma_w}{\frac{P_C}{G_M} + \gamma_w \frac{1 - P_C}{r_u \gamma_{d \text{ máx}}^F}}$	$\gamma_{d \text{ máx}}^F$ determinado através do método 5500-89 do USBR. O factor correctivo r_u depende da rocha e da composição dos finos (argilosos, siltosos ou arenosos).

$\gamma_{d \text{ máx}}^T$ – Peso volúmico seco máximo do material integral;

$\gamma_{d \text{ máx}}^F$ – Peso volúmico seco máximo da fracção fina,

G_M – Densidade das partículas sólidas constituintes da fracção grossa (retida no peneiro nº4),

P_C – Percentagem ponderal da fracção grossa;

r_A – Factor correctivo para ter em conta o efeito das partículas de grandes dimensões na equação da AASHTO;

r_u – Factor correctivo para ter em conta o efeito das partículas de grandes dimensões na equação da USBR.

JAE/LNEC (1994) referem ainda que, relativamente aos métodos 2 e 4, o peneiro ¾" não é o mais indicado para se proceder à separação da fracção grossa, uma vez que esta poderá atingir percentagens muito elevadas. Consequentemente, estes procedimentos não são muito adequados à maioria das granulometrias correntes em misturas de solo-enrocamento.

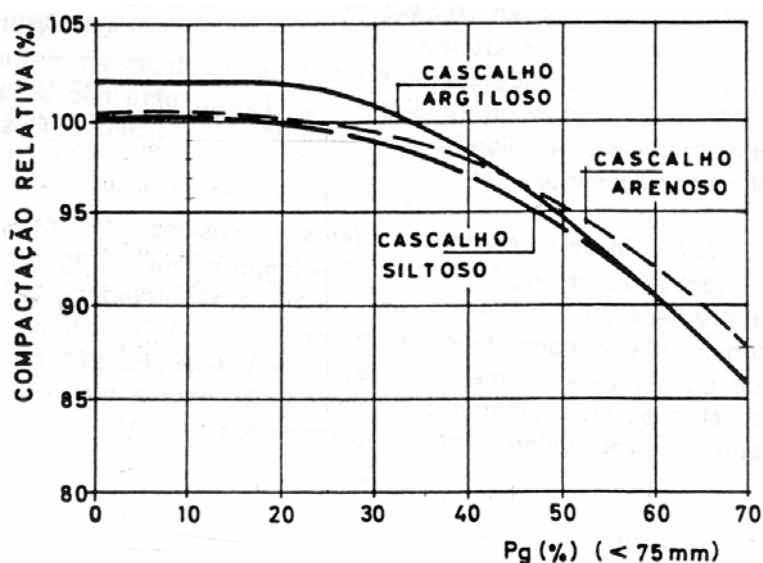


Fig. 4.21 – Coeficiente de correcção do peso volúmico seco máximo em função da fracção grosseira e em relação ao ensaio de compactação leve (retirado de JAE/LNEC, 1994)

Existem outros métodos de controlo destes materiais. Por exemplo Maranha das Neves e Veiga Pinto (1983) fazem referência ao método utilizado no controlo dos aterros com misturas de solo-enrocamento da Barragem de Meimoa, que consistiu na realização de ensaios de compressão unidimensional sobre amostras com diâmetro igual a 230 mm. Foram realizados ensaios para dois pesos volúmicos secos diferentes (aproximadamente de 20 e 21,5 kN/m³), três valores de teor em água (variáveis entre 4 e 11%) e várias percentagens de grossos na mistura. Pretendia-se com estes ensaios controlar os módulos edométricos do material, para que estes se situassem no intervalo de 30 a 40 MPa, de modo a que não ocorresse grande contraste de rigidez entre o material do núcleo e o do maciço estabilizador de jusante.

Os ensaios realizados permitiram aos autores estabelecerem correlações de modo a respeitarem o critério estabelecido (módulo edométrico entre os 30 e os 40 MPa). Na Fig. 4.22 apresentam-se esses resultados.

Outro método utilizado no controlo deste materiais é a realização de ensaios de carga com placa, que visam a determinação do módulo de deformabilidade dos materiais. Na Fig. 4.23 apresenta-se esquematicamente o tipo de montagem utilizada para a realização destes ensaios.

De acordo com Melo (1982), trata-se de um ensaio de prática corrente na resolução de problemas de fundações directas, uma vez que permite simular as condições de funcionamento de sapatas. A superfície onde a placa irá assentar deverá ser o mais plana, horizontal e regular possível. Assim, o autor menciona que, em solos mais grosseiros (como é o caso das misturas

de solo-enrocamento), é aconselhável o recurso a uma delgada camada de areia ou, até mesmo, de argamassa fraca, de forma a regularizar a superfície. Este procedimento permite que haja um perfeito contacto entre a placa e o terreno ao longo de toda a superfície e evita a existência de pontos salientes isolados, nos quais se gerariam "concentrações de tensões, com possibilidade de cedência localizada, que acabariam por aumentar as dificuldades de interpretação dos resultados e diminuiriam a sua precisão" (citado de Melo, 1982).

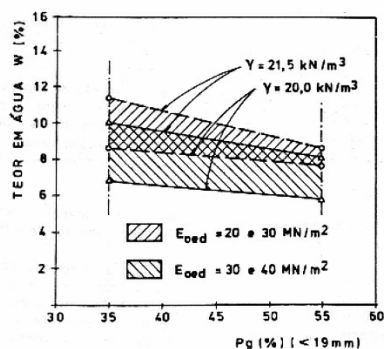


Fig. 4.22 – Especificações para o controlo de compactação de um aterro constituído por misturas de solo-enrocamento por forma a atingir determinada deformabilidade (retirado de JAE/LNEC, 1994)).

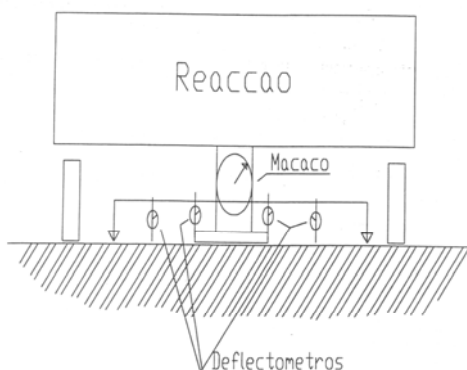


Fig. 4.23 – Representação esquemática dos sistemas de aplicação de cargas e de leitura dos deslocamentos do ensaio de carga com placa (JAE/LNEC, 1994).

As placas normalmente usadas são estruturas metálicas rígidas em aço, geralmente circulares ou quadrangulares. Melo (1982) menciona ainda que a aplicação de cargas mediante o recurso a um elemento rígido gera importantes concentrações de tensões junto aos bordos, chegando mesmo a provocar zonas de plastificação. Deste modo, o autor desaconselha o recurso a placas de dimensões reduzidas, na medida em que este efeito de bordo poderá ter uma considerável influência no comportamento global da placa. Existe, também, toda a conveniência em recorrer a placas de dimensões tão grandes quanto possíveis, devido aos efeitos de escala e às heterogeneidades do material ensaiado – mistura solo-enrocamento – onde existe uma percentagem de elementos grossos.

Segundo o autor não é aconselhável utilizar dimensões de placa inferiores a 0,20 m nem superiores a 0,40 m, sendo usual a utilização de placas circulares de 0,30 m de diâmetro ou de 0,357 m (ao que corresponde uma área de contacto de cerca de 1000 cm²).

A limitação do valor superior a cerca de 0,40 m prende-se com a dificuldade em se obterem estruturas de reacção capazes de desenvolver os níveis de tensões desejados para o ensaio. Contudo, a bibliografia consultada mostra que, na realização deste tipo de ensaios para as misturas de solo-enrocamento, têm sido utilizados diâmetros superiores aos citados, nomeadamente JAE/LNEC (1994) referem a realização de ensaios com placas de 0,76 m.

No caso de solos residuais do tipo rocha muito alterada, Melo (1982) menciona a utilização de ensaios sobre placas com dimensões até 1 m por 1 m.

A aplicação da carga é realizada actualmente com recurso a macacos hidráulicos, sendo a reacção conseguida por peso próprio ou com recurso a equipamentos pesados (ver Fig. 4.24).

O sistema de leitura é “normalmente constituído por deflectómetros com elevada precisão de leitura (0,1 ou 0,01 mm), que apoiam directamente sobre a placa de ensaio” (Melo, 1982).

Relativamente à condução do ensaio, o mesmo autor menciona que, de um modo geral, a bibliografia consultada permite considerar que os escalões de carga devem corresponder a aproximadamente 1/10 a 1/5 do valor estimado para a tensão de rotura.

O mesmo autor refere que a norma ASTM – D1194 recomenda que os incrementos de carga devem prosseguir até que se atinja a rotura do material ou até se obter uma deformação superior a 10% do diâmetro da placa.

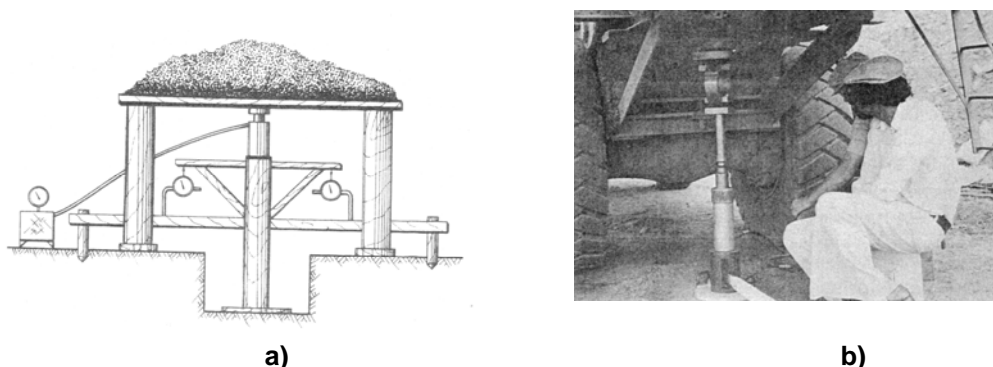


Fig. 4.24 – Esquema de montagem para aplicação de carga com recurso a macaco: a) reacção por peso próprio, b) reacção com recurso a equipamentos pesados (Melo, 1982).

A interpretação teórica do ensaio, de acordo com Melo (1982), pode ser conduzida em termos equivalentes ao do problema de Boussinesq, isto é, “o problema da distribuição de tensões e deformações provocadas pela actuação duma carga transmitida a um semi-espaço elástico e homogéneo através dum elemento rígido.”

Assim, considerando uma placa circular, a solução do problema de Boussinesq é dada pela expressão:

$$\delta = \frac{\pi (1-\nu^2)}{2 E} pr \quad (4.27)$$

em que δ é o assentamento da placa, ν o coeficiente de Poisson, E o módulo de elasticidade, p a pressão aplicada à placa e r o raio da placa.

Assim é possível, através da realização do ensaio de placa, determinar “in situ” o comportamento tensão-deformação de um aterro constituído por uma mistura de solo-enrocamento.

4.6 ATERROS EXPERIMENTAIS

Quando se passa para a fase de obra desconhece-se qual a energia de compactação que os equipamentos disponíveis conseguem transmitir ao solo, bem como as características específicas dos materiais empregues, não se sabendo à partida se as hipóteses consideradas no projecto se verificam ou não.

O facto de se desconhecer a curva característica dos equipamentos gera dificuldades também no estabelecimento do intervalo de valores do teor em água de colocação.

Existem, ainda, outros aspectos, que não são perfeitamente definidos à priori, como a espessura das camadas (que deverá ser tal que permita obter camadas o mais homogêneas possíveis em termos de compacidade) e o número de passagens do equipamento (que deverá ser optimizado de forma a permitir obter máxima compacidade com o mínimo de energia).

Assim, para a escolha do equipamento de compactação mais conveniente e para a determinação das condições de compactação deverão ser realizados, antes do início da colocação dos aterros definitivos, aterros experimentais.

A preparação dos aterros experimentais deve seguir todas as regras de construção previstas para a construção da obra, de forma a que estes possam ser considerados representativos da sua forma de execução.

Segundo Melo e Ferreira (1987), os aterros experimentais devem ser sempre construídos sobre duas ou mais camadas de aterro idêntico, no sentido de garantir uma maior aproximação às condições reais da obra, uma vez que a maior ou menor capacidade que o material de base possa exibir para a absorção ou reflexão da energia de compactação pode determinar efeitos bem diferentes na camada em compactação.

A título ilustrativo apresenta-se a especificação das Normas da JAE (1998) para a realização de aterros experimentais em materiais de enrocamento:

- “selecciona-se uma área no local com 30 m de comprimento por 15 m de largura, removendo-se o solo orgânico superficial;
- espalha-se o material a usar no aterro em três faixas com 5 m de largura e com três espessuras diferentes;
- em cada faixa do aterro experimental colocam-se 16 “placas” de nivelamento;
- com apoio topográfico medem-se os assentamentos por cada duas passagens do cilindro até que os assentamentos estabilizem;
- realizam-se macro-ensaios para determinação do índice de vazios de referência e confirmação da granulometria do material utilizado.”

Após a deposição do material e da sua humedificação procede-se à compactação do material. É usual variar três parâmetros para avaliar o efeito de compactação: a espessura das camadas, o teor em água e o número de passagens do cilindro sobre cada camada.

Por forma a determinar as características dos aterros obtidos, para cada hipótese considerada, são conduzidos ensaios “in situ” e laboratoriais. Na metodologia tradicional, de acordo com Melo e Ferreira (1987), os ensaios efectuados pretendem acima de tudo estabelecer qual o peso volúmico seco do aterro compactado e qual o respectivo teor em água. Fazendo a análise da distribuição dos valores obtidos num diagrama de γ_d em função de w consegue-se obter os aumentos de energia de compactação que foram capazes de produzir incrementos nos valores do peso volúmico seco e definir qual o nível de energia que convém atingir. Estabelecido esse nível, passa-se a conhecer a curva de compactação de campo e pode-se, então, fixar a curva padrão de laboratório que passa a servir de referência para o controlo do aterro.

Os mesmos autores referem que é usual efectuarem-se estudos mais pormenorizados visando a determinação directa das características mecânicas e de permeabilidade obtidas com cada energia de compactação considerada. Realizam-se assim colheitas de várias amostras indeformadas para a realização de ensaios triaxiais, de deformabilidade e de permeabilidade, o que nem sempre é possível em misturas solo-enrocamento, devido às dificuldades associadas à extracção das referidas amostras. Contudo, isso nem sempre acontece. O mais corrente, de acordo com os autores, é esses ensaios serem apenas realizados sobre amostras correspondentes à forma de construção previamente definida.

A obtenção dos resultados destes ensaios permite ao projectista re-avaliar o seu projecto, de forma a verificar se as hipóteses de base que considerou são ou não susceptíveis de confirmação no campo.

4.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo abordaram-se duas metodologias de controlo de aterros, a metodologia tradicional baseada na determinação das propriedades físicas (grau de compactação e desvio do teor em água) e alguns novos métodos baseados no desempenho. Conforme se pode constatar, a determinação das propriedades físicas é bastante morosa, ao que se junta, por vezes, o tempo necessário para a coordenação da execução do aterro e do respectivo controlo, conduzindo a situações em que os tempos de paragem são demasiado elevados.

Para obviar esta situação, na compactação de aterros rodovias e ferroviários, têm sido implementados métodos de controlo baseados no desempenho (com base na deformabilidade avaliada em ensaios de propagação de ondas de superfície e de impacto). A possibilidade de alargar a sua aplicação a barragens de aterro, isoladamente ou conjuntamente com a metodologia tradicional, terá que ser validada por ensaios de campo com os vários tipos de materiais utilizados na construção de barragens de terras.

Dos novos métodos abordados neste capítulo salienta-se a “compactação inteligente” que se trata de um método inovador que consiste na utilização de cilindros vibradores com sistemas de controlo e medição das deformações. Este sistema de medição colecta uma série de informações que permitem fazer adaptações contínuas do equipamento, por forma a otimizar a compactação, indo ao encontro das condições requeridas nas especificações. Trata-se de um método que poderá revolucionar o processo da compactação uma vez que poderá realizar, em contínuo, o processo de compactação e controlo dos aterros economizando tempo e garantindo qualidade de execução.

Contudo a eficácia deste tipo de método de compactação e controlo terá também que ser validado com ensaios de campo e algum trabalho de investigação por forma a se poder perceber a interdependência existente entre o módulo de deformabilidade e o teor de água no solo.

5 APLICAÇÃO PRÁTICA – ATERROS DA BARRAGEM E ENSECADDEIRA DE ODELOUCA

5.1 INTRODUÇÃO

O controlo de aterros de barragens constituídos por misturas solo-enrocamento é ainda um tema que requer investigação, dada a necessidade de extrapolação dos resultados obtidos em laboratório, com granulometrias truncadas, para as condições de execução do aterro. Estudos anteriores revelaram a existência de uma forte dependência entre as fórmulas de extrapolação e o tipo de materiais que constituem os aterros. Para esclarecer da sua aplicabilidade aos materiais xistosos, que ocorrem em Portugal, no presente capítulo procede-se a uma aplicação prática do exposto no Capítulo 4.

Assim, tendo por base os maciços estabilizadores da barragem de Odelouca, em construção no Algarve, descrevem-se como foram conduzidos os aterros experimentais e quais os critérios seleccionados para o controlo de construção dos maciços estabilizadores da ensecadeira (constituída pelos mesmos materiais que a futura barragem), recentemente concluída, e sugerem-se um conjunto de ensaios de laboratório capazes de estabelecer a fórmula correctiva a aplicar no controlo da execução de aterros com este tipo de materiais e aplicam-se os respectivos resultados aos aterros experimentais da barragem de Odelouca.

Mediante tal aplicação, pretende-se concretizar o objectivo da presente investigação de mestrado: apresentação de uma nova metodologia de controlo dos aterros de barragens constituídos por misturas de solo-enrocamento.

5.2 BREVE DESCRIÇÃO DA BARRAGEM

A barragem de Odelouca está implantada cerca da cota (35,00) da ribeira de Odelouca, principal afluente do rio Arade.

A bacia hidrográfica da ribeira, com 393 km² na secção de implantação da barragem, desenvolve-se em plena serra algarvia e apresenta uma forma alongada. A sua altitude máxima e média é, respectivamente, 570 m e 196 m. Desde a nascente até à secção da barragem, a ribeira de Odelouca tem uma extensão de cerca de 61 km, orientação E-W e um declive médio da ordem dos 0,8%. Na secção da barragem, o escoamento anual médio é de 122,2 hm³/ano (Coba, 2000).

O local da barragem situa-se a cerca de 1 km a montante da confluência das ribeiras de Odelouca e de Monchique, imediatamente a jusante de um meandro apertado da ribeira de

Odelouca. O vale é assimétrico e apresenta forte inclinação, em particular no encontro esquerdo.

A área do aproveitamento situa-se em terrenos datados do Carbónico Marinho, dispostos em grandes dobramentos isoclinais, que, abrangendo parte do Alentejo e do Algarve, formam a parte sul da penepalanície alentejana. Perto da extremidade oeste desta zona aflora o maciço sienítico da serra de Monchique, que condiciona a morfologia do local, provocando intenso dobramento e fracturação das formações vizinhas.

A morfologia da albufeira é muito vigorosa, sendo frequentes os depósitos de vertente no sopé e ao longo das encostas e em zonas mais suaves, geralmente com fragmentos de rocha em matriz siltosa e argilosa. Os solos são, em geral, pouco espessos nos cumes e nas vertentes, aumentando um pouco de espessura nas zonas mais suaves e ao longo dos vales.

No local da barragem e na área interessada pela albufeira ocorrem essencialmente xistos e filádios finos argilosos e grafitosos e metagrés grauvacóides, dispostos em séries alternantes atribuídas ao Carbónico Marinho, designadas, geralmente, como Grupo do Flysch do Baixo Alentejo, parte integrante da zona Sul Portuguesa, um dos domínios paleogeográficos do Maciço Hespérico. Os terrenos desta zona pertencem à formação de Brejeira, que constitui uma importante sequência turbidítica, em que se observa uma progressiva abundância dos xistos e filádios à medida que se caminha para sul, em detrimento dos metagrés e grauvaques.

Do ponto de vista tectónico e estrutural, as formações que ocorrem na região sofreram os efeitos das orogenias hercínica e alpina, bem como de movimentos mais recentes datados do triásico. Estas acções resultaram na formação de dobras, do tipo isoclinal, com orientação geral NW-SE.

Para além das condicionantes estruturais, intimamente ligadas a fenómenos intraplaca, é possível distinguir três domínios macroestruturais fundamentais, com características sismotectónicas individualizadas - Domínio Atlântico, Domínio da cadeia Bética e do Rif e Domínio do Alborão - que determinam a actividade interplaca, que é a mais condicionante da sismicidade do local de implantação das obras.

A construção da barragem de Odelouca criará uma albufeira com uma área aproximada de 7,8 km² e um volume total de 157 hm³ para o nível de pleno armazenamento, à cota (102,0), o que permitirá a regularização de parte significativa das afluências da ribeira de Odelouca. A maior parte dos volumes assim regularizados serão destinados ao abastecimento público através do novo Sistema Multimunicipal de Abastecimento do Barlavento Algarvio, já em exploração. Apenas uma pequena parte será destinada ao regadio no vale a jusante da barragem, sendo ainda reservada uma dotação da capacidade de regularização da albufeira para manutenção de caudais ecológicos a jusante da barragem.

No que respeita à barragem de Odelouca descrevem-se, seguidamente, as suas principais características.

Barragem

A barragem de Odelouca tem o coroamento à cota (106,00) e uma altura máxima acima da fundação de 76 m. O coroamento, com 11 m de largura, tem um desenvolvimento de cerca de 415 m, apresentando dois trechos rectilíneos ligados por um trecho curvo na margem direita.

O perfil tipo adoptado (Fig. 5.1), em terra zonada, utiliza essencialmente os materiais disponíveis nas manchas de empréstimo, minimizando, assim, os impactes negativos associados à exploração de áreas de empréstimo e pedreiras fora da albufeira. O maciço estabilizador de montante incorpora a ensecadeira da barragem com coroamento à cota (66,50), formando uma banqueteta exterior com 14 m de largura.

As funções de estanqueidade são, no essencial, conferidas por um núcleo central, com taludes inclinados a 1:0,3 (V:H), constituído por coluviões e solo residual do xisto. Os maciços estabilizadores da ensecadeira, a zona interna do maciço estabilizador de montante e o maciço estabilizador de jusante serão constituídos, no essencial, por xisto e grauvaques ripáveis, a explorar sob a franja superior mais alterada. A zona externa do maciço estabilizador de montante, que se desenvolve acima da cota (65,50), deverá ser constituída por enrocamento de granulometria extensa. A separação entre o núcleo e o maciço estabilizador de jusante será assegurada por um filtro, com 3 m de largura, que se prolongará como tapete drenante, de 0,5 m de espessura, sob o maciço estabilizador de jusante. O caudal percolado através do núcleo e parte do caudal proveniente da fundação serão recolhidos numa vala drenante localizada imediatamente a jusante do núcleo, no contacto com a fundação. Esta vala terá uma saída para o exterior na zona central do vale, materializada pelo seu prolongamento no sentido do pé de jusante. A totalidade do caudal que acederá a este tapete será depois recolhido na galeria transversal de drenagem ou no poço de bombagem.

No que se refere à geometria exterior da obra, o talude de montante será inclinado a 1:2,25 (V:H), abaixo da banqueteta à cota (66,50), e a 1:2 (V:H), acima dessa banqueteta. A jusante, o talude será inclinado a 1:2,25 (V:H), acima do coroamento do pé em enrocamento à cota (46,00), e a 1:1,5 (V:H), abaixo dessa banqueteta. Neste talude existirão outras duas banquetetas, às cotas (86,00) e (66,00), todas com 3 m de largura.

No Anexo 1 indicam-se as principais características das obras.

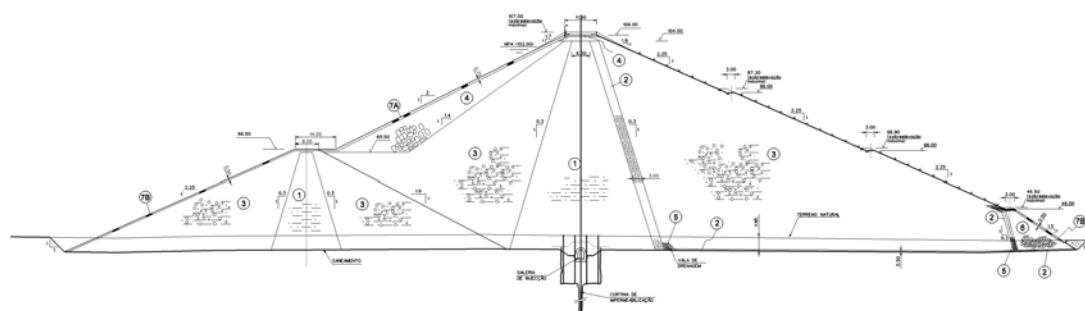


Fig. 5.1 – Perfil Tipo da Barragem (Coba, 2000)

5.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS MATERIAIS DA BARRAGEM

5.3.1 Considerações iniciais

A caracterização geotécnica dos materiais que constituem o corpo da barragem - núcleo, maciços estabilizadores, filtros, drenos e enrocamentos - foi realizada com base nas campanhas geológico-geotécnicas efectuadas no âmbito do Projecto Base.

As campanhas incluíram a realização de ensaios laboratoriais de identificação e de caracterização mecânica.

Na Fig. 5.2 representam-se os fusos granulométricos dos materiais propostos para cada uma das zonas da barragem. No Anexo 1 apresentam-se as principais características dos materiais do núcleo, do enrocamento de granulometria extensa a utilizar na zona exterior do maciço de montante acima da ensecadeira, dos materiais de filtro e de dreno e do enrocamento do pé de jusante, bem como do enrocamento de protecção do talude de montante. Dado que apenas os materiais dos maciços estabilizadores foram objecto do presente estudo, apenas estes serão referidos seguidamente.

5.3.2 Materiais dos maciços estabilizadores - xisto ripável

Os materiais dos maciços estabilizadores são provenientes do maciço xistoso e grauvacóide, explorados nas manchas de empréstimo identificadas no interior da zona delimitada pela futura albufeira e, em parte, das escavações para fundação dos órgãos hidráulicos anexos, para execução dos acessos e para reperfilamento do encontro esquerdo (Coba, 2000).

O fuso granulométrico destes materiais foi definido tendo em conta a granulometria das amostras mais grosseiras de solo residual dos xistos e as curvas granulométricas obtidas para o xisto e o grauvaque ripáveis. O fuso definido para estes materiais é aproximadamente paralelo ao fuso definido para os materiais do núcleo, mas contendo menos finos e mais

elementos grosseiros, por forma a garantir uma maior resistência mecânica. No Quadro 5.1 apresentam-se os valores de identificação fundamental assumidos no fuso.

Quadro 5.1 - Caracterização granulométrica - Materiais dos maciços estabilizadores de montante (zona interior) e jusante

% DE FINOS (passada #200)	% PASSADA NO #10	% GROSSOS RETIDA		D ₅₀ (mm)	D ₁₀₀ (mm)
		#4	#3/4		
30	10 – 50	38 - 82	17 - 67	2 - 50	50 - 400

Os materiais ripáveis a empregar na construção dos maciços estabilizadores da barragem e da enseadeira de montante deverão possuir uma percentagem de finos após compactação inferior a 30%. A dimensão máxima dos elementos é de 400 mm.

5.4 ATERROS EXPERIMENTAIS E DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS

5.4.1 Considerações gerais

Para a escolha do equipamento de compactação e para a determinação das condições da compactação dos materiais utilizados nos maciços estabilizadores do corpo da barragem (designados no fuso granulométrico como *material 3*) foram realizados aterros experimentais.

A realização dos aterros experimentais teve, assim, como principais objectivos:

- a caracterização das técnicas experimentais a utilizar;
- a caracterização dos materiais quanto às suas propriedades índice e de compactação;
- os procedimentos de exploração das manchas de empréstimo;
- os procedimentos de colocação nos aterros;
- a definição da espessura das camadas;
- a aferição da energia de compactação a aplicar, designadamente, o estabelecimento do número de passagens do equipamento sobre cada camada;
- e, por último, os métodos e critérios de controlo a efectuar.

A preparação dos aterros experimentais seguiu todas as regras de construção previstas para a obra, nomeadamente, foram construídos sobre duas ou mais camadas de aterro idêntico, o que permitiu uma maior aproximação às condições reais da obra.

Nos itens seguintes, apresentam-se os procedimentos adoptados na execução dos aterros experimentais.



LEGENDA:

- ① - Solo residual do xisto e materiais coluvionares
- ② - Filtro
- ③ - Xisto e grauvaque ripáveis
- ④ - Enrocamento de granulometria extensa
- ⑤ - Dreno
- ⑥ - Enrocamento do pé de jusante
- ⑦A - Enrocamento de protecção do paramento de montante acima da cota 66.50
- ⑦B - Enrocamento de protecção do pé de jusante e do paramento de montante abaixo da cota 66.50

FUSOS GRANULOMÉTRICOS

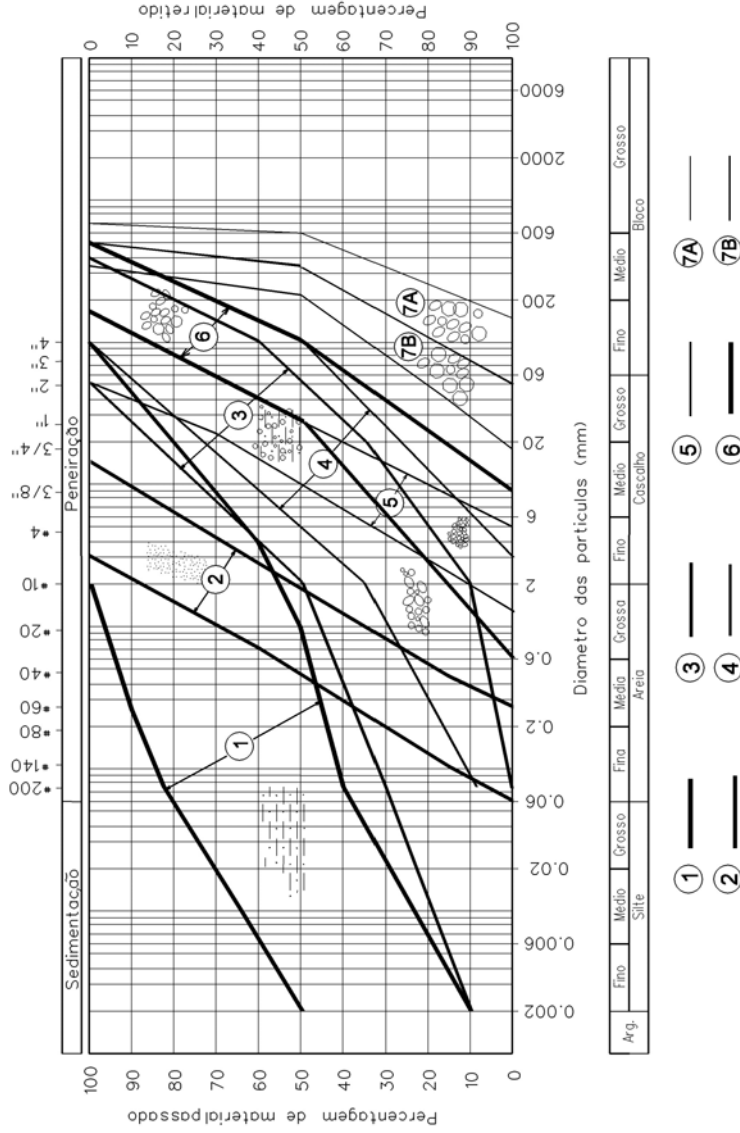


Fig. 5.2 - Fusos granulométricos dos materiais da barragem de Odelouca (Coba, 2000)

5.4.2 Trabalhos referentes às manchas de empréstimo

5.4.2.1 Prospecção das manchas de empréstimo

Conforme recomendado por LNEC (Relatório 75/2003, 2003), as manchas de empréstimo foram prospectadas de forma a caracterizar a sua estratificação e o respectivo perfil de alteração, o que possibilitou a definição da exploração da mancha e, assim, a individualização dos materiais.

5.4.2.2 Definição da exploração da mancha

O mesmo relatório recomendou a exploração dos materiais em frentes de trabalho verticais, que permitissem a mistura dos materiais xistosos, uma vez que estes possuem grande variabilidade em profundidade. Adicionalmente, para minimizar a heterogeneidade dos materiais aplicados, foi ainda recomendado o desmonte e a homogeneização prévia de um volume de material equivalente ao necessário para a construção da totalidade do aterro experimental.

O material foi dividido em três pilhas, cada uma referente a um trecho do aterro experimental: o primeiro com um teor em água próximo de $w_{opt} - 2\%$; o segundo com um teor em água próximo de w_{opt} e o último com um teor em água aproximadamente igual a $w_{opt} + 2\%$. O LNEC propôs a realização dos seguintes ensaios, a efectuar em amostras recolhidas em cada uma das pilhas, que se passam a citar:

- Análise granulométrica completa – 1 ensaio por cada 100 m³;
- Determinação dos limites de consistência – 1 ensaio por cada 100 m³;
- Determinação da densidade das partículas da fracção passada no peneiro n.º 4 e da fracção grossa (fracção retida no peneiro 3/4") – 1 ensaio por cada 500 m³;
- Determinação do teor em água da fracção fina (fracção passada no peneiro 3/4") – 1 ensaio por cada 50 m³;
- Determinação do teor em água da fracção grossa – 1 ensaio por cada 500 m³;
- Ensaio de compactação do tipo Proctor normal da fracção fina – 1 ensaio por cada 200 m³;
- Ensaio de compactação do tipo Proctor modificado da fracção fina – 1 ensaio por cada 200 m³.

Após a realização dos ensaios e, tendo como referência do ensaio de Proctor normal e a fórmula correctiva (4.25), foi corrigido o teor em água do solo natural de forma a se obter uma pilha com o teor em água próximo do óptimo (w_{opt}), outra com o $w_{opt}-2\%$ e outra com $w_{opt}+2\%$.

5.4.3 Construção e caracterização do aterro experimental

Após a remoção do solo orgânico superficial e a colocação de 2 camadas de fundação (compactadas com 12 passagens de cilindro), foram compactadas três faixas adjacentes com 10 m de largura por 30 m de comprimento, com espessuras finais, em cada camada, respectivamente de 0,40, 0,50 e 0,60 m, de acordo com os seguintes procedimentos (LNEC, 2003):

- deposição em cordão e espalhamento do solo;
- compactação da camada, através de 6, 8, 10 e 12 passagens do cilindro compactador de rasto liso;
- realização, após cada um dos números de passagens referidos e em três posições distintas, dos seguintes ensaios:
 - determinação do peso volúmico, até duas profundidades distintas, pelo método da garrafa de areia e por recurso ao gamadensímetro;
 - determinação do teor em água da fracção fina, às duas profundidades referidas, por utilização do “Speedy”;
 - determinação do teor em água com recurso ao gamadensímetro;
 - determinação da percentagem ponderal de grossos.
- após o número final de passagens, recolha em três localizações vizinhas das anteriores, de material para a execução dos seguintes ensaios:
 - determinação do peso volúmico, através da realização de ensaios de minimacro;
 - determinação dos limites de consistência;
 - ensaios do tipo Proctor normal e modificado da fracção fina.

O LNEC indicou também o número e as especificações dos ensaios. Assim, por cada ensaio com garrafa de areia foi recomendada a determinação, com o gamadensímetro, do peso volúmico e do teor em água em quatro posições afastadas entre si de um metro e colocadas em cruz centrada no local de ensaio com a garrafa de areia. O equipamento deveria ser orientado com eixo longitudinal coincidente com cada braço da cruz e com o sensor em posição intercalada entre a vareta e o centro da cruz. No Quadro 5.2 apresentam-se as profundidades a atingir com a garrafa de areia e com o gamadensímetro.

Quadro 5.2 – Profundidades a atingir nos ensaios de garrafa de areia e gamadensímetro conforme referido por LNEC (2003)

Espessura das camadas	0,40 m	0,50 m	0,60 m
Garrafa de areia	0,10 m e 0,30 m	0,15 m e 0,37 m	0,15 m e 0,45 m
Gamadensímetro	0,10 m e 0,30 m	0,15 m e 0,30 m	0,15 m e 0,30 m

5.5 ESTABELECIMENTO DAS FÓRMULAS CORRECTIVAS PARA O CONTROLE DA COMPACTAÇÃO

5.5.1 Considerações Gerais

Conforme foi referido anteriormente, os maciços estabilizadores da Barragem de Odelouca e da respectiva ensecadeira são constituídos por misturas de solo-enrocamento. Este tipo de material não permite o controlo através das metodologias usuais aplicadas quer na compactação de solos quer na compactação de enrocamentos.

A pedido do Dono de Obra (INAG), o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) desenvolveu uma metodologia para o controlo da construção da ensecadeira e, futuramente, da barragem.

Para calibração dos procedimentos de controlo de execução foi proposto um programa de ensaios de laboratório, que visa o estabelecimento de fórmulas de correcção dos resultados de compactação obtidos com granulometrias truncadas para dedução dos parâmetros correspondentes às amostras integrais.

Em face do processo de compactação previsto (por aplicação de cilindro vibrador), considerou-se útil executar os ensaios de compactação nas amostras mais grosseiras por dois procedimentos distintos: por vibração e por apiloamento. Para a realização dos ensaios de apiloamento, o INAG disponibilizou ao LNEC o Compactador Toni-technik. Passa-se a descrever a metodologia seguida.

5.5.2 Técnicas de ensaio usadas

Foram utilizadas duas técnicas de ensaio para efectuar o controlo dos maciços estabilizadores da ensecadeira, constituídos por materiais ripáveis do maciço xistoso e grauvacóide.

A primeira técnica consistiu na aplicação de uma metodologia muito utilizada na construção de estradas, que são os ensaios de compactação por recurso a vibrador com placa. Para além deste processo ser mais próximo do de campo, esta metodologia é igualmente justificada pelo facto da reconstituição de amostras em laboratório seguir esta técnica e ser necessário estabelecer critérios seguros de comparação dos resultados obtidos.

A outra técnica consistiu na realização de ensaios de Proctor, num molde com dimensões apropriadas, superiores ao molde grande, no compactador Toni-technik. Naturalmente, houve que proceder algumas adaptações da E-197–1966, dado que as dimensões dos equipamentos e das amostras são muito superiores às especificadas na referida norma. O recurso a esta técnica deve-se a duas ordens de razões. A primeira prende-se com o facto deste tipo de ensaios ser tradicionalmente utilizado para o controlo de execução de aterros. A segunda está

relacionada com a existência de bibliografia especializada que apresenta estudos relativos a este tipo de compactação, os quais permitirão a sua comparação com os resultados agora obtidos. Nos pontos seguintes descrevem-se as duas metodologias desenvolvidas.

5.5.3 Ensaios de referência

Para o estabelecimento dos valores de referência, com os materiais passados no peneiro $\frac{3}{4}$ " foram realizados quatro ensaios de compactação leve, em molde grande. Os materiais recolhidos nas manchas de empréstimo da barragem encontravam-se subdivididos em lotes, tendo sido realizados ensaios sobre 3 lotes, aqui designados por Lote 1, Lote 4 e Lote 5.

Na Fig. 5.3 representam-se as respectivas curvas granulométricas, bem como os limites superior e inferior do fuso granulométrico especificado no Projecto Base para os materiais dos maciços estabilizadores.

Dada a semelhança granulométrica das amostras, optou-se pela execução de um ensaio de Proctor normal com material do Lote 1 e os restantes com material do Lote 4. Os resultados são apresentados no Anexo 2 e são resumidos no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compactação tipo Proctor

Lote	Ensaio	Mistura	W_{opt} (%)	γ_d^{max} (kN/m^3)
1	1	% finos = 100% %grossos = 0%	14,6	18,73
4	1	% finos = 100% %grossos = 0%	12,5	19,22
	2	% finos = 100% %grossos = 0%	13,5	18,73
	3	% finos = 100% %grossos = 0%	13,2	18,73

5.5.4 Ensaios de compactação por vibração

Técnicas de ensaio

Os ensaios foram efectuados, no LNEC, segundo as especificações referidas na norma BS1377: Part 4 (1990) e recorrendo, para o efeito, a um molde cilíndrico existente no laboratório.

O molde cilíndrico é seccionado segundo planos transversais e um plano longitudinal e é composto de várias peças, de forma a ser transportável, uma vez que o conjunto é bastante pesado (placa mais vibrador pesam 440 N). Nas Fig. 5.4 e Fig. 5.5 apresentam-se, respectivamente, o molde colapsível e o molde conjuntamente com o compactador mecânico. A espessura do molde (em aço) e a altura de cada peça são, respectivamente, de 16 mm e 300 mm.

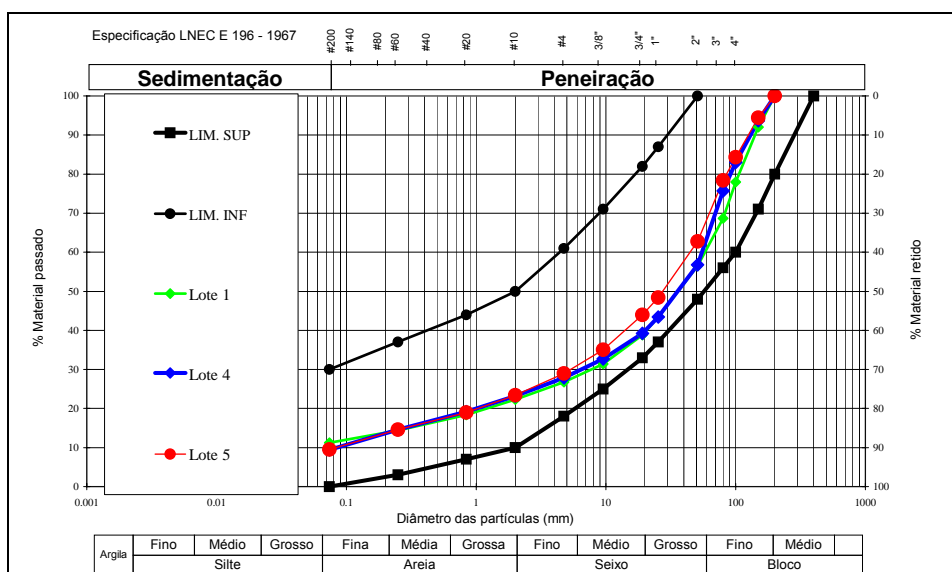


Fig. 5.3– Curvas granulométricas dos 3 lotes de materiais analisados.



Fig. 5.4 – Molde colapsível com os dois aros aplicados. Fig. 5.5 – Molde e compactador mecânico.

Na realização dos ensaios de compactação utilizou-se uma placa de aço com 300 mm de diâmetro, 20 mm de espessura e 100 N de peso. A placa foi accionada por um pilão vibrador, cujas principais características são apresentadas no Quadro 5.4.

Na Fig. 5.6 apresenta-se a eficiência da compactação ao longo do tempo, apresentada por Veiga Pinto (1983), relativamente a ensaios preliminares efectuados com o intuito de controlar a compactação de duas camadas ao longo do tempo através da medição da variação da sua altura. Conforme se pode constatar obtém-se cerca de 90% do assentamento máximo da camada 6 minutos após a aplicação da carga vibratória.

Quadro 5.4 – Características do pilão vibrador (Odubanjo, 1968, referido por Veiga Pinto, 1983)

Fabricante	A.B. Vibro Verken, Suécia
Frequência nominal de vibração	2850 rpm
Peso estático	354 N
Força dinâmica em operação	2,5 kN
Diâmetro da placa da base	150 mm

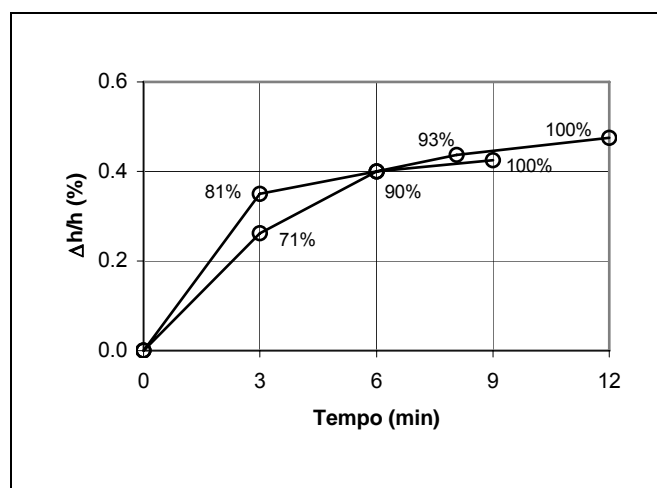


Fig. 5.6 – Eficiência da compactação ao longo do tempo (Veiga Pinto, 1983).

No campo, a compactação de uma nova camada tem como base a camada de solo colocada anteriormente. Portanto cada camada é compactada contra um material com uma rigidez idêntica à sua, com excepção da primeira camada que é compactada contra um substrato mais rígido, que é a fundação.

Assim, de modo a se obterem resultados mais realísticos, realizou-se a compactação de uma camada de base, de forma a que o solo alvo de ensaio se apoiasse numa camada de solo e não directamente na base metálica do molde. Essa camada está representada na Fig. 5.7.

Descrição dos ensaios efectuados

Para cada lote (Lotes 1, 4 e 5) foram executados ensaios de compactação com percentagens variáveis da fracção grossa (material retido no peneiro de 3/4") presente na mistura, de forma a cobrir a maior parte das granulometrias passíveis de serem obtidas com estes materiais. Dadas as dimensões do molde, a dimensão máxima das partículas da mistura foi limitada a 2". A área do molde é igual a 759,65 cm² e foi utilizado um peso de solo natural de cerca de 7500 gf para a realização de cada ensaio. O teor em água natural do solo utilizado nos ensaios variou entre 0% e 2,8%.



Fig. 5.7– Camada de base do molde.

No Quadro 5.5 são apresentadas as percentagens de grossos dos ensaios de compactação realizados para cada lote considerado, bem como o teor em água natural da amostra de cada ensaio.

Quadro 5.5 – Ensaio de compactação por vibração realizados por lote

Ensaio	Lote 1		Lote 4		Lote 5	
	Mistura	Teor em água natural (%)	Mistura	Teor em água natural (%)	Mistura	Teor em água natural (%)
1	% finos = 100% %grossos = 0%	2,8	% finos = 100% %grossos = 0%	1,8	% finos = 100% %grossos = 0%	1,8
2	% finos = 33% %grossos = 67%	1,5	% finos = 60% %grossos = 40%	2,4	% finos = 40% %grossos = 60%	0
3	% finos = 70% %grossos = 30%	1,5	% finos = 50% %grossos = 50%	2,1	% finos = 70% %grossos = 30%	1,63
4	% finos = 60% %grossos = 40%	1,5	-	-	% finos = 60% %grossos = 40%	0
5	% finos = 50% %grossos = 50%	1,5	-	-	% finos = 50% %grossos = 50%	0
6	-	-	-	-	% finos = 1% %grossos = 99%	0

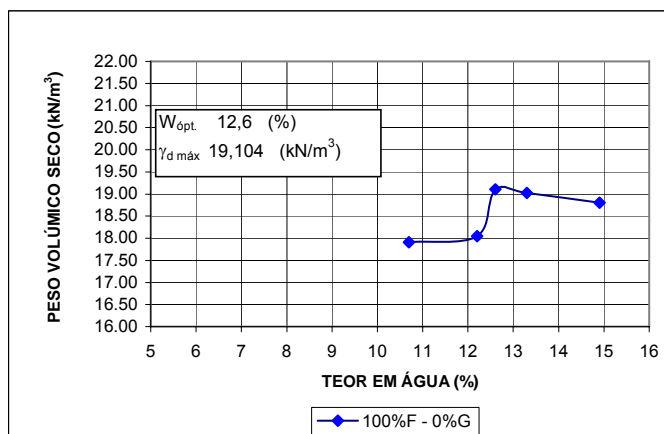
Análise dos resultados

No Anexo 3 apresentam-se as curvas de evolução do teor em água com o tempo de vibração, bem como gráficos com a evolução da compactação ao longo do tempo de vibração.

A análise dos gráficos do tempo de vibração em função do peso volúmico permitiu estabelecer o tempo de vibração a partir do qual não ocorria alteração do peso volúmico para cada ensaio. Através dessa determinação foi possível definir as várias curvas de compactação que se representam nas Fig. 5.8 a 5.10.

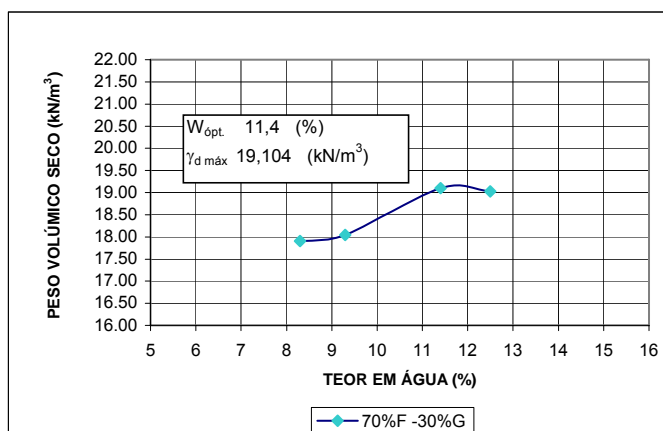
MISTURA: 100%F - 0%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
10.7	6	1.826	17.907
12.2	6	1.84	18.045
12.6	1	1.948	19.104
13.3	3	1.94	19.025
14.9	1	1.917	18.800



MISTURA: 70%F - 30%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
8.3	9	1.826	17.907
9.3	9	1.84	18.045
11.4	6	1.948	19.104
12.5	1	1.94	19.0252



MISTURA: 50%F - 50%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
8.3	6	1.846	18.103
9.2	9	1.961	19.231
10	9	2.006	19.672
11.7	3	1.91	18.731

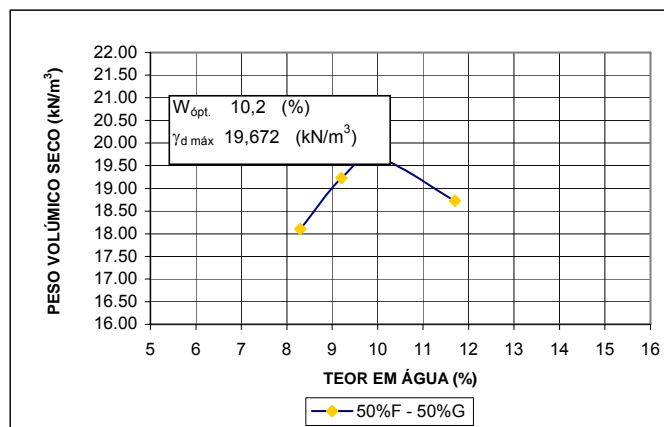


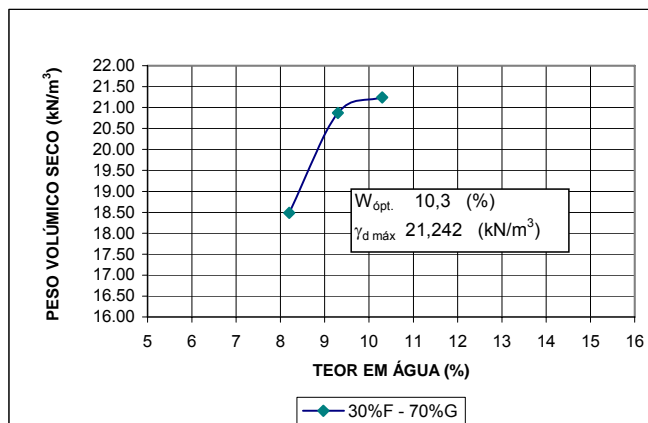
Fig. 5.8 – Curvas de compactação obtidas através dos ensaios de vibração - Lote 1

No Quadro 5.6 sintetizam-se os valores determinados do teor em água óptimo e do peso volúmico seco máximo, bem como o tempo de vibração considerado para cada ensaio.

A observação do Quadro 5.6 permite enunciar algumas considerações:

MISTURA: 30%F - 70%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
8.2	6	1.885	18.486
9.3	9	2.128	20.869
10.3	9	2.166	21.2415



MISTURA: 60%F - 40%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
7.6	6	1.818	17.829
8.6	6	1.815	17.799
10.6	6	1.815	17.799
11.7	3	2.078	20.379

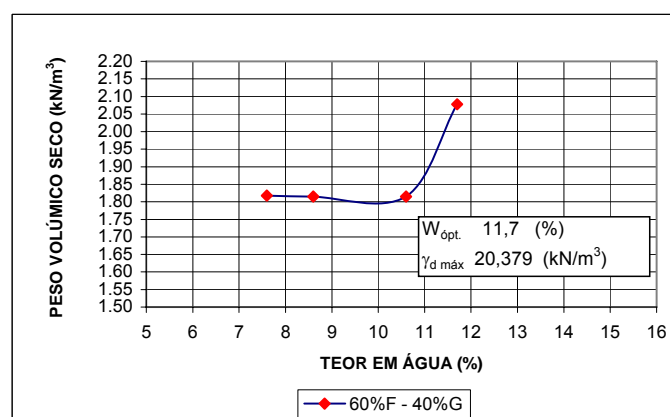
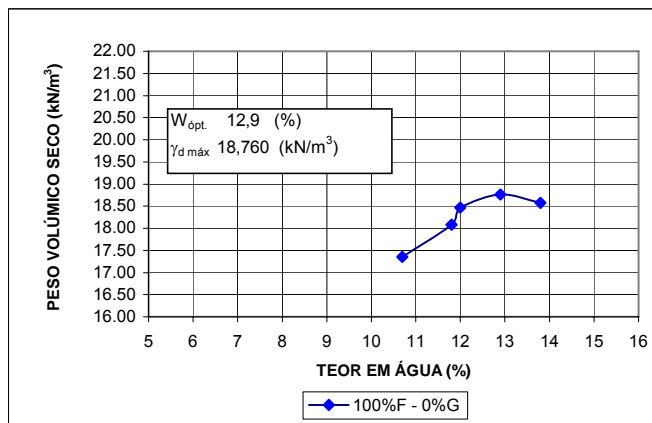


Fig. 5.8 – Curvas de compactação obtidas através dos ensaios de vibração - Lote 1 (cont)

- Os ensaios com 0% de grossos foram realizados para comparação directa com os resultados do ensaio de Proctor normal, cujos resultados se encontram transcritos no Quadro 5.3. Da comparação dos resultados realça-se que os valores do peso volúmico seco máximo do ensaio de Proctor normal são semelhantes aos valores correspondentes determinados através do ensaio de vibração. No entanto, o teor em água óptimo é, em média, inferior em cerca de 2%.

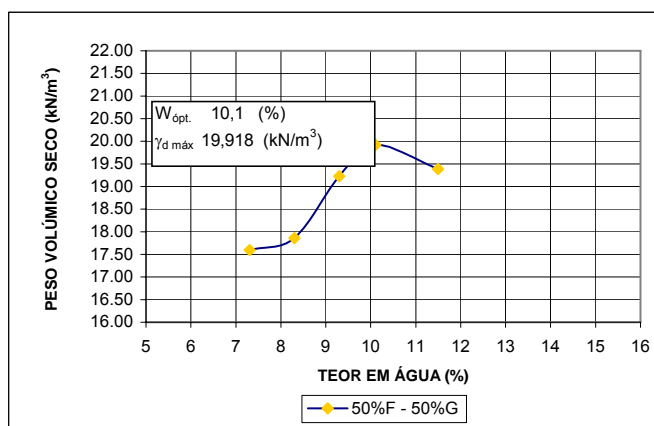
MISTURA: 100%F - 0%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
10.7	9	1.77	17.358
11.8	9	1.844	18.084
12	9	1.883	18.466
12.9	9	1.913	18.760
13.8	6	1.894	18.574



MISTURA: 50%F - 50%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
7.3	9	1.794	17.593
8.3	9	1.821	17.858
9.3	9	1.961	19.231
10.1	6	2.031	19.918
11.5	1	1.977	19.388



MISTURA: 60%F - 40%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
8.1	9	1.799	17.642
9.8	9	1.968	19.300
10.8	9	2.03	19.908
11.5	9	2.013	19.741
12.5	1	1.968	19.300

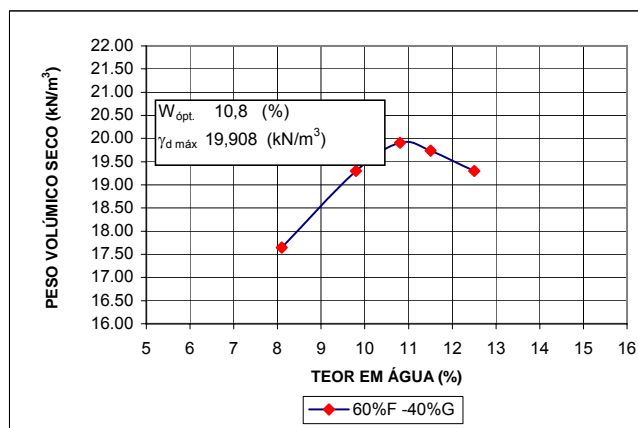
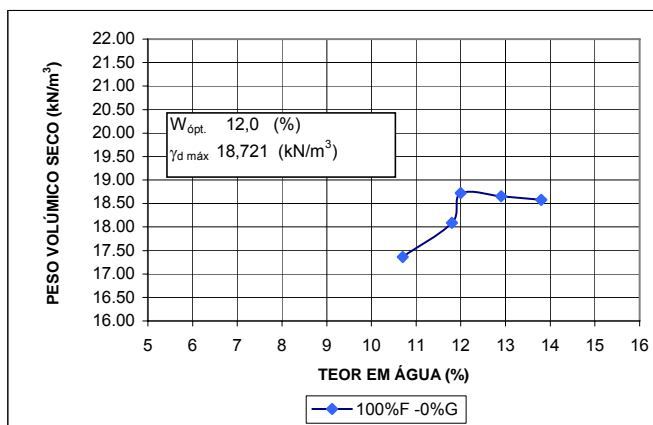


Fig. 5.9 – Curvas de compactação obtidas através dos ensaios de vibração - Lote 4

- O tempo de vibração para o qual se atingiu o valor máximo do peso volúmico seco é variável ao longo dos ensaios, sendo 9 minutos o valor mais frequente e considerando-se os valores inferiores a 6 minutos como anormais.

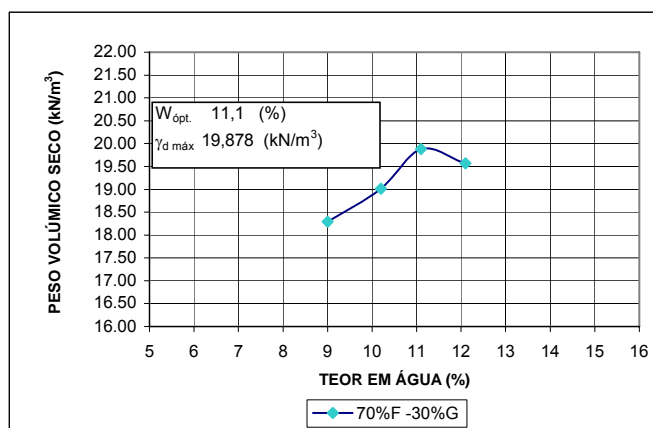
MISTURA: 100%F - 0%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
10.7	9	1.77	17.358
11.8	9	1.844	18.084
12	12	1.909	18.721
12.9	6	1.902	18.653
13.8	6	1.894	18.574



MISTURA: 70%F - 30%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
9	9	1.865	18.290
10.2	9	1.939	19.015
11.1	9	2.027	19.878
12.1	2	1.995	19.565



MISTURA: 50%F - 50%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
7.1	12	1.835	17.995
7.9	9	1.891	18.545
8.6	9	1.991	19.525
10	9	2.096	20.555

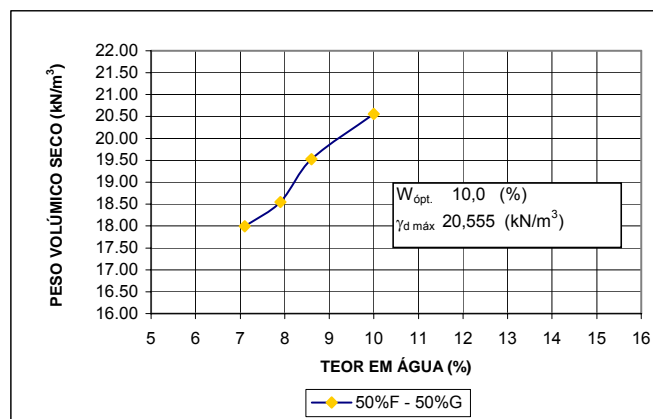
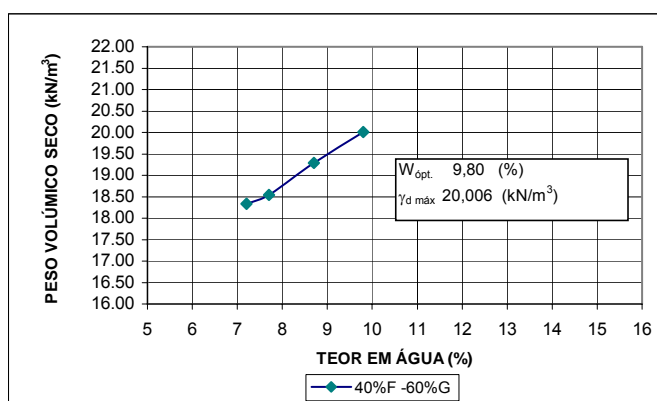


Fig. 5.10– Curvas de compactação obtidas através dos ensaios de vibração - Lote 5

- As curvas de compactação apresentam três formas diferentes: (i) a tradicional (30% e 50% de grossos no Lote 1, 40% e 50% de grossos no Lote 4 e 30% de grossos no Lote 5), (ii) com uma variação brusca do peso volúmico seco junto ao teor em água óptimo (0% e 40% de grossos no Lote 1, 0% no Lote 4 e 0% no Lote 5) e (iii) com um andamento irregular (40% de grossos no Lote 5). Por outro lado, os ensaios correspondentes a 40% de grossos do Lote 1 e a 50% e a 60% de grossos do Lote 5 carecem de mais determinações para a avaliação do valor máximo do peso volúmico seco, pelo que não serão considerados nas análises subsequentes.

MISTURA: 40%F - 60%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
7.2	12	1.87	18.339
7.7	9	1.891	18.545
8.7	9	1.967	19.290
9.8	12	2.040	20.006



MISTURA: 60%F - 40%G

w (%)	Tempo vib (min)	γ_d (g/cm ³)	γ_d (kN/m ³)
8.4	9	1.842	18.064
9.3	9	2.023	19.839
10	9	1.991	19.525
11	3	2.019	19.800

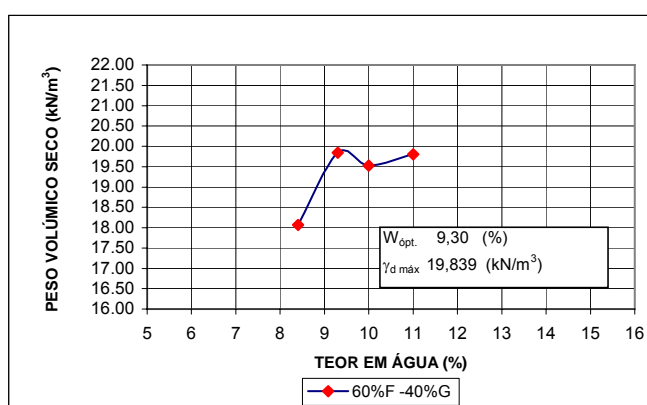


Fig. 5.10 – Curvas de compactação obtidas através dos ensaios de vibração - Lote 5 (cont)

Quadro 5.6 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compactação por vibração

Mistura	Lote 1			Lote 4			Lote 5		
	Tempo vibra. (min)	w_{opt} (%)	$\gamma_d \max$ (kN/m ³)	Tempo vibra. (min)	w_{opt} (%)	$\gamma_d \max$ (kN/m ³)	Tempo vibra. (min)	w_{opt} (%)	$\gamma_d \max$ (kN/m ³)
% finos = 100% %grossos = 0%	1	12,6	19,10	9	12,9	18,76	12	12,0	18,72
% finos = 70% %grossos = 30%	6	11,4	19,10	-	-	-	9	11,1	19,88
% finos = 60% %grossos = 40%	3	11,7	20,38	9	10,8	19,91	9	9,3	19,84
% finos = 50% %grossos = 50%	9	10,2	19,67	6	10,1	19,92	9	10,0	20,56
% finos = 40% %grossos = 60%	-	-	-	-	-	-	12	9,8	20,01
% finos = 30% %grossos = 70%	9	10,3	21,24	-	-	-	-	-	-

- Os resultados revelam um aumento do peso volúmico seco máximo e uma diminuição do teor em água óptimo em função do aumento da percentagem de grossos.

Na Fig. 5.11 apresentam-se fotografias da mistura composta por 40% de finos e por 60% de grossos para o ponto com o teor em água de 9%.



Fig. 5.11 – Provete com 40% de finos e 60% de grosso. Teor em água de 9%.

5.5.5 Ensaios de apiloamento realizados no Compactador Toni-tecnik

O segundo conjunto de ensaios de compactação foi executado com um compactador de grandes dimensões (Toni-tecnik) e a totalidade do material.

O material utilizado nos ensaios foi proveniente do Lote 5 recolhido numa das manchas de empréstimo. Na Fig. 5.3 representa-se a curva granulométrica dos materiais deste lote antes da realização dos ensaios.

De seguida faz-se a caracterização do equipamento e dos procedimentos efectuados nos ensaios.

Equipamento utilizado

Na Fig. 5.12 apresentam-se duas fotografias do compactador Toni-tecnik.



Fig. 5.12 – Compactador Toni-tecnik.

Este equipamento permite a realização de ensaios de compactação tipo Proctor para três dimensões de molde diferentes: molde pequeno, molde grande (especificados na norma E 197-1966) e para um molde de dimensões superiores ao molde grande do Proctor Modificado, aqui designado por gigante.

No Quadro 5.7 apresentam-se as dimensões dos três tipos de moldes de utilização possível neste compactador. Apresenta-se uma fotografia dos três moldes na Fig. 5.13.

Quadro 5.7 – Características dos moldes usados nos ensaios de compactação

Tipo de molde	Diâmetro (mm)	Altura (mm)
Pequeno	102	117
Grande	152	178
Gigante	250	200

Na Fig. 5.14 apresenta-se uma fotografia com os pilões que podem ser empregados na realização de ensaios de compactação com a referida máquina. Os pesos dos pilões são respectivamente de 2,50, 4,55 e 14,98 kgf.



Fig. 5.13 – Moldes utilizados no compactador Toni-tecnik.



Fig. 5.14 – Pilões de compactação.

Por forma a efectuar a calibração da energia do compactador, procedem-se à realização de ensaios, com um mesmo tipo de material (um balastro), recorrendo-se aos vários tipos de moldes, para determinação do número de camadas, da altura de queda e do número de pancadas a adoptar para a execução dos provetes. Esta calibração foi efectuada de modo a se produzirem os mesmo resultados (peso volúmico seco máximo e teor em água óptimo) no molde gigante e nos moldes normalizados. Este procedimento teve que ser realizado, uma vez que não existe nenhuma especificação para a realização do ensaio neste tipo de molde.

Obtiveram-se, então, os valores que constam do Quadro 5.8 em função das características do molde e do pilão.

Para além do compactador Toni-tecnik, dos moldes e dos pilões, foram utilizados os seguintes aparelhos e utensílios:

- Prensa hidráulica para extracção de provetes (ver Fig. 5.15);
- Balança para pesagens (ver Fig. 5.16);
- Peneiros ASTM de malha quadrada de 2" (50,8 mm), 1,5" (38,1 mm), 1" (25,4 mm) e 3/4" (19,1 mm);
- Esquartelador (ver Fig. 5.17);
- Rasoeira com aresta biselada;
- Utensílios diversos, tais como: tabuleiros, espátulas, colheres de jardineiro e pedreiro, provetas graduadas e repartidores.

Quadro 5.8 – Especificações de compactação no molde gigante

Tipo de compactação	Descrição do molde	Peso do Pilão (kg)	Altura de queda (mm)	Número de camadas	Número de pancadas por camada
Leve em molde gigante	250 mm de diâmetro e 200 mm de altura.	14,98	280	4	35
Pesada em molde gigante ¹	250 mm de diâmetro e 200 mm de altura.	14,98	580	4	78



Fig. 5.15 – Extractor de provetes de macaco



Fig. 5.16 – Balança electrónica.



Fig. 5.17 - Esquartelador

Técnicas de ensaio

Preparação do ensaio

A preparação consiste em fazer passar o material pelo esquartelador, de forma a separar o material inferior a $\frac{3}{4}$ ", e, em seguida, fazer o material passar pelos sucessivos peneiros, por forma a proceder à separação granulométrica do mesmo. Fimdo este trabalho, juntam-se as

¹ Este tipo de compactação não foi testada nos ensaios realizados.

percentagens das fracções requeridas para cada ensaio (por exemplo para a mistura de 60% de finos com 40% de grossos, junta-se 60% de material passado no peneiro de 3/4" e 40% do material retido, sempre tendo em atenção o fuso granulométrico especificado para os maciços estabilizadores da barragem).

Após a mistura do material, separa-se em cerca de cinco a seis porções iguais (com cerca de 30 kgf cada) para se proceder à adição da quantidade de água considerada suficiente para que os provetes fiquem com teores em água diferindo cerca de 2% entre si.

De seguida, toma-se uma porção de material, junta-se a água necessária para este ponto do Proctor e deixa-se o material em repouso, cerca de 18 horas, num recipiente fechado, de forma a que a água seja absorvida quer pela fracção fina quer pela fracção grossa.

Realização do ensaio

Passadas sensivelmente as 18 horas, compacta-se cada uma das porções efectuando as seguintes operações:

- aperta-se o molde à base com a alonga fixada;
- dispõe-se o solo em cordão e divide-se em quatro partes sensivelmente iguais;
- deita-se no molde uma das partes em que se dividiu o cordão de solo, coloca-se o molde no compactador Toni-Tecnik e compacta-se o solo com 35 pancadas;
- repete-se a operação para as restantes três camadas;
- retira-se a alonga e rasa-se cuidadosamente o molde, preenchendo-se qualquer concavidade formada e quebrando qualquer pedra saliente na camada;
- retira-se o molde da base, escova-se, retira-se o material do molde com auxílio do extractor de provetes (ver Fig. 5.15) e pesa-se imediatamente o material;
- determina-se o teor em água de duas porções de material, de acordo com a norma NP-84;
- toma-se uma porção de material e faz-se passar pelo peneiro de 3/4", limpa-se o material retido e eliminam-se os finos; faz-se igualmente a determinação do teor em água desse material.

No Anexo 4 apresenta-se uma reportagem fotográfica onde se podem observar todos os passos referidos para a preparação e a realização do ensaio.

Ensaio e resultados obtidos

Para o material do Lote 5 realizaram-se quatro ensaios por apiloamento (misturas ensaiadas: 70% finos e 30% grossos, 60% finos e 40% grossos, 50% finos e 50% grossos e por último 30% finos e 70% grossos), de acordo com os procedimentos descritos anteriormente.

No Quadro 5.9 apresentam-se os resultados obtidos.

Quadro 5.9 – Resumo dos resultados obtidos nos ensaios de compactação tipo Proctor efectuados no compactador Toni-tecnik

Ensaio	Mistura	W _{opt} (%)	γ _{d max} (kN/m ³)
1	% finos = 70% %grossos = 30%	10,4	20,2
2	% finos = 60% %grossos = 40%	10,1	20,3
3	% finos = 50% %grossos = 50%	9,5	20,2
4	% finos = 40% %grossos = 60%	9,3	20,3

Conforme se pode constatar os valores do peso volúmico seco máximo são todos da ordem de 20,2 a 20,3 kN/m³, não variando de mistura para mistura. Com relação ao teor em água, ocorrem maiores variações sendo o valor mais elevado para a mistura com a maior percentagem de finos, como seria de esperar, uma vez que os finos conseguem absorver maior quantidade de água do que os grossos.

Um dos procedimentos efectuado foi determinar o teor em água da totalidade da mistura, o da fracção fina e o da fracção grossa. Na Fig. 5.18 representam-se as curvas de compactação obtidas nos ensaios. A traço cheio estão as curvas referidas ao teor em água da mistura e a tracejado estão representadas as curvas referidas aos teores em água da fracção fina.

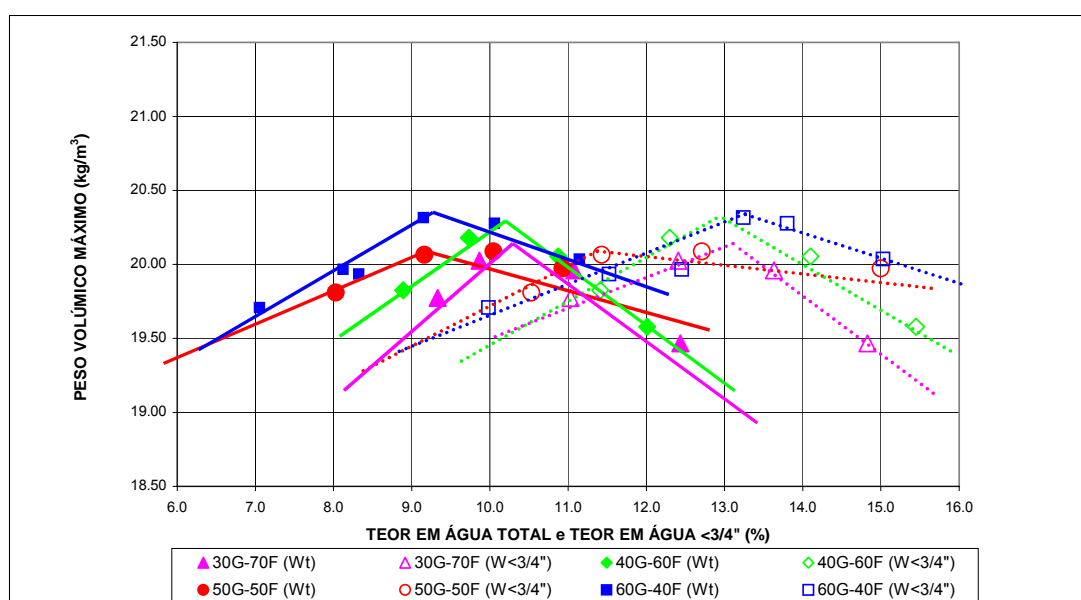


Fig. 5.18 – Curvas de compactação obtidas em função do teor em água da mistura e da fracção fina.

Conforme se pode observar, as curvas com os teores em água da fracção fina estão localizadas mais para a direita do gráfico, ou seja os teores em água da fracção fina são bastante superiores aos da mistura. As diferenças entre os teores de água da mistura e da fracção dos finos chegam a passar de 4%.

No Quadro 5.10 apresentam-se os resultados obtidos em termos de teores em água e peso volúmico seco para cada ponto de cada ensaio. No mesmo quadro encontram-se os valores dos teores em água para cada uma das fracções presentes, determinados através da Norma NP-84. Apresentam-se também os valores calculados do teor em água óptimo, obtidos por ponderação dos valores de cada fracção presente na mistura, bem como correspondentes do peso volúmico seco.

Da análise dos resultados do Quadro 5.10 verifica-se que o valor determinado para o teor em água da mistura é sempre superior ao calculado com base em cada uma das fracções. Tal deve-se ao facto de ocorrer alguma secagem do material durante a limpeza das partículas grossas para a determinação do respectivo teor em água, bem como devido a se verificar alguma evolução granulométrica do material provocada pela fracturação das partículas de maiores dimensões, diminuindo deste modo no final do ensaio a fracção grossa presente na mistura.

Quadro 5.10 – Comparação dos teores em água da mistura com os das duas fracções

Ensaio	Mistura	Ponto	W _t (%)	γ _d (kN/m ³)	W _{>3/4"} (%)	W _{<3/4"} (%)	W _t calculado (%)	γ _d calculado (kN/m ³)
1	% finos = 70% %grossos = 30%	w=8%	9,3	19,77	4,13	11,03	8,96	19,83
		w=9%	9,9	20,03	4,59	12,41	10,06	20,00
		w=10%	11,1	19,96	4,55	13,63	10,91	19,99
		w=11%	12,4	19,47	4,47	14,83	11,72	19,59
2	% finos = 60% %grossos = 40%	w=8%	8,9	19,83	3,76	11,41	8,35	19,93
		w=9%	9,7	20,18	4,24	12,30	9,08	20,30
		w=10%	10,9	20,06	4,54	14,10	10,28	20,17
		w=11%	12,0	19,57	4,40	15,45	11,03	19,74
3	% finos = 50% %grossos = 50%	w=7%	8,0	19,81	4,13	10,53	7,33	19,93
		w=8%	9,2	20,06	4,34	11,43	7,89	20,30
		w=9%	10,0	20,08	4,72	12,71	8,72	20,31
		w=10%	10,9	19,98	4,95	15,00	9,98	20,14
4	% finos = 40% %grossos = 60%	w=6%	7,1	19,71	3,72	9,98	6,22	19,87
		w=7%	8,3	19,94	4,17	11,52	7,11	20,16
		w=7R%	8,1	19,97	4,15	12,45	7,47	20,06
		w=8%	9,1	20,32	4,24	13,24	7,84	20,56
		w=9%	10,1	20,28	4,69	13,80	8,33	20,61
		w=10%	11,1	20,04	4,10	15,03	8,47	20,52

γ_d – Peso volúmico aparente seco da mistura (totalidade do material);

w_t – Teor em água da mistura (totalidade do material);

w_{>3/4"} – Teor em água da fracção grossa (material retido no peneiro de 3/4");

w_{<3/4"} – Teor em água da fracção fina (material passado no peneiro de 3/4");

w_{t estimado} – Teor em água da mistura estimado a partir dos resultados obtidos para cada fracção

$$(w_{t \text{ calculado}} = \frac{(P_G \times w_{>3/4"} + P_F \times w_{<3/4"})}{100});$$

γ_{d estimado} – Peso volúmico aparente seco da mistura estimado a partir dos resultados obtidos para cada

$$\text{fracção } (\gamma_{d \text{ calculado}} = \frac{\gamma_w}{(100 + w_{t \text{ calculado}})});$$

Por outro lado, o teor em água da fracção grossa é muito inferior ao da mistura, chegando a ocorrer diferenças de 8%, e muito pouco variável ao longo dos ensaios (o seu valor médio é igual a 4,33%). Estes resultados revelam que a grande maioria da água é absorvida pela fracção fina.

Relembra-se que, antes da realização do ensaio, a mistura da totalidade do material com a água esteve em repouso, durante cerca de 18 h, num recipiente fechado, para permitir que a fracção grossa absorvesse a água. Contudo, em obra, o tempo que decorre entre a molhagem do material e a colocação não ultrapassa, em geral, as 18 h aqui observadas, considerando-se, deste modo, as condições de ensaio adoptadas como representativas das condições “in situ”.

5.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

O objectivo do programa de ensaios é de estabelecer expressões correctivas a aplicar aos resultados dos ensaios de referência de modo a serem representativos das granulometrias integrais dos materiais dos maciços estabilizadores da barragem de Odelouca.

Para tal reproduzem-se, em seguida, as expressões utilizadas até então para este efeito em misturas solo-enrocamento.

Fórmulas tradicionais de correcção dos resultados

As granulometrias utilizadas na realização do ensaio Proctor normal diferem da granulometria de campo, uma vez que, dadas as dimensões do molde, é necessário truncar a granulometria de laboratório no peneiro de 3/4” (E 197-1966). Para se poderem comparar os resultados do campo (amostra integral) com os de laboratório (amostra truncada) há que corrigir os valores obtidos.

Segundo JAE/LNEC (1994), o teor em água óptimo e o peso volúmico seco máximo da amostra integral podem ser obtidos em função da percentagem de grossos, P_C (considerado igual a P_G), de acordo com as equações:

$$w_{optm}^T = \frac{P_F w_F + P_C w_C}{100} \quad (5.1)$$

$$\gamma_{d\ máx}^T = \frac{100}{\frac{P_C}{\gamma_d^C} + \frac{P_F}{\eta \gamma_{d\ máx}^F}} \quad (5.2)$$

em que P_F representa a percentagem ponderal da fracção fina, w_{optm}^T representa o teor em água óptimo do material integral, w_F o teor em água da fracção fina, w_C o teor em água da fracção grossa, $\gamma_{d\ máx}^T$ o peso volúmico seco máximo do material integral, $\gamma_{d\ máx}^F$ o peso volúmico seco máximo da fracção fina, γ_d^C o peso volúmico seco da fracção grossa, η um coeficiente de correcção dado por

$$\eta = -5 \times 10^{-5} P_C^2 + 0,0013 P_C + 0,9958 \quad (5.3)$$

Um estudo efectuado por Donaghe e Townsend em 1975 (referido por LNEC, 1987-a) concluiu que o método de remoção e substituição da fracção “grossa” influenciava as características de compactação. De facto, o peso volúmico seco máximo diminui e o teor em água óptimo aumenta relativamente a uma amostra completa.

O mesmo estudo apresentou duas equações teóricas para determinar o peso volúmico seco máximo referente a um material que contém uma certa percentagem de material retido no peneiro de 3/4" a partir da determinação daquela grandeza referida à fracção “fina” (passada no peneiro de 3/4"). As expressões apresentadas pelo estudo são as seguintes:

$$\gamma_{d \text{ máx}}^T = \frac{100 \gamma_{d \text{ máx}}^F G_M \gamma_w}{\gamma_{d \text{ máx}}^F P_C + G_M \gamma_w P_F} \quad (5.4)$$

$$\gamma_{d \text{ máx}}^T = \frac{P_F \gamma_{d \text{ máx}}^F + 0,9 P_C G_M \gamma_w}{100} \quad (5.5)$$

em que G_M é a densidade das partículas constituintes da fracção retida no peneiro n.º 4, γ_w o peso volúmico da água. Salienta-se a semelhança entre estas equações e as apresentadas no capítulo 4, no Quadro 4.4 referenciadas como AASHTO-1, AASHTO-2, ASTM e USBR. Pode-se, deste modo, concluir que as adoptadas pelas normas se baseiam nas expressões (5.4) e (5.5), apenas tendo sido introduzidos factores para terem em conta o tipo de rocha constituinte das partículas mais grosseiras (r_a e r_u).

A aplicação das expressões (5.2), (5.4) e (5.5) aos pesos volúmicos secos máximos obtidos dos ensaios Proctor, e resumidos no Quadro 5.3, variando a percentagem de grossos produz as curvas representadas nas Fig. 5.19 a Fig. 5.21. A Fig. 5.22 apresenta a razão, α , entre os pesos volúmicos secos máximos da amostra integral e os dos ensaios de referência em função da percentagem de grossos.

Constata-se que para valores da percentagem de grossos até cerca de 25% a equação (5.2) dá valores idênticos à equação (5.4) e superiores à (5.5). Para percentagens entre 55% e 72% as equações (5.2) e (5.5) confundem-se. No restante campo de variação a equação (5.2) apresenta valores intermédios relativamente às outras duas, funcionando a (5.4) como limite superior e a (5.5) como limite inferior.

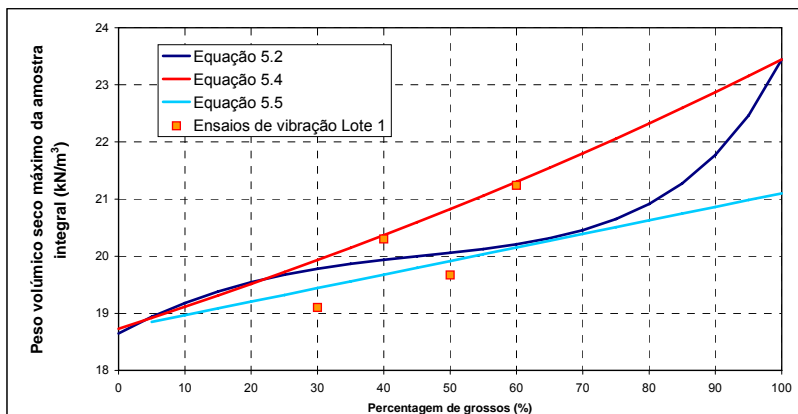


Fig. 5.19 – Peso volúmico seco da amostra integral em função da percentagem de grossos para o ensaio de Proctor 1 do Lote 1.

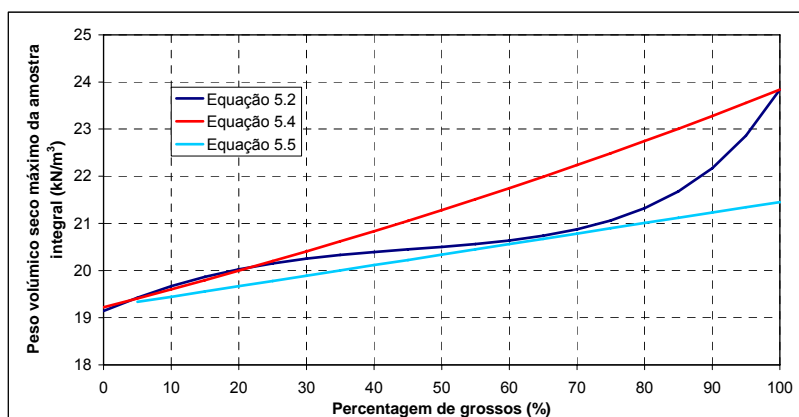


Fig. 5.20 – Peso volúmico seco da amostra integral em função da percentagem de grossos para o ensaio de Proctor 1 do Lote 4.

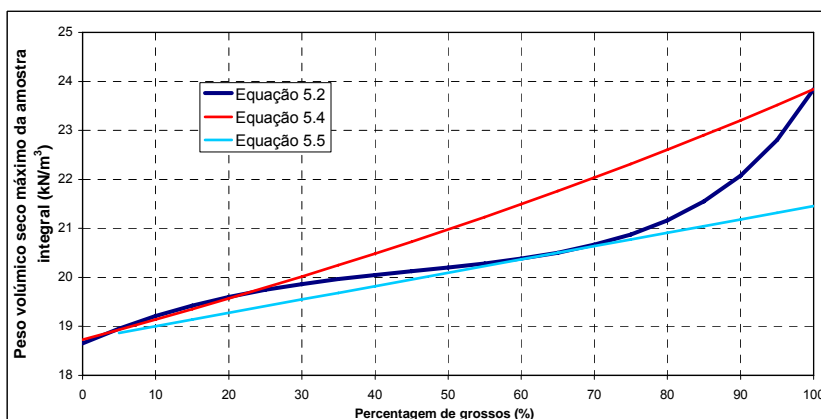


Fig. 5.21 – Peso volúmico seco da amostra integral em função da percentagem de grossos para os ensaios de Proctor 2 e 3 do Lote 4.

A Fig. 5.22 mostra que os factores de correcção do peso volúmico seco máximo a aplicar aos resultados dos ensaios de referência estão compreendidos entre 1 e 1,27.

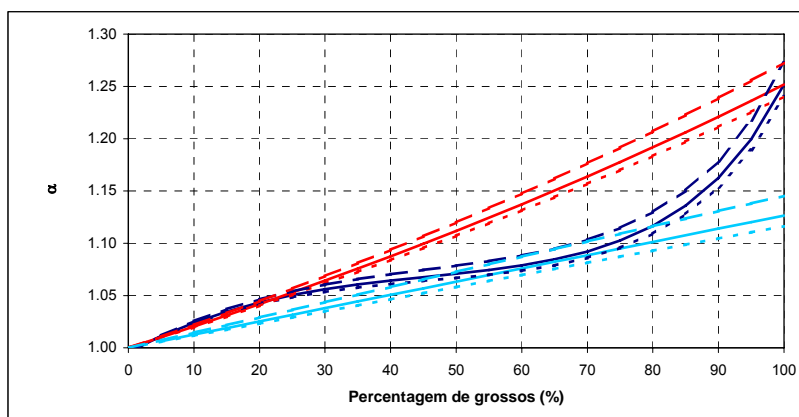


Fig. 5.22 – Razão entre os pesos volúmicos secos da amostra integral e do ensaio de Proctor para todos os ensaios realizados

Correcção dos resultados

No Quadro 5.11 resumem-se os resultados obtidos com os dois tipos de ensaios realizados para cada diferente mistura.

Quadro 5.11 – Resumo dos resultados obtidos com os ensaios

Mistura	Ensaio de Compactação por Vibração						Ensaio Proctor no Compactador Toni-tecnik	
	Lote 1		Lote 4		Lote 5		Lote 5	
	W _{opt} (%)	γ _{d max} (kN/m ³)	W _{opt} (%)	γ _{d max} (kN/m ³)	W _{opt} (%)	γ _{d max} (kN/m ³)	W _{opt} (%)	γ _{d max} (kN/m ³)
% finos = 100% %grossos = 0%	12,6	19,10	12,9	18,76	12,0	18,72	-	-
% finos = 70% %grossos = 30%	11,4	19,10	-	-	11,1	19,88	10,4	20,21
% finos = 60% %grossos = 40%	11,7	20,38	10,8	19,91	9,3	19,84	10,1	20,31
% finos = 50% %grossos = 50%	10,2	19,67	10,1	19,92	10,0	20,56	9,5	20,21
% finos = 40% %grossos = 60%	10,3	21,24	-	-	9,8	20,01	9,3	20,31

Nas Fig. 5.23 e Fig. 5.24 representam-se conjuntamente os resultados dos ensaios executados por vibração e por apiloamento e as expressões correctivas anteriormente referidas.

Verifica-se, por um lado, que o peso volúmico máximo é praticamente constante em todos os ensaios de apiloamento. Por outro constata-se que o processo de compactação conduz a diferentes pesos volúmicos secos máximos, parecendo ser o processo de apiloamento mais

eficaz. Adicionalmente constata-se que nenhuma das expressões anteriores parece ser capaz de traduzir fielmente as características de compactação do material.

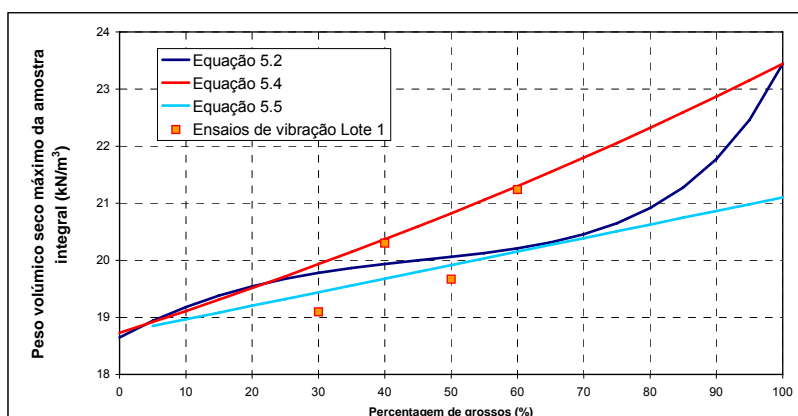


Fig. 5.23 – Representação conjunta das equações correctivas e dos resultados dos ensaios de vibração do Lote 1.

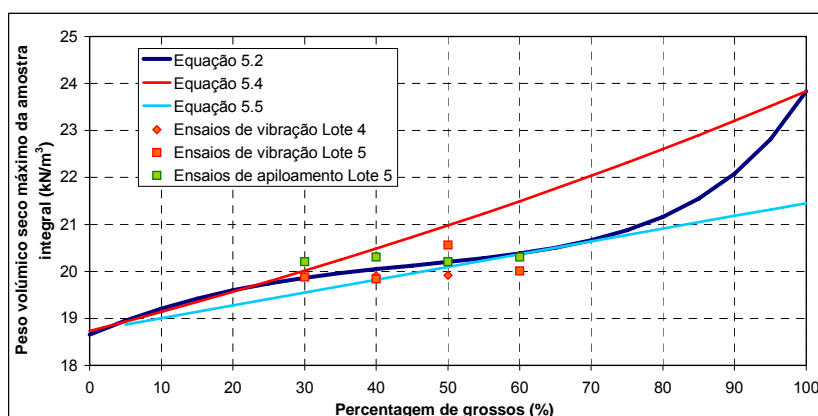


Fig. 5.24 – Representação conjunta das equações correctivas e dos resultados dos ensaios de vibração e de apiloamento dos Lotes 4 e 5.

Estas formulações, para além de não representarem com realismo o material em estudo, não permitem inferir o outro parâmetro de controlo da compactação, isto é, o teor em água óptimo do material integral.

Com este fim em vista, recorre-se, então, a uma metodologia desenvolvida por Donaghe e Torrey, em 1994.

Fórmulas de correcção de Donaghe e Torrey (1994-b)

De acordo com Donaghe e Torrey (1994-b), é possível estabelecer fórmulas de correcção entre os resultados dos ensaios de apiloamento, realizados em molde gigante, e os do Proctor normal. Assim, no que respeita à correcção do peso volúmico seco máximo considera-se a seguinte expressão:

$$\gamma_{d\text{ máx}}^T = \frac{100F_F \gamma_{d\text{ máx}}^F G_M \gamma_w}{F_F \gamma_{d\text{ máx}}^F P_C + G_M \gamma_w P_F} \quad (5.6)$$

em que $\gamma_{d\text{ máx}}^T$ é o peso volúmico seco máximo do material integral, F_F o grau de compactação da fracção fina, dado por $F_F = \frac{\gamma_F}{\gamma_{d\text{ máx}}^F}$, sendo γ_F o peso volúmico seco da fracção fina quando o material integral se encontra no estado de máximo adensamento, $\gamma_{d\text{ máx}}^F$ o peso volúmico seco máximo da fracção fina, G_M a densidade das partículas constituintes da fracção retida no peneiro n.º 4, γ_w o peso volúmico da água, P_C a percentagem ponderal da fracção grossa e P_F a percentagem ponderal da fracção fina.

Segundo Donaghe e Torrey (1994-b), o valor de F_F pode ser relacionado com o coeficiente de interferência na densidade, I_c , através da equação:

$$I_c = \frac{100F_F}{P_G G_M} \quad (5.7)$$

em que P_G representa a percentagem ponderal da fracção retida no peneiro n.º4.

Os autores referem que há evidências experimentais de que I_c e P_G se relacionam, para valores de P_G não superiores a 70%, através de equações do tipo bi-logarítmico.

Assim, um dos objectivos do presente trabalho é determinar de forma casuística, com base nos ensaios efectuados de compactação do material integral e do passado no peneiro 3/4" (Proctor), a equação representativa do material em estudo.

Relativamente ao teor em água óptimo do material integral, deve-se considerar a seguinte expressão:

$$F_{opt} = \frac{100w_{opt}^F}{P_G w_{opt}^T} \quad (5.8)$$

sendo F_{opt} o factor correctivo do teor em água óptimo, w_{opt}^F o teor em água óptimo obtido num ensaio Proctor do material passado no peneiro 3/4", w_{opt}^T o teor em água óptimo obtido num ensaio de compactação do material integral e P_G a percentagem ponderal da fracção grossa.

Os mesmos autores referem que existe também uma relação do tipo bi-logarítmica entre os parâmetros F_{opt} e P_G , a qual também será calibrada para os materiais em estudo.

As relações obtidas pelos referidos autores foram as seguintes:

$$\log I_C = 1,614 - 1,025 \log P_G \quad (R^2 = 0,99) \quad (5.9)$$

$$\log F_{opt} = 1,812 - 0,730 \log P_G \quad (R^2 = 0,98) \quad (5.10)$$

No Quadro 5.12 apresentam-se os resultados obtidos a partir dos ensaios de vibração para cada lote de material estudado relativamente ao peso volúmico seco máximo. Para o Lote 1 considerou-se que os valores do teor em água óptimo e do peso volúmico seco máximo dos finos são respectivamente iguais a 14,6% e 18,73 kN/m³ (ensaio Proctor realizado com materiais do Lote 1). Com relação aos Lotes 4 e 5 considerou-se que os valores do teor em água óptimo e o peso volúmico seco máximo dos finos são, respectivamente, 13,2% e 18,73 kN/m³ (ensaio Proctor n.º 3, tomado como o mais representativo do material ensaiado).

Quadro 5.12 – Ensaios de vibração. Cálculo de I_c .

Lote	Ensaio	Mistura	W_{opt} (%)	γ_d^{max} (kn/m ³)	P_F (%)	P_G (%)	F_F	I_c	$\log P_G$	$\log I_c$
1	1	% finos = 70% %grossos = 30%	11,4	19,10	70	30	0,945	1,318	1,477	0,120
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	10,0	19,67	50	50	0,905	0,757	1,699	-0,121
	4	% finos = 30% %grossos = 70%	10,3	21,24	30	70	0,931	0,556	1,845	-0,255
4	1	% finos = 70% %grossos = 30%	-	-	-	-	-	-	-	-
	2 ²	% finos = 60% %grossos = 40%	10,8	19,91	60	40	0,958	0,985	1,602	-0,006
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	10,1	19,92	50	50	0,913	0,752	1,699	-0,124
	4	% finos = 30% %grossos = 70%	-	-	30	70	-	-	-	-
5	1	% finos = 70% %grossos = 30%	11,1	19,88	70	30	0,991	1,359	1,477	0,133
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	-	-	-	-	-	-	-	-
	4	% finos = 40% %grossos = 60%	9,8	20,01	30	70	0,861	0,590	1,778	-0,229

² Ensaio eliminado por apresentar maus resultados em comparação com os outros lotes analisados.

No estudo é testada uma relação logarítmica (designada por correlação 1 – ver Fig. 5.25) e outra bilogarítmica (designada por correlação 2 – ver Fig. 5.26) entre I_c e P_G , tendo sido obtidas as seguintes expressões:

$$I_c = 4,6784 - 2,283 \log P_G \quad (R^2 = 0,9734) \quad (5.11)$$

$$\log I_c = 1,7398 - 1,0935 \log P_G \quad (R^2 = 0,9912) \quad (5.12)$$

Embora não exista na bibliografia experiência relativa a ensaios de vibração para determinação de fórmulas de correlação entre os ensaios de vibração (ensaios de compactação do material integral) e ensaios do tipo Proctor (ensaios do material passado no peneiro 3/4") para se poder comparar os resultados obtidos, o valor de R^2 ($R^2 = 0,9734$ e $R^2 = 0,9912$) obtido em ambas as correlações estudadas, permite concluir que se tratam de curvas de correlação adequadas.

Conforme se pode constatar pela análise das duas figuras anteriores, a Correlação 2 (idêntica à proposta por Donaghe e Torrey, 1994-b) apresenta um coeficiente de correlação superior ao obtido com a Correlação 1 e muito próximo da unidade (0,9912).

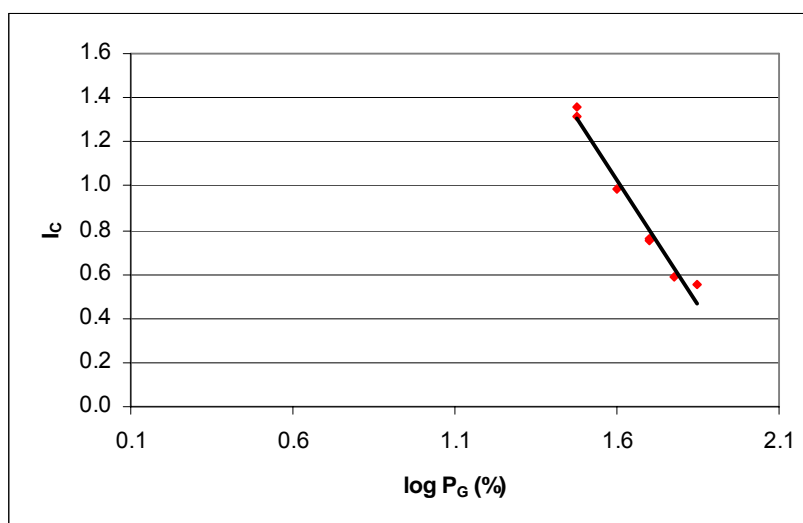


Fig. 5.25 – Ensaios de vibração. Correlação 1 para determinação do peso volúmico seco máximo.

Quadro 5.13 apresentam-se as grandezas calculadas com base nos ensaios de vibração para o estabelecimento da correlação entre F_{opt} e P_G para a determinação do teor em água ótimo da amostra integral.

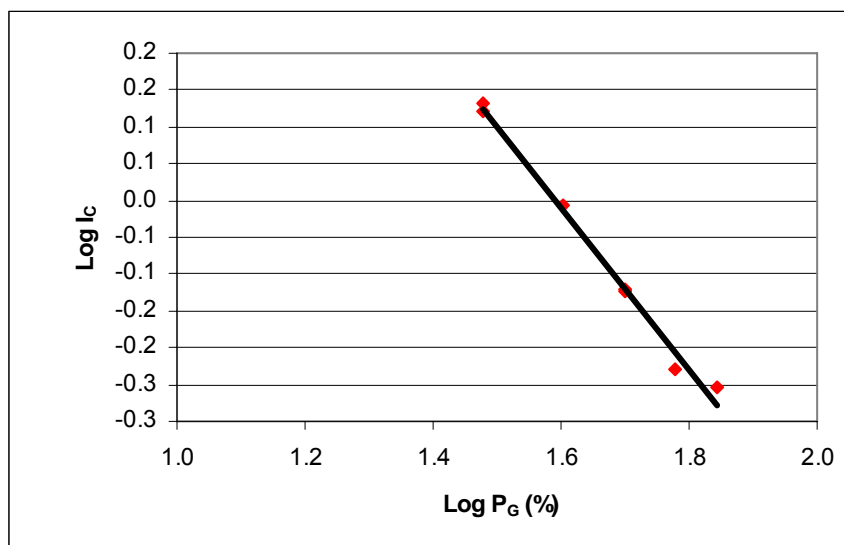


Fig. 5.26 – Ensaio de vibração. Correlação 2 para a determinação do peso volúmico seco máximo.

Quadro 5.13 – Ensaio de vibração. Cálculo de F_{opt} .

Lote	Ensaio	Mistura	W_{opt} (%)	γ_d^{max} (kn/m ³)	P_F (%)	P_G (%)	F_{opt}	log P_G	log F_{opt}
1	1	% finos = 70% %grossos = 30%	11,4	19,10	70	30	4,269	1,477	0,630
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	-	-	-	-	-	-	-
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	10,0	19,67	50	50	2,920	1,699	0,465
	4	% finos = 30% %grossos = 70%	10,3	21,24	30	70	2,025	1,845	0,306
4	1	% finos = 70% %grossos = 30%	-	-	-	-	-	-	-
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	10,8	19,91	60	40	3,056	1,602	0,485
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	10,1	19,92	50	50	2,614	1,699	0,417
	4	% finos = 30% %grossos = 70%	-	-	30	70	-	-	-
5	1	% finos = 70% %grossos = 30%	11,1	19,88	70	30	3,964	1,477	0,598
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	-	-	-	-	-	-	-
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	-	-	-	-	-	-	-
	4	% finos = 40% %grossos = 60%	9,8	20,01	30	70	2,245	1,778	0,351

Do mesmo modo, foram testadas a relação logarítmica (ver Fig. 5.27) e a bilogarítmica (ver Fig. 5.28) entre as duas grandezas, tendo-se chegado às seguintes expressões:

$$F_{opt} = 12,547 - 5.764 \log P_G \quad (R^2 = 0,9551) \tag{5.13}$$

$$\log F_{opt} = 1,8343 - 0,828 \log P_G \quad (R^2 = 0,9685) \tag{5.14}$$

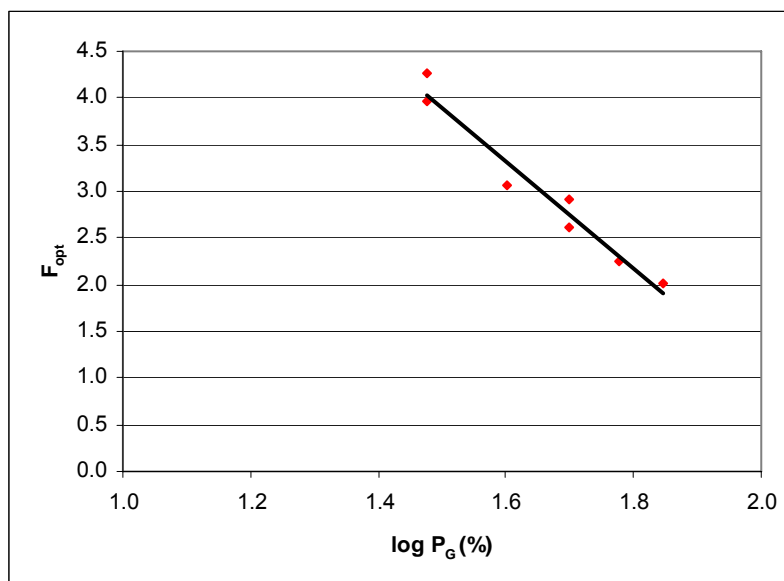


Fig. 5.27 – Ensaio de vibração. Correlação 1 do teor em água.

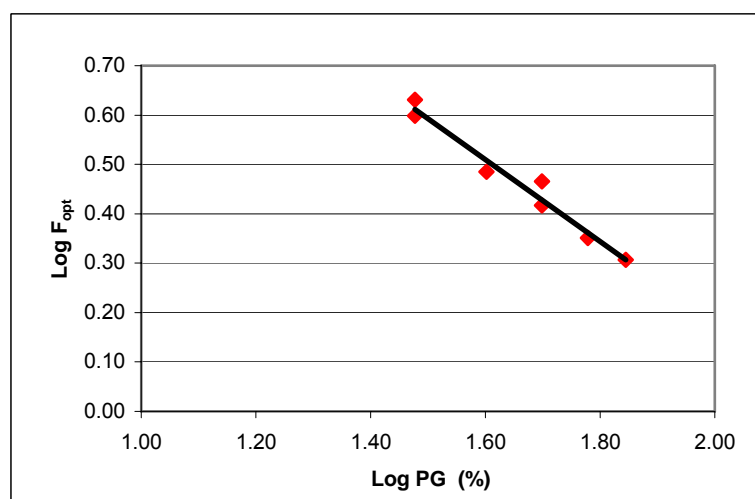


Fig. 5.28 – Ensaio de vibração. Correlação 2 do teor em água.

Tal como aconteceu com as correlações relativas ao peso volúmico seco máximo, a Correlação 2 é a que apresenta melhores resultados ($R^2 = 0,9685$). Contudo o coeficiente de correlação obtido é inferior ao obtido nos ensaios realizados por Donaghe e Torrey (1994-b), que foi igual a 0,98.

Pode-se, assim, concluir que, para os ensaios de vibração com os materiais dos maciços estabilizadores da barragem de Odelouca, as fórmulas de correlação a aplicar, relativamente ao peso volúmico seco máximo e ao teor em água óptimo são, respectivamente:

$$\log I_C = 1,7398 - 1,0935 \log P_G \quad (R^2 = 0,9912) \quad \rightarrow \text{peso volúmico seco máximo (5. 15)}$$

$$\log F_{opt} = 1,8343 - 0,828 \log P_G \quad (R^2 = 0,9685) \rightarrow \text{teor em água óptimo} \quad (5.16)$$

No Quadro 5.14 apresentam-se os resultados obtidos a partir dos ensaios de apiloamento, em molde gigante, para cada lote de material estudado, relativamente ao peso volúmico seco máximo. Considerou-se como ensaios de referência os efectuados para os Lotes 1 e 4. Para o Lote 1, os valores do teor em água óptimo e do peso volúmico seco máximo dos finos são respectivamente iguais a 14,6% e 18,73 kN/m³. Para o Lote 4 os valores do teor em água óptimo e o peso volúmico seco máximo dos finos são, respectivamente, 13,2% e 18,73 kN/m³ (ensaio Proctor n.º 3, uma vez que se considerou este o ensaio mais representativo do material ensaiado em comparação com os outros dois ensaios realizados).

Quadro 5.14 – Ensaio de apiloamento. Cálculo de I_c.

Lote	Ensaio	Mistura	W _{opt} (%)	γ _{d max} (kn/m ³)	P _F (%)	P _G (%)	F _F	I _c	log P _G	log I _c
1	1	% finos = 70% %grossos = 30%	10,4	20,20	70	30	1,018	1,420	1,477	0,152
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	10,1	20,30	60	40	0,995	1,041	1,602	0,017
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	9,5	20,20	50	50	0,948	0,793	1,699	-0,101
	4	% finos = 30% %grossos = 70%	9,3	20,30	30	70	0,903	0,629	1,778	-0,201
5	1	% finos = 70% %grossos = 30%	10,4	20,20	70	30	1,012	1,389	1,477	0,143
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	10,1	20,30	60	40	0,986	1,015	1,602	0,006
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	9,5	20,20	50	50	0,936	0,770	1,699	-0,113
	4	% finos = 40% %grossos = 60%	9,3	20,30	30	70	0,887	0,608	1,778	-0,216

No estudo é testada uma relação logarítmica (designada por Correlação 1 – ver Fig. 5.29) e outra bilogarítmica (designada por Correlação 2 – ver Fig. 5.30) entre I_c e P_G, tendo sido obtidas as seguintes expressões:

$$I_c = 5,2607 - 2,6249 \log P_G \quad (R^2 = 0,9918) \quad (5.17)$$

$$\log I_c = 1,8988 - 1,1823 \log P_G \quad (R^2 = 0,9964) \quad (5.18)$$

Nas Fig. 5.29 e Fig. 5.30 representam-se as fórmulas de correlação estudadas para o peso volúmico seco máximo. Na Fig. 5.31 comparam-se a fórmula de Donaghe e Torrey com a (5.12), deduzida a partir dos ensaios de vibração, e a (5.18), deduzida a partir dos ensaios de apiloamento. Verifica-se que a diferença entre as expressões é tanto maior quanto menor for a percentagem de grossos e que os valores obtidos por apiloamento são superiores aos encontrados por vibração, e estes à fórmula (5.9).

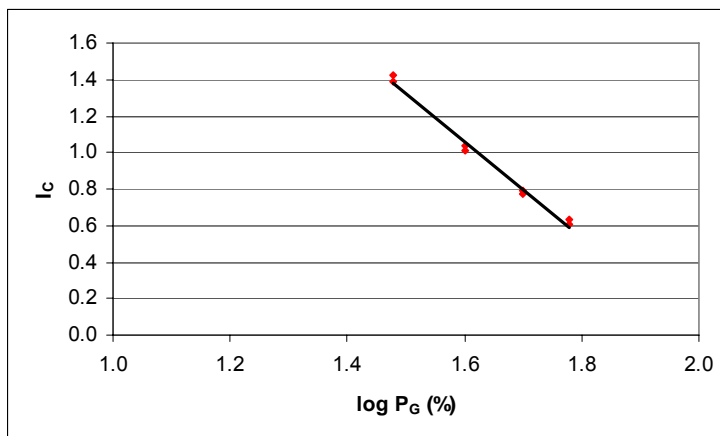


Fig. 5.29 - Ensaio de apiloamento. Correlação 1 do peso volúmico seco máximo.

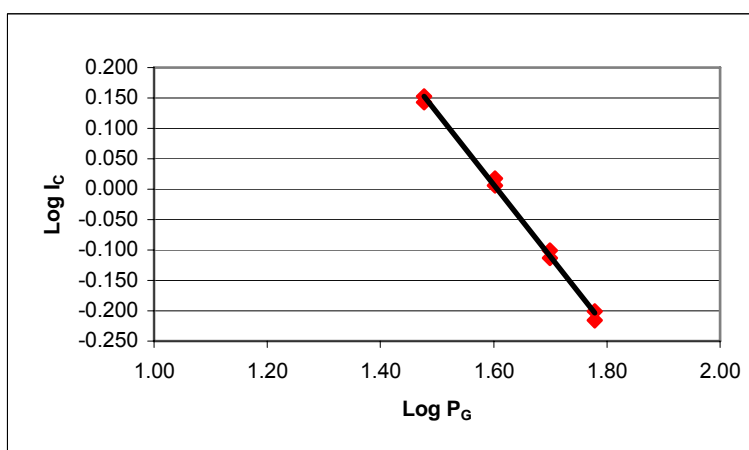


Fig. 5.30 – Ensaio de apiloamento. Correlação 2 do peso volúmico seco máximo.

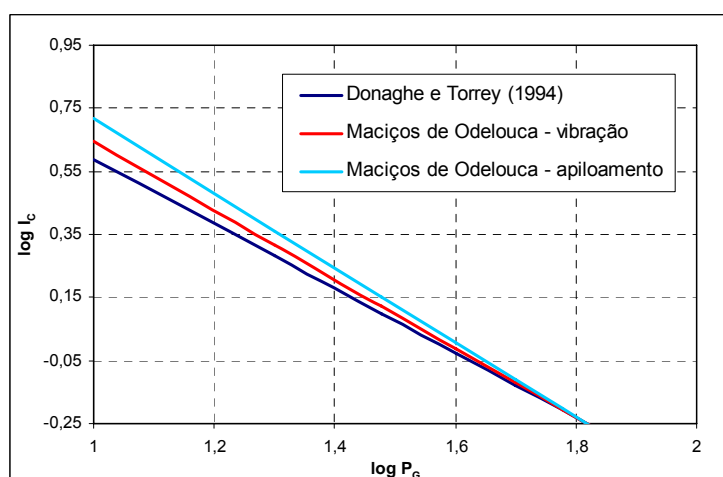


Fig. 5.31 – Comparação das expressões de Donaghe e Torrey (1994-b), (5.12) e (5.18) No Quadro 5.15 apresentam-se os resultados obtidos a partir dos ensaios por apiloamento relativamente ao teor em água óptimo.

Nas Fig. 5.32 e Fig. 5.33 representam-se as seguintes fórmulas de correlação estudadas para o cálculo do teor em água óptimo:

$$F_{opt} = 13,941 - 6,4749 \log P_G \quad (R^2 = 0,9362) \quad (5.19)$$

$$\log F_{opt} = 1,8704 - 0,8291 \log P_G \quad (R^2 = 0,9462) \quad (5.20)$$

Quadro 5.15 – Ensaio de apiloamento. Cálculo de F_{opt} .

Lote	Ensaio	Mistura	w_{opt} (%)	$\gamma_d \text{ max}$ (kn/m ³)	P_F (%)	P_G (%)	F_{opt}	$\log P_G$	$\log F_{opt}$
1	1	% finos = 70% %grossos = 30%	10,4	20,20	70	30	4,679	1,477	0,670
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	10,1	20,30	60	40	3,614	1,602	0,558
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	9,5	20,20	50	50	3,074	1,699	0,488
	4	% finos = 30% %grossos = 70%	9,3	20,30	30	70	2,616	1,778	0,418
5	1	% finos = 70% %grossos = 30%	10,4	20,20	70	30	4,231	1,477	0,626
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	10,1	20,30	60	40	3,267	1,602	0,514
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	9,5	20,20	50	50	2,779	1,699	0,444
	4	% finos = 40% %grossos = 60%	9,3	20,30	30	70	2,366	1,778	0,374

Na Fig. 5.34 comparam-se a fórmula de Donaghe e Torrey com a (5.14), deduzida a partir dos ensaios de vibração, e a (5.20), deduzida a partir dos ensaios de apiloamento. Verifica-se que a diferença entre as expressões relativas aos ensaios de vibração e de apiloamento são sempre inferiores aos valores calculados pela expressão (5.10).

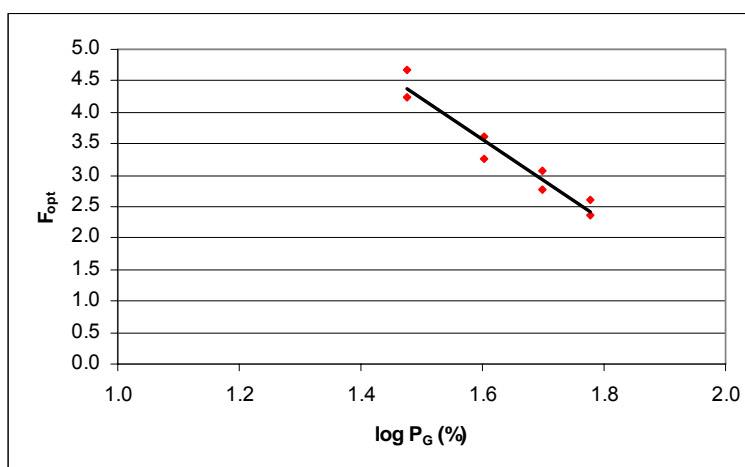


Fig. 5.32 – Ensaio de apiloamento. Correlação 1 do teor em água óptimo.

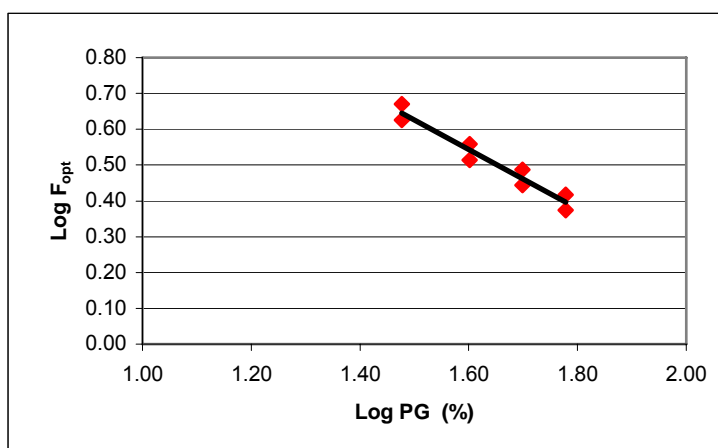


Fig. 5.33 – Ensaios de apiloamento. Correlação 2 do teor em água óptimo.

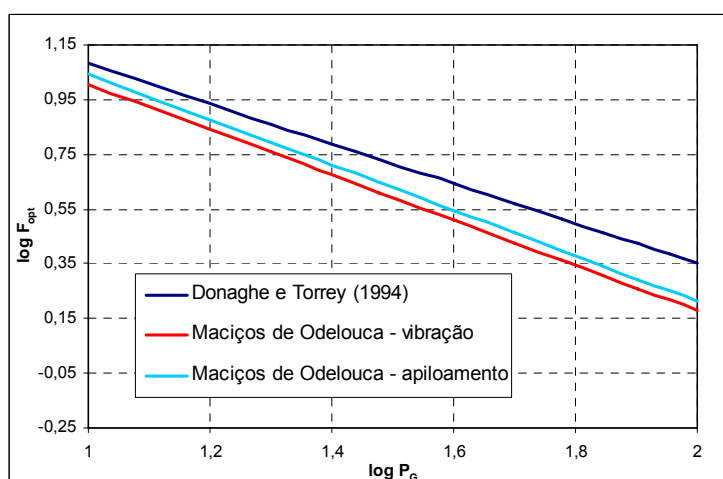


Fig. 5.34 – Comparação das expressões de Donaghe e Torrey (1994-b), (5.14) e (5.20)

Do estudo efectuado pode-se inferir que, para os ensaios de apiloamento com os materiais dos maciços estabilizadores da barragem de Odelouca, as fórmulas de correlação a aplicar, relativamente ao peso volúmico seco máximo e ao teor em água óptimo são, respectivamente:

$$\log I_C = 1,8988 - 1,1823 \log P_G \quad (R^2 = 0,9964) \quad \rightarrow \text{peso volúmico seco máximo} \quad (5.21)$$

$$\log F_{opt} = 1,8704 - 0,8291 \log P_G \quad (R^2 = 0,9462) \quad \rightarrow \text{teor em água óptimo} \quad (5.22)$$

Fórmulas de correcção do teor em água em função da fracção grossa – Novo método

Como se referiu, o teor em água da amostra integral é calculado a partir de (5.1), vindo o teor em água dos finos dado por

$$w_F = \frac{100w_T - P_G w_G}{(1 - P_G)} \quad (5.23)$$

Analisando os resultados dos ensaios efectuados, constata-se que o teor em água dos grossos se manteve praticamente constante, pelo que se assumirá, no que se segue, como igual ao respectivo valor médio adicionado de uma certa quantidade para ter em conta o efeito da secagem. Foi considerado igual a 4,7%.

Considerando os valores de w_T , obtidos nos ensaios de vibração e de apiloamento, é então possível determinar o teor em água da fracção fina, através da expressão anterior.

No Quadro 5.16 apresentam-se os resultados obtidos para os dois tipos de ensaios realizados (ensaios vibração e de apiloamento) e nas Fig. 5.35 e Fig. 5.36 representam-se as respectivas curvas de correcção determinadas.

Quadro 5.16 – Cálculo do teor em água dos finos.

Lote	Ensaio	Vibração			Apiloamento		
		Mistura	w_{opt} (%)	w_F (%)	Mistura	w_{opt} (%)	w_F (%)
1	1	% finos = 70% %grossos = 30%	11,4	14,27	% finos = 70% %grossos = 30%	10,4	12,84
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	-	-	% finos = 60% %grossos = 40%	10,1	13,70
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	10,0	15,30	% finos = 50% %grossos = 50%	9,5	14,30
	4	% finos = 30% %grossos = 70%	10,3	23,37	% finos = 40% %grossos = 60%	9,3	16,20
4	1	% finos = 70% %grossos = 30%	-	-	-	-	-
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	10,8	14,87	-	-	-
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	10,1	15,50	-	-	-
	4	% finos = 30% %grossos = 70%	-	-	-	-	-
5	1	% finos = 70% %grossos = 30%	11,1	13,84	% finos = 70% %grossos = 30%	10,4	12,84
	2	% finos = 60% %grossos = 40%	-	-	% finos = 60% %grossos = 40%	10,1	13,70
	3	% finos = 50% %grossos = 50%	-	-	% finos = 50% %grossos = 50%	9,5	14,30
	4	% finos = 40% %grossos = 60%	9,8	17,45	% finos = 40% %grossos = 60%	9,3	16,20

Testaram-se várias funções para aproximação dos resultados obtidos. Para os ensaios de vibração, a que apresentou uma maior aproximação foi a dum polinómio do terceiro grau, dado por:

$$w_F = 344,79P_G^3 - 433,77P_G^2 + 184,65P_G - 11,614 \quad (R^2 = 0,9982) \quad (5.24)$$

Para os ensaios de apiloamento deduziu-se a seguinte expressão:

$$w_F = 26,071P_G^2 - 12,793P_G + 14,412 \quad (R^2 = 0,9801) \quad (5.25)$$

Na Fig. 5.37 apresentam-se três equações de tendência determinadas respectivamente através dos ensaios de apiloamento, de vibração e os resultados do conjunto dos dois tipos de ensaios.

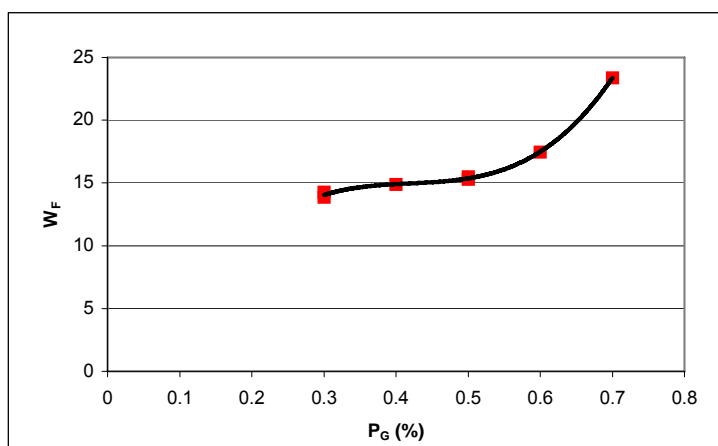


Fig. 5.35 – Ensaios de vibração. Correlações do teor em água óptimo. Nova metodologia.

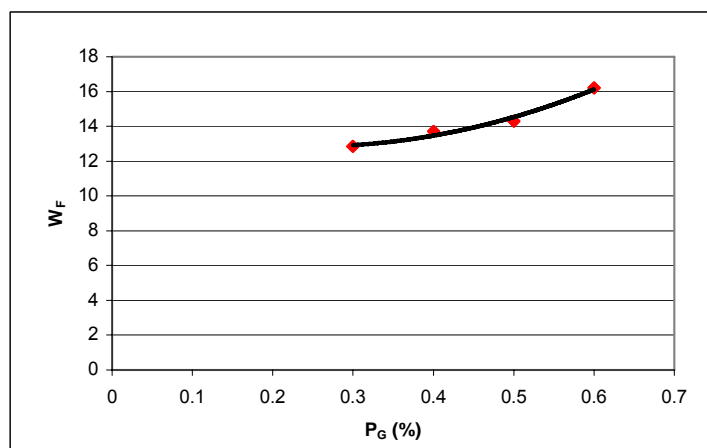


Fig. 5.36 - Ensaios de compactação em molde grande. Correlações do teor em água. Nova metodologia.

Conforme se pode constatar ambos os ensaios apresentam o mesmo andamento e o tratamento conjunto dos resultados obtidos produziu uma linha de tendência do 3º grau, com $R^2=0,96$. Este valor provavelmente seria superior se se tivessem mais resultados dos ensaios de apiloamento, uma vez que os resultados disponíveis não nos permitem traçar um polinómio do terceiro grau com alguma razoabilidade.

Aplicação das fórmulas correctivas aos resultados obtidos nos aterros experimentais

Após a dedução das fórmulas correctivas para o controle da compactação dos maciços estabilizadores da Barragem de Odelouca, obtidas a partir dos vários métodos analisados no ponto anterior, procedeu-se a uma aplicação aos resultados dos ensaios dos aterros experimentais.

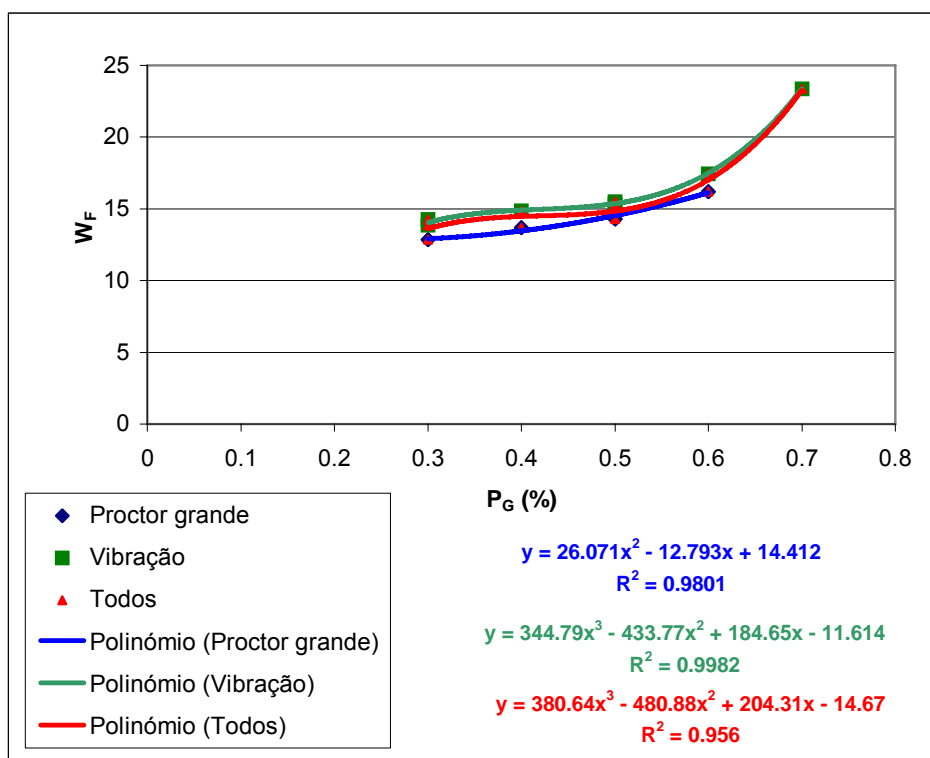


Fig. 5.37 – Equações do teor em água em função da percentagem de grossos deduzidas a partir dos resultados dos ensaios de vibração, apiloamento e conjuntos

Dos ensaios realizados, seleccionaram-se para exemplificar a aplicação da metodologia, as amostras de 17 ensaios de garrafas de areia, realizados sobre os aterros compactados após 8 passagens do cilindro compactador, de rasto liso, utilizado para a construção do aterro.

No Quadro 5.17 apresentam-se os métodos considerados e as referências às fórmulas consideradas. Na Fig. 5.38 apresentam-se os resultados obtidos em termos de peso volúmico seco máximo e teor em água óptimo para cada ensaio e fórmula correctiva considerada. A Fig. 5.39 é uma amplificação da Figura anterior.

Quadro 5.17 – Fórmulas correctivas utilizadas na análise dos ensaios dos aterros experimentais da Barragem de Odelouca.

Método	Descrição	Fórmula correctiva
Método 1	Metodologia de Donaghe e Torrey (1994-b) – ensaios dos autores	(5.9) e (5.10)
Método 2	Metodologia de Donaghe e Torrey (1994-b) – ensaios de vibração	(5.15) e (5.16)
Método 3	Metodologia de Donaghe e Torrey (1994-b) – ensaios de apiloamento	(5.21) e (5.22)
Método 4	Novo método – ensaios de vibração	(5.24)
Método 5	Novo método – ensaios de apiloamento	(5.25)

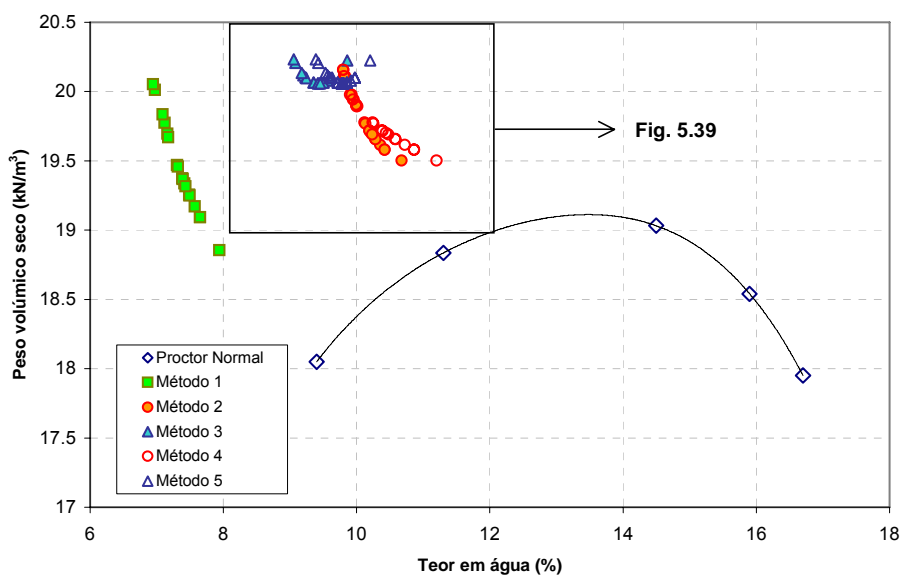


Fig. 5.38 – Resultados do ensaio de Proctor e dos seus valores corrigidos em relação à amostra integral por aplicação de cada um dos métodos

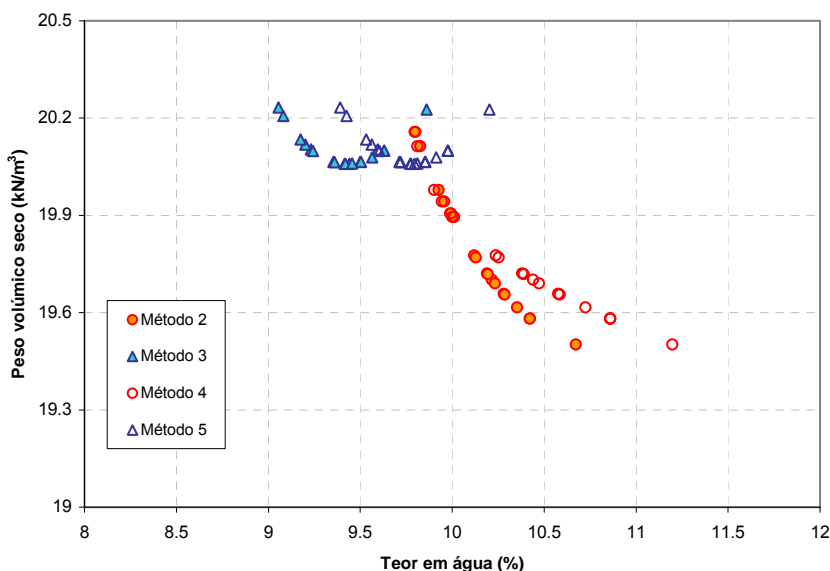


Fig. 5.39 – Ampliação da Fig. 5.38

Verifica-se que os métodos 2 a 5 produzem pontos relativamente próximos e muito diferentes do método 1 (ver Fig. 5.38). Por outro lado, o novo método conduz a valores do teor em água óptimo da amostra integral inferiores ao deduzido com base na metodologia de Donaghe e Torrey (1994-b).

Determinaram-se também os desvios do teor em água e os graus de compactação obtidos para cada ensaio a partir de cada método aplicado. Os resultados são representados na Fig. 5.40. Da análise da Fig. 5.40 pode-se constatar que a aplicação directa das fórmulas correctivas da metodologia de Donaghe e Torrey (1994-b) – método 1 – não apresenta bons resultados para os materiais em estudo, uma vez que apresenta grandes desvios em termos de teor em água. De facto, os materiais estudados por Donaghe e Torrey (1994-b) eram

constituídos essencialmente por granitos existentes nos EUA, enquanto que os materiais utilizados nos aterros experimentais da Barragem de Odelouca são materiais provenientes do maciço xistoso e grauvacóide e, por conseguinte, apresentam um comportamento diferenciado dos materiais estudados pelos autores.

Os valores da dispersão quer do desvio do teor em água quer do grau de compactação são da mesma grandeza, qualquer que seja o método proposto. A diferença ocorre nos respectivos valores médios. Assim, se se considerar como referência os ensaios de vibração conclui-se que o aterro foi compactado próximo do óptimo, do lado seco, com um grau de compactação próximo do valor máximo do Proctor normal. Se a referência forem os ensaios de apiloamento, a conclusão será que o aterro foi compactado do lado húmido, próximo do óptimo, com um grau de compactação ligeiramente inferior ao correspondente da vibração, próximo do valor unitário relativamente ao Proctor normal.

5.7 CONCLUSÕES

Os ensaios do tipo Proctor (ensaios do material passado no peneiro 3/4") e os ensaios de compactação por vibração e por apiloamento em molde gigante (ensaios de compactação do material integral) realizados com os materiais dos maciços estabilizadores da barragem de Odelouca, provenientes do maciço xistoso e grauvacóide, permitiram a aplicação prática de uma metodologia desenvolvida, em 1994, por Donaghe e Torrey e o desenvolvimento de uma nova metodologia, que visaram o estabelecimento de expressões de extrapolação das propriedades, determinadas em laboratório, para as propriedades de granulometrias integrais presentes na obra.

No caso da metodologia desenvolvida por Donaghe e Torrey (1994-b) chegaram-se a novas expressões de extrapolação, para os ensaios de vibração e de apiloamento, adequadas e aferidas para o material em estudo. Foi ainda desenvolvida uma nova metodologia para a determinação de expressões de extrapolação do teor em água, para os ensaios de apiloamento, de vibração e o conjunto de ambos os resultados.

A aplicação desta metodologia aos aterros experimentais da barragem de Odelouca validaram a razoabilidade da sua utilização no controlo da execução dos aterros dos maciços estabilizadores desta barragem.

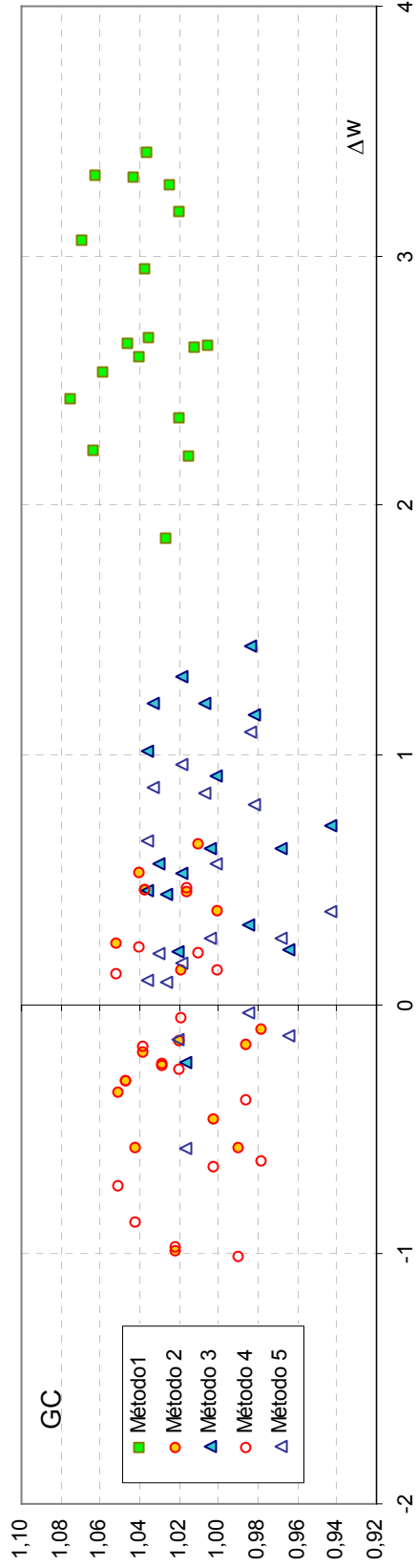


Fig. 5.40 – Desvios do teor em água vs grau de compactação.

Quadro 5.18 – Valores máximo, mínimo, médio e desvio padrão do desvio do teor em água e do grau de compactação

Valores	Método 1		Método 2		Método 3		Método 4		Método 5	
	Δw	GC	Δw	GC	Δw	GC	Δw	GC	Δw	GC
Máximo	3,416	1,075	0,644	1,052	1,437	1,037	0,469	1,052	1,092	1,037
Mínimo	1,873	1,005	-0,979	0,978	-0,235	0,943	-1,008	0,978	-0,578	0,943
Médio	2,743	1,038	-0,064	1,021	0,708	1,004	-0,254	1,021	0,355	1,004
Desvio padrão	0,449	0,021	0,450	0,023	0,452	0,027	0,473	0,023	0,452	0,027
Variância	0,202	0,000	0,203	0,001	0,204	0,001	0,224	0,001	0,204	0,001

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS E PROSPECTIVAS FUTURAS

Um primeiro objectivo do trabalho, que agora se finaliza, foi o de abordar a fenomenologia associada à compactação dos materiais de aterros, em especial nas Barragens de aterro: os solos coesivos e granulares, os enrocamentos e, mais recentemente, as misturas de solo-enrocamento. Atribuiu-se particular atenção às misturas de solo-enrocamento, não apenas devido aos novos desafios que este tipo de material apresenta relativamente às técnicas de compactação, mas também porque foi o objecto de estudo das novas metodologias de controlo.

Apresentaram-se, em seguida, os vários equipamentos utilizados na construção de aterros, nomeadamente, os equipamentos de compactação, dos quais se destacam os novos equipamentos que permitem a “compactação inteligente”.

Relativamente ao controlo da compactação, abordaram-se as novas metodologias de controlo baseadas, não nas propriedades físicas (grau de compactação e desvio do teor em água), mas no desempenho da estrutura, ou seja, na deformabilidade avaliada em ensaios de impacto e de propagação de ondas de superfície.

Inicialmente, a aplicação dos métodos referidos no parágrafo anterior aos aterros dos maciços estabilizadores da Barragem de Odelouca, constituídos por misturas de solo-enrocamento, em construção no Algarve, constituía um dos objectivos deste trabalho de investigação. Contudo a interrupção da construção da barragem inviabilizou a realização de ensaios de campo, pelo que se optou pela realização de ensaios no Laboratório Nacional de Engenharia Civil que permitiram o estabelecimento de expressões de extrapolação das propriedades obtidas com granulometrias truncadas para as propriedades de granulometrias integrais.

A aplicação desta metodologia aos aterros experimentais da barragem de Odelouca validaram a razoabilidade da sua utilização no controlo da execução dos aterros dos maciços estabilizadores desta barragem e demonstrou que as expressões presentes na bibliografia não apresentam um bom ajustamento aos materiais dos maciços de Odelouca.

Ao longo do desenvolvimento do trabalho foram surgindo novas ideias e outros aspectos que poderão ser alvo de atenção em trabalhos futuros.

Assim, e relativamente à aplicação dos métodos não intrusivos baseados no desempenho aos aterros de barragens, haverá que perceber a interdependência existente entre o módulo de deformabilidade e o teor de água nos materiais, bem como a sua forma de variação. Complementarmente, deverão ser desenvolvidas em laboratório, a confirmar em aterro experimental, metodologias simples em função de cada tipo de material (solo, enrocamento e misturas solo-enrocamento) que permitam o controlo da qualidade dos aterros, e designadamente estabelecer para cada tipo de ensaio as condições de aplicabilidade e os critérios de aceitação e de rejeição das camadas compactadas.

Haverá também que comprovar a eficiência da compactação inteligente em barragens de aterro relativamente à compactação tradicional e comparar os respectivos custos associados.

Os estudos elaborados cingiram-se apenas a um tipo de material, misturas de solo-enrocamento constituídas por materiais provenientes dos xistos e grauvaques. Propõe-se que sejam realizados estudos semelhantes para outros tipos litológicos de misturas solo-enrocamento, uma vez que as propriedades do material estão intrinsecamente ligadas ao tipo de rocha de que a mistura é constituída, conforme se pode constatar da análise de diversos estudos efectuados por outros autores.

Finalmente sugere-se que se proceda à determinação exhaustiva das características resistentes, de permeabilidade e de deformabilidade das misturas solo-enrocamento em função da energia de compactação aplicada e do desvio do teor em água. Para tal deverão ser realizados ensaios triaxiais em misturas de solo-enrocamento, fazendo variar, não apenas a percentagem de grossos presente na mistura, mas também o teor em água e o número de pancadas a aplicar na compactação das amostras, por forma a contabilizar as diferenças, que teoricamente existem, na compactação do lado seco, húmido ou óptimo.

Alguns estudos revelaram a possibilidade de ocorrer o colapso por molhagem nas misturas de solo-enrocamento, pelo que seria interessante analisar o respectivo fenómeno neste tipo de materiais.

BIBLIOGRAFIA:

AASHTO – T224 (1982). ***Correction for Coarse Particles in the Soil Compaction Test.***

ALONSO, E. (2004). ***Suelos Compactados en la Teoría y la Práctica. Artigo ainda não publicado.***

American National Standard – ASTM – D698-00a (2000). ***Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)).***

American National Standard – ASTM – D1194-94 (1994). ***Standard Test Method for Bearing Capacity of Soil for Static Load and Spread Footings.***

American National Standard – ASTM – D1556 (1990). ***Standard Test Methods for Density and Unit Weight of Soil in Place by The sand-cone Method.***

American National Standard – ASTM – D2216 (1992). ***Standard Test Methods for Laboratory Determination of water (Moisture) Content of Soil and Laboratory Determination of water (Moisture) Content of Soil and Rock.***

American National Standard – ASTM – D2922 (1991). ***Standard Test Methods for Density of Soil and Soil-aggregate In Place by The Nuclear Methods (Shallow Depth).***

American National Standard – ASTM – D3017 (1993). ***Standard Test Methods for Water Content of Soil and Rock in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth).***

American National Standard – ASTM – D4643-00 (2000). ***Standard Test Method for Determination of Water (Moisture) Content of Soil by the Microwave Oven Method.***

American National Standard – ASTM – D4718-87 (2001). ***Standard Practice for Correction of Unit Weight and Water Content for Soils Containing Oversize Particles.***

American National Standard – ASTM – D4944 (1989). ***Standard Test Methods for Field Determination of Water (Moisture) Content of Soil by The Calcium Carbide Gas Pressure Tester Method.***

American National Standard – ASTM – D5030 (1989). ***Standard Test Methods for Density of Soil and Rock In Place by The Water Replacement Method in a Test Pit.***

American National Standard – ASTM – D5220 (1992). ***Standard Test Methods for Water Content of Soil and Rock in Place by the Neutron Depth Probe Method Density of Soil and Rock in-Place at Depths Below the Surface by Nuclear Methods.***

American National Standard – ASTM – D5874 (2002). **Standard Test Methods for Density of Determination of Impact Value (IV) of a Soil.**

AMMANN - http://www.ammann-group.ch/index.php?lang_id=eng

BLANCHFIELD, R.; ANDERSON, W.F. (2000) **Wetting Collapse in Open-cast Coalmine Backfill.** Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng. 143, July, 139-149.

BOLTON, M. D.; LEE, D. M. (1993) **Back Analysis of a Pilot Scale Shear Test on Coarse Granular Fill.** Proc. Conf. Engineered Fills. University of Newcastle upon Tyne, 214-225.

BOMAG - <http://www.bomag.com/worldwide/index.aspx?&Lang=10000>

BRIAUD, J-L.; SEO, J. (2003). **Intelligent Compaction: Overview and Research Needs..** Texas A & M University. December, 2003.

BS 1377: Part 2 and 4 (1990). **Soils for Civil Engineering Purposes. Compaction-Related Tests.** BSI 1990.

CASTRO, Elda (1974). **Fenómenos de Superfície nos Solos, Ligações entre as Fases.** Mecânica dos Solos – Conceitos Fundamentais. Serviço de Geotecnia. LNEC.

CLEGG (1986). **Correlation with California Bearing Ratio.** Newsletter 2. July 1986.

CLEGG Impact Soil Tester - <http://www.clegg.com.au/index.htm>

COBA (2000). **Barragem de Odelouca a Montante da Ribeira de Monchique.** Projecto Base

COOKE, J. B. (1984). **Progress in Rockfill Dam (18th Terzaghi Lecture).** J. Geotech. Eng.. 110(10). 1383-1414.

COOKE, J. B. (1993). **Rockfill and Rockfill Dam.** Proc.Int. Symposium on High Earth-Rockfill Dams. G. Jiang, B. Zhang and M. Quin, eds., Beijing, Chinese Society for Hydro-electric Engineering, Beijing, 1-24.

CORREIA, António Gomes (1980). **Ensaios para Controlo de Terraplenagens.** LNEC.

CORREIA, António Gomes (1999). **Unbound Granular Materials. Laboratory Testing, In-situ Testing and Modelling.** A.A. Balkema, Rotterdam.

DONAGHE, R.T.; TORREY, V.H. (1994-a). **A Compaction Test Method for Soil-Rock Mixtures in Which Equipment Size Effects Are Minimized.** Geotechnical Testing Journal., GTJODJ, Vol.17, No.3, September 1994, pp. 363-370.

DONAGHE, R.T.; TORREY, V.H. (1994-b). **Compaction Control of Earth-Rock Mixtures: A New Approach**. Geotechnical Testing Journal., GTJODJ, Vol.17, No.3, September 1994, pp. 371-386.

DONAGHE, R.T.; TORREY, V.H. (1994-c). **Proposed New Standard Test Method for Laboratory Compaction Testing of Soil-Rock Mixtures Using Standard Effort**. Geotechnical Testing Journal., GTJODJ, Vol.17, No.3, September 1994, pp. 387-392.

DONAGHE, R.T.; TOWNSEND, F.C. (1975). **Compaction Characteristics of Earth-Rock Mixtures, Report 2, Blended Material**. Miscellaneous Paper S-73-25, U.S: Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

E 197-1966. **Solos. Ensaio de Compactação**. LNEC

E 199-1967. **Solos. Ensaio de Equivalente de Areia**. LNEC

E 204-1967. **Solos. Determinação da Baridade Seca "In Situ" pelo Método da Garrafa de Areia**. LNEC

E 205-1967. **Solos. Determinação da Baridade Seca "In Situ" pelo Método do Volume de Água Deslocado**. LNEC

ESTEVES, V. P. (1958). **Controle da Compactação de Aterros. Nota sobre um Novo Método Rápido Preconizado pelo "Bureau of Reclamation" (Outubro de 1956)**. LNEC Junho de 1958

ESTEVES, V. P. (1962). **Barragens de Terra. Controle de Colocação de Terras**. Memória Nº 197, LNEC

ESTEVES, J.M.; FOLQUE, J.; MELO, F. G.; MARANHA, E. (1982). **Caracterização de maciços Terrosos para Ensaios "In Situ"**. Seminário 276. LNEC.

FARIA, P.; GOMES, C. (2004). **Influência da Humidade de Compactação na Variação dos Parâmetros que Expressam a Resistência dos Solos**. II Congresso Luso-brasileiro de Geotecnia, 19 de Abril, Aveiro. Pág. 397-402

FAURE, A. G.; MATA, J.D.V. (1994). **Penetration Resistance Value Along compaction Curves**. Vol. 120, No. 1, January, 1994, ASCE

FERNANDES, L.G.; OLIVEIRA, E.; PORTO, N.V. (1960). **A Barragem de Paradela**. 1^{as} Jornadas Luso-Brasileiras de Eng. Civil. LNEC. Lisboa.

FERREIRA NOVAIS, H. (1962). **A Variação de Baridade nos Solos**. Memória nº173. LNEC.

- FERREIRA NOVAIS, H. (1981) ***Acerca da Compactação de Estradas***. Seminário 249. LNEC.
- FERREIRA NOVAIS, H. ;NUNES, M. M.(1997). ***Possibilidade de Controlar a Compactação de Aterros Pelo Penetrómetro Dinâmico Ligeiro***. LNEC.
- FOLQUE, J.; MARANHA NEVES, E. (1967). ***Compactação em Xistos Alterados Usando Cilindros Vibradores***. 2^{as} Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Rio de Janeiro – S.Paulo, Agosto de 1967
- FORTUNATO, E. (2003). ***Caracterização de Camadas de Agregados Não Ligados em Subestruturas de Vias de Comunicação***. Seminário sobre Agregados – LNEC, 31 de Março de 2003
- FORTUNATO, E.; BARROS, R. (1997). ***Deteriorações em Aterros Rodoviários***. 6ºCongresso Nacional de Geotecnia. Lisboa, 1997, pág. 1175-1185
- FORTUNATO, E.; VEIGA PINTO, A. (1997). ***Assentamentos em Aterros Rodoviários***. 6ºCongresso Nacional de Geotecnia. Lisboa, 1997, pág. 1187-1197
- GEODYNAMICS - <http://www.geodynamik.com/a>
- GILBERT, O.H.(1959) ***The Influence of Negative Pore Water Pressures on the Strength of Compacted Clays***. SM Thesis, MIT.
- GILBERT, P. A. (1991) ***Rapid Water Content by Computer Controlled Microwave Drying***. Journal of Geotechnical Engineering. Vol 117, No. 1, January, 1991
- HAWKINS, A. B. (2000). ***General Report: The Nature of hard Rocks/Soft Soils***. The geotechnics of hard soils – Soft rocks, Evangelista & Picarelli (eds). Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 0183
- HILF, J. W. (1981). ***A Rapid Method of Construction Control for Embankments of Cohesive Soil***. A water resources technical publication. Engineering monograph No.26. USBR.
- HILLS, C.W.W.; DENBY, B. (1996). ***The Prediction of Opencast Backfill Settlement***. Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engng. 119, July, 167-176.
- HOUSTON, S. L.; WALSH, K.D. (1993). ***Comparison of Rock Correction Methods For Compaction of Clayey Soils***. Journal of Geot. Eng., Vol.119, N°4, April, 763-778
- HUNTER, G. ; FELL, R. (2003). ***Rockfill Modulus and Settlement of Concrete Face Rockfill Dams***. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. October 2003
- JAE (1998). ***Normas da Junta Autónoma de Estradas***. Lisboa

JAE/LNEC (1991-a). **Via Longitudinal do Algarve. Lanço Tavira-Pinheira. Ensaio de colapso.** JAE/LNEC. Proc. 053/1/9318. Outubro de 1991

JAE/LNEC (1991-b). **Via Longitudinal do Algarve. Lanço Tavira-Pinheira. Aterros experimentais e ensaios laboratoriais.** JAE/LNEC. Proc. 053/1/9318. Dezembro de 1991

JAE/LNEC (1991-c). **Via Longitudinal do Algarve. Lanço Guia-Loulé. Aterros experimentais e ensaios laboratoriais.** JAE/LNEC. Proc. 053/1/9318. Dezembro de 1991

JAE/LNEC (1991-d). **Via Longitudinal do Algarve. Lanço Loulé-Faro. Aterros experimentais e ensaios laboratoriais.** JAE/LNEC. Proc. 053/1/9318. Dezembro de 1991

JAE/LNEC (1994). **Controlo de Construção e Caracterização Físico-Mecânica de Aterros de Mistura de Solo-Enrocamento.** Proc. 056/1/11505 . Fevereiro de 1994.

JAE/LNEC (1997). **IP3 – Lanço Régua-Reconcos. Estudo do Aterro do Varosa.** JAE/LNEC. Proc. 056/1/11505 . Abril de 1997

KOLYMBAS, D.; FELLIN, W. (2000). **Compaction of Soils, Granulates and Powders,** International Workshop on Compaction of Soil, Granulates and Powders/ INNSBRUCK/ 28-29 February 2000

LAMBE T.W.(1958). **The Engineering Behavior of Compacted Clay,** Journal of Soil Mechanics and Foundations Divisions, Proceedings, ASCE, May, 1958

LANGFELDER, L.J; CHEN, C.F.; JUSTICE, J.A. (1968) **Air Permeability of Compacted Cohesive Soils.** Journal of Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE 94, N°SM4, July 1968. Pages 981-1001

LEBRERO – <http://www.lebrero.com>

LCPC- DYNAPLAQUE -

http://www.lcpc.fr/en/produits/materiels_mlpc/fiche.dml?id=105&type=abcdaire; 15 Janeiro 2005

LEE, K.L.; SEED, H.B. (1967) **Drained Strength Characteristics.** Journal of Soil Mechanics and Foundations Divisions, ASCE 93, N°SM6, November 1967

LNEC (1974). **Mecânica dos Solos- Conceitos Fundamentais.** Volume 1 e 2. LNEC Fevereiro de 1974.

LNEC (1987-a) **Aterros com Misturas de Solos e Enrocamentos. O Caso Particular dos Xistos Alterados Existentes em Portugal .** LNEC Setembro de 1987.

LNEC (1987-b). **Barragem de Paradela – Estudo dos Enrocamentos e Análise do Comportamento Estrutural**. LNEC Outubro de 1987.

LNEC (2003). **Barragem de Odelouca. Metodologia para a Execução e Controlo dos Aterros Experimentais do Material 3**. Relatório 75/2003, NBOA, Lisboa.

MARANHA NEVES, E. (1993). **Fills and Embankments**. General Report, Int. Symposium on Hard Soils and Soft Rocks, Athens, Vol.3, Sept.

MARANHA NEVES, E. (2002). **Mecânica dos Solos**. Universidade Técnica de Lisboa. Instituto Superior Técnico.

MARANHA NEVES; VEIGA PINTO, A. (1977) **Enrocamentos. Actualização de Conhecimentos, Estudos Experimentais e Aplicações em Barragens e Vias de Comunicação**. Relatório Interno, 1-135, LNEC.

MARANHA NEVES, E.; VEIGA PINTO, A. (1983). **Compaction Control and Random Fill Materials**. 8th Europ. Conf. on SMFE, Helsínquia.

MARANHA NEVES, E.; VEIGA PINTO, A. (1988). **Modelling Collapse on Rockfill Dams**. Computers and Geotechnics 6 (1988) 131-153.

MARSAL, R.J. (1973). **Mechanical Properties of Rockfill**. in Embankment-Dam Engineering. John Wiley & Sons Pub., 109-200.

MARSAL, R.J.; ROSA, A. F. (1976). **Mechanical Properties of Rockfill Soil Mixtures**. XII Cong. Int. of Large Dams, México 1976

MELO, F.G.; FERREIRA, H :N. (1987). **Controlo da Construção de Obras de Terra**. S249.LNEC.

MELLO, V. F. B. (1982). **Comportamento de Materiais Compactados à Luz de Experiência em Grandes Barragens**. Geotecnia nº34, Março de 1982

MELO, F.G.; MARANHA NEVES,E. (1971). **Utilização de Materiais Desagregáveis em Barragens de Terra**. 3^{as} Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil. Pág. II-7-1 a II-7-13

MINEIRO, A.J.C. (1981). **Mecânica dos Solos e Fundações**. UNL. FCT. Lisboa.

MONAHAN, E. J. (1986). **Construction of and Compacted Fills**. M.D. Morris, P.E. Series Editor

NASCIMENTO, U. (1954). **Os Aterros da Estrada Luanda-Catete e Algumas Sugestões Sobre Compactação de Aterros de Estradas**. Publicação Nº 60, LNEC

NETMÁQUINAS – <http://www.netmaquinas.com>

NF P 94-117-2 (2004). **Sols: Reconnaissance et Essais – Portante des Plates-formes – Partie 2: Module Sous Charge ment Dynamique**. Octobre 2004

NP-84 (1965) Solos. **Determinação do Teor em Água**. Lneec.

ODUBANJO, Y. (1968). **A Study of Laboratory Compaction Test Using a Swedish Vibratory Apparatus**. Road Research Lab. Report LR 129. London. Pp. 1-19.

PROCTOR, R. R. (1933). **Fundamental Principles of Soil Compaction**. Engineering News-Record. August 31, 1933

PROCTOR, R. R. (1933). **Description of Field and Laboratory Methods**. Engineering News-Record. September 7, 1933

QUIBEL, A. (1999) **New in Situ Devices to Evaluate Bearing Capacity and Compaction of Unbound Granular Materials**. Workshop on advanced testing for unbound materials, Lisbon, January 1999. Rotterdam : Balkema. Pp. 141-151.

ROCHA, M.; FOLQUE, J.; CASTRO, G. (1954). **Compactação em Barragens de Terra**. Publicação Nº 59, LNEC

ROCHA, M.; CARLOS, A. P.; FOLQUE, J.; ESTEVES, V. P. (1960). **Experiência Portuguesa Sobre o Controlo de Compactação em Barragens de Terra**. Memória Nº 127, LNEC

RODRIGUES MIRANDA, M. (1997). **Pedraplenes**. Curso de Geotecnia Vial, Terraplenes, Pedraplenes, Desmontes y Drenajes. Madrid.

SANTOS PEREIRA, C. (2002) **Fundações**. Universidade Técnica de Lisboa. Instituto Superior Técnico.

SHERARD, J.L.; WOODWARD, J.R.; CLEVENGER, W.A. (1967) **Earth and Earth – Rock Dams. Engineering Problems of Design and Construction**. John Wiley & Sons, Inc.

STOKOE, II K. H.; ALLEN, J. J.; BUENO, J. L.; KALINSKI, M. E.; MYERS, M. L. (1999) **In-situ Stiffness and Density Measurements of Thick-lift Unbound Aggregate Bases**. Workshop on advanced testing for unbound materials, Lisbon, January 1999. Rotterdam : Balkema. Pp. 85-96.

TRENTER, N.A. (2001). **Earthworks: a guide**. Thomas Telford Publishing.

USBR (1974). **Earth Manual**. 2nd ed. U.S.Department of the Interior. Bureau of Reclamation. Washington.

BIBLIOGRAFIA

- USBR (1998). **Earth Manual**. 3rd ed. U.S.Department of the Interior. Bureau of Reclamation. Washington.
- USBR 5515-89 (1989). **Procedure for Performing Laboratory Compaction of Soils Containing Gravel**. U.S. Dept. of the Interior. Bureau of Reclamation. Denver. Colo.
- USCOLD. (1988). **Construction Testing of Embankment Materials Containing Large Particles**. U.S: Committee on Large Dams., April 1988
- VEIGA PINTO, A. (1983). **Previsão do Comportamento Estrutural de Barragens de Enrocamento**. Lisboa, LNEC
- VEIGA PINTO, A. (1989). **Research Applied to rockfill Embankments**. Lisboa, LNEC
- VEIGA PINTO, A.; PRATES, M. (1997) **Aterros Em Vias Rodoviárias. Projecto, Construção e Comportamento**. 6º Congresso Nacional de Geotecnia, IST, Lisboa, pp. 821-833.
- WINTER, M.G., HÓLMGEIRSDÓTTIR, T.H. & SUHARDI(1998) **The Effect of Large Particles on Acceptability Determination for Earthworks Compaction**. . Quartely Journal of Engineering Geology. Vol.31, Part.3, August 1998, pp. 247-268.
- WINTER, M.G.; SUHARDI (1993). **The Effect of Stone Content on the Determination of Acceptability for Earthworking**. Proc. Conf. Engineered Fills. University of Newcastle upon Tyne. 312-319.
- YONG, R. N.; WARKENTIN, B. P.(1975) **Soil Properties and Behaviour. Developments in Geotechnical Engineering Vol5**. . Elsevier scientific publishing company.



**ANEXO 1 – CARACTERÍSTICAS GERAIS E CARACTERIZAÇÃO
GEOTÉCNICA DOS MATERIAIS DA BARRAGEM DE ODELOUC**



**ANEXO 1.1 – CARACTERÍSTICAS GERAIS DA BARRAGEM DE ODELOUCA
(COBA, 2000)**



I	LOCALIZAÇÃO	
	Vila	Odelouca
	Concelho	Silves
	Distrito	Faro
II	HIDROLOGIA	
	Linha de água	ribeira de Odelouca
	Bacia hidrográfica km ²	393
	Altitude máxima (m)	570
	Altitude média (m)	196
	Volume anual médio afluente hm ³	122,2
	Caudais máximos afluentes	
	Cheia com T = 50 anos m ³ /s	715
Cheia com T = 1 000 anos m ³ /s	1 280	
Cheia com T = 5 000 anos m ³ /s	1 513	
III	ALBUFEIRA	
	Nível de pleno armazenamento (NPA)	(102,00)
	Nível de máxima cheia (NMC)	(102,35)
	Nível mínimo de exploração (para jusante da barragem)	(60,00)
	Capacidade total de armazenamento (NPA) hm ³	157
Superfície inundada (NPA) km ²	7,8	
IV	BARRAGEM	
	Tipo de barragem	em aterro zonado com núcleo argiloso
	Comprimento do coroamento m	415
	Cota do coroamento	(106,00)
	Altura máxima acima da fundação m	76
	Folga em relação ao NPA m	4,0
	Folga em relação ao Nmc (T=5 000 anos e 1 comporta avariada) m	2,69
	Folga em relação ao Nmc (T = 10 000 anos e 1 comporta avariada)..... m	1,29
	Largura do coroamento m	11
	Inclinação do paramento de montante	1/2,25 (V/H) e 1/2 V/H)
Inclinação do paramento de jusante	1/2,25 (V/H) e 1/1,5 (V/H)	

V	DESCARREGADOR DE CHEIA	
	Tipo de soleira descarregadora	frontal controlada por 3 comportas de sector com 7,5 x 11 m ² cada
	Cota da crista da soleira descarregadora	(92,00)
	Cota da plataforma de entrada	(87,00)
	Caudal amortecido (cheia com T = 5 000 anos) m ³ /s	1 455
	Caudal amortecido (T = 5 000 anos e uma comporta avariada) m ³ /s	1 140
	Caudal amortecido (T = 10 000 anos e duas comportas avariadas)	897
	Desenvolvimento útil da soleira	22,5
	Comprimento do canal (em planta)	167
	Largura útil do canal	Variável entre 30,0 e 15,95
Comprimento do salto de ski (em planta)	21,5	
VI	DESCARGA DE FUNDO	
	Solução	em conduta metálica instalada na galeria de derivação provisória (em túnel)
	Caudal máximo (NPA) m ³ /s	53,9
	Cota da soleira à entrada	(48,27)
	Diâmetro da conduta mm	2 000
	Comprimento da conduta m	446
	Comporta ensecadeira	
- tipo vagão m ²	1,8 x 2,4	
- comporta de serviço tipo segmento m ²	1,9 x 1,5	
VII	TOMADA DE ÁGUA	
	Solução	conduta metálica instalada na galeria de derivação provisória (em túnel)
	Cota da soleira à entrada	(58,00), (81,00) e (92,00)
	Diâmetro da conduta mm	800
	Comprimento da conduta m	446
	Controlo à entrada:	
	- 3 comportas vagão m ²	0,8 x 1,5
Controlo à saída:		
- válvula de jacto oco m	0,7	

VIII	PRINCIPAIS QUANTIDADES DE TRABALHO	
1.	Barragem:	
	Escavação	m ³ 241 000
	Aterro	m ³ 2 020 000
	Coroamento.....	ml 415
2.	Galeria de injeção	
	Escavação	m ³ 3 950
	Betão	m ³ 4 130
	Aço	ton 340
3.	Tratamento do terreno de fundação	
3.1	Barragem e Barranco das Antas	
	Comprimento de furação	ml 9 350
	Cimento de injeção	ton 773
3.2	Margem direita (a executar eventualmente)	
	Comprimento de furação	ml 7 850
	Cimento de injeção	ton 589
4.	Galeria de drenagem e poço de bombagem	
	Escavação	m ³ 1 450
	Betão	m ³ 1 890
	Aço	ton 165
5.	Descarregador de cheias	
	Escavação	m ³ 145 500
	Betão	m ³ 29 250
	Aço	ton 1 710
6.	Circuito de derivação provisória, descarga de fundo e tomada de água	
	Escavação	m ³ 54 060
	Betão	m ³ 9 730
	Aço	t 615
7.	Acessos definitivos	
	Escavação	m ³ 320 600
	Aterros	m ³ 182 000
	Betão	m ³ 3 870
	Aço	ton 460

**ANEXO 1.2 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS MATERIAIS DA
BARRAGEM DE ODELOUCA (COBA, 2000)**

Materiais do núcleo

Os materiais do núcleo são, essencialmente, constituídos por solo residual do maciço xistoso e por coluviões. Estes materiais são, na sua generalidade, classificados como SC (areia argilosa) ou CL (argila magra), apresentando uma matriz areno-cascalhenta de interstícios preenchidos por finos argilosos e, essencialmente, siltosos.

Os materiais para o núcleo da barragem e da ensecadeira de montante foram reconhecidos no interior da área delimitada pela futura albufeira da barragem, nas proximidades da barragem.

No Quadro 1 indicam-se os intervalos de variação mais frequentes das características de identificação dos materiais amostrados em cada mancha de empréstimo e os valores assumidos no fuso especificado para a barragem.

Quadro 1 - Caracterização granulométrica e limites de Atterberg

Materiais do núcleo

% DE FINOS	% GROSSOS	LIMITE DE	ÍNDICE DE
passada #200	retida no #4	LIQUIDEZ (%)	PLASTICIDADE (%)
40 - 82	0 - 38	≤50	8 - 25

Para os materiais do núcleo definiu-se uma percentagem mínima de finos de 40% e um índice de plasticidade superior a 8% e inferior a 25%. Na zona central adjacente ao filtro sub-vertical, no contacto com a fundação e no contacto com as galerias, estes intervalos de variação foram apertados, sendo apenas permitida a colocação de solos com uma percentagem de finos superior a 50% e um índice de plasticidade superior a 12% e inferior a 25%.

Material do maciço estabilizador de montante - enrocamento de granulometria extensa

Os enrocamentos a utilizar na zona exterior do maciço de montante serão provenientes de pedreiras, já que não se identificaram no interior do perímetro da albufeira materiais passíveis de virem a ser explorados como materiais de enrocamento.

No Quadro 2 apresentam-se os valores de identificação fundamental assumidos no fuso (4).

Quadro 2- Caracterização granulométrica - Materiais do maciço exterior de montante em enrocamento extenso

%DE FINOS (passada no #200)	%PASSADA no #10	% GROSSOS RETIDA		D ₅₀ (mm)	D ₁₀₀ (mm)
		#4	#3/4"		
0 - 8	0 - 35	53 - 95	30 - 75	5 - 100	100 - 500

Materiais de filtro

A granulometria dos materiais do filtro foi definida com base nos critérios de Terzaghi, por forma a constituírem uma defesa contra a erosão interna quer do núcleo, quer dos materiais da fundação e, em simultâneo, funcionarem como dreno.

Foi especificado que os materiais dos filtros não devem conter mais do que 3% de elementos passados no peneiro ASTM nº 200 (0,074 mm) e a sua dimensão máxima não deve ultrapassar os 15 mm. O coeficiente de uniformidade, *C_u*, dos filtros deve ser da ordem de 6 a 8.

No Quadro 3 apresentam-se as principais características granulométricas dos materiais de filtro.

Quadro 3 – Características granulométricas dos materiais de filtro

% FINOS (passada no #200)	D ₁₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	D ₈₅ (mm)	D ₁₀₀ (mm)
3	0,09 - 0,4	0,1 - 0,43	0,2 - 0,8	0,45 - 2,0	0,7 - 2,7	1,8 - 8,0	3 - 15

Materiais de dreno

A granulometria destes materiais foi condicionada pela permeabilidade e pela não colmatação do dreno por material proveniente do filtro que lhe pudesse retirar a eficiência.

O fuso definido para o dreno especifica-se no Quadro 4.

Quadro 4 - Características granulométricas dos materiais de dreno

% FINOS (passada no #200)	D ₁₀ (mm)	D ₁₅ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	D ₈₅ (mm)	D ₁₀₀ (mm)
0	2 - 7,0	2,3 - 8	4,5 - 14	10 - 30	15 - 40	35 - 100	50 - 150

Materiais de enrocamento do pé de jusante

O fuso definido para estes materiais caracteriza-se por uma granulometria bem graduada, que inclui blocos finos e areias grossas, por forma a se obter um material com permeabilidade adequada às funções que lhe são destinadas, uma elevada compacidade e uma elevada resistência mecânica.

O fuso definido para este material encontra-se especificado no Quadro 5.

Quadro 5 - Características granulométricas do enrocamento do pé de jusante

% FINOS (passada no #200)	% REJEITADA #4	% REJEITADA #3/4	D ₅₀ (mm)	D ₁₀₀ (mm)
0	75 - 100	57 - 87	30 - 100	150 - 500

Enrocamento de protecção do talude de montante

O fuso definido para estes materiais foi condicionado pela altura da onda de projecto e pela necessidade de se obter um material com resistência adequada para fazer face à erosão provocada pela ondulação da albufeira.

No Quadro 6 encontra-se especificado o fuso definido para estes materiais.

**Quadro 6 - Características granulométricas do enrocamento de protecção
(materiais 7A e 7B)**

MATERIAL	D _{min} (mm)	D ₁₅ (mm)	D ₅₀ (mm)	D _{máx} (mm)
7A	50 - 150	90 - 220	350 - 600	500 - 700
7B	20 - 50	40 - 90	220 - 350	350 - 500

ANEXO 2 – ENSAIOS DE REFERÊNCIA

(ENSAIOS PROCTOR NORMAL)



ANEXO 2.1 – LOTE 1

**MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES E HABITAÇÃO
LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
NÚCLEO DE BARRAGENS E OBRAS DE ATERRO**

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR

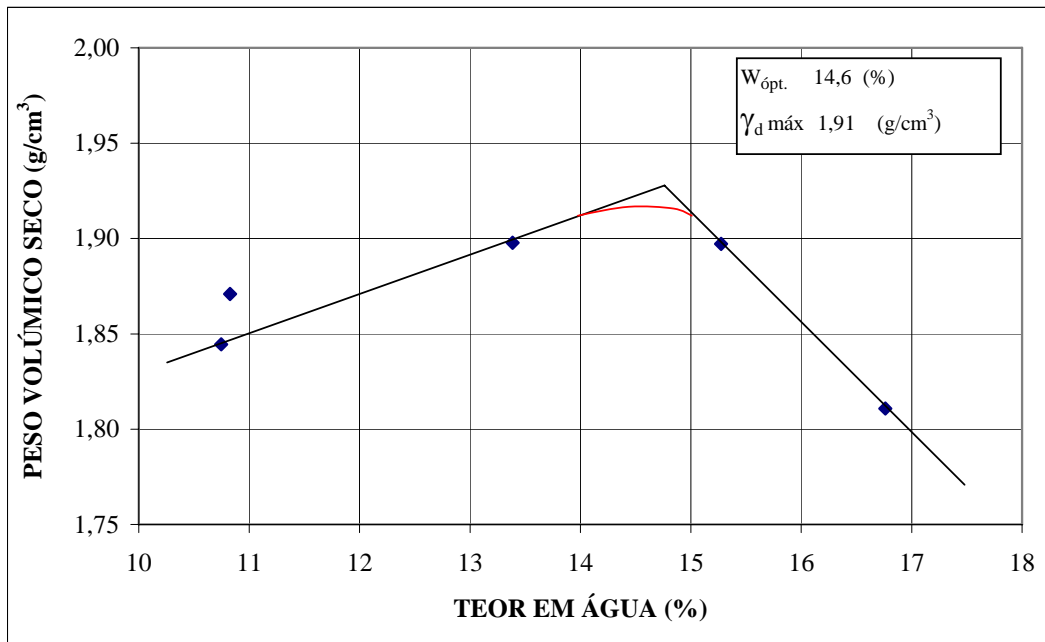
PESO DO PILÃO (g)	2490	Nº DE CAMADAS	3
ALTURA DE QUEDA (cm)	30,4	Nº DE PANCADAS POR CAMADA	55
PESO DO MOLDE (g)	4326	VOLUME DO MOLDE (cm ³)	2080

DETERMINAÇÃO DOS PESOS VOLÚMICOS

ADIÇÃO DE ÁGUA (cm ³)	Cm ³	400	400	500	600	700
MOLDE + SOLO HÚMIDO (g)	Pt	8639	8575	8802	8875	8724
SOLO HÚMIDO (g)	Pw	4313	4249	4476	4549	4398
PESO VOL. HÚMIDO (g/cm ³)	γ	2,074	2,043	2,152	2,187	2,114
PESO VOL. SECO (g/cm ³)	γ_d	1,871	1,845	1,898	1,897	1,811

DETERMINAÇÃO DOS TEORES EM ÁGUA

TABULEIRO Nº		99	10	11	12	13
PESO DO TABULEIRO (g)	A	219,0	250,0	199,0	199,0	243,0
PESO DO TAB + SOLO HÚMIDO (g)	B	2215,0	1765,0	2054,0	2146,0	2068,0
PESO DO TAB + SOLO SECO (g)	C	2020,0	1618,0	1835,0	1888,0	1806,0
PESO DA ÁGUA (g)	B-C	195,0	147,0	219,0	258,0	262,0
PESO DO SOLO SECO (g)	C-A	1801,0	1368,0	1636,0	1689,0	1563,0
TEOR EM ÁGUA (%)	(B-C)/(C-A)	10,8	10,7	13,4	15,3	16,8



AMOSTRA Nº B. ODELOUCA

DATA: _____

ENSAIO Nº LOTE 1 - PROCT 1

ENSAIOU: _____



**MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES E HABITAÇÃO
LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
NÚCLEO DE BARRAGENS E OBRAS DE ATERRO**

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR

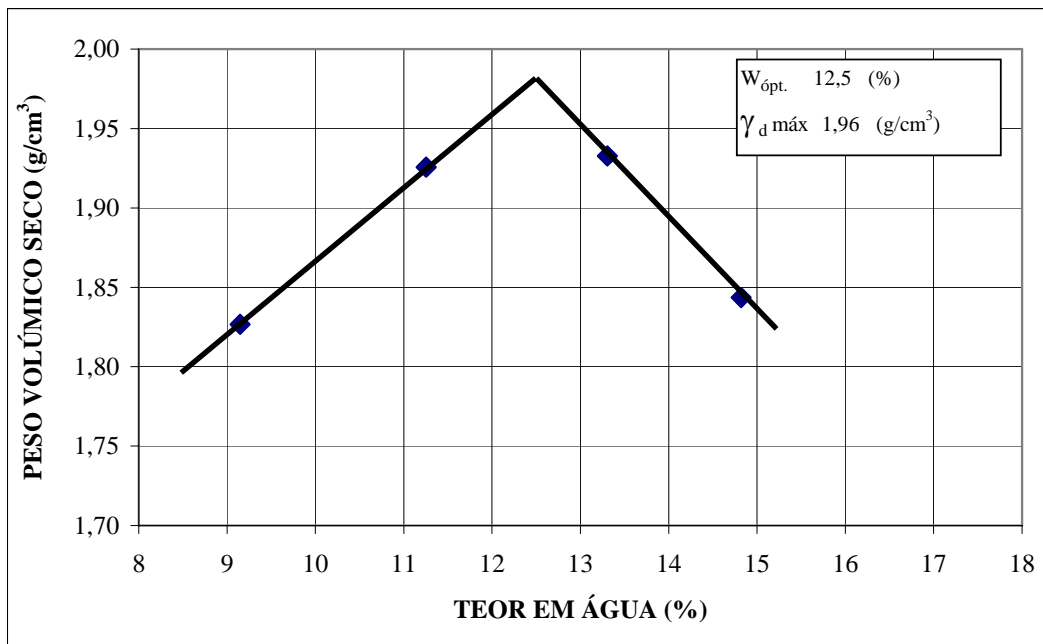
PESO DO PILÃO (g)	2490	Nº DE CAMADAS	3
ALTURA DE QUEDA (cm)	30,4	Nº DE PANCADAS POR CAMADA	55
PESO DO MOLDE (g)	4328,5	VOLUME DO MOLDE (cm ³)	2080

DETERMINAÇÃO DOS PESOS VOLUMICOS

ADIÇÃO DE ÁGUA (cm ³)	Cm ³	300	400	500	600		
MOLDE + SOLO HÚMIDO (g)	Pt	8475,8	8784,5	8883,6	8731,6		
SOLO HÚMIDO (g)	Pw	4147,3	4456	4555,1	4403,1		
PESO VOL. HÚMIDO (g/cm ³)	γ	1,994	2,142	2,190	2,117		
PESO VOL. SECO (g/cm ³)	γ_d	1,827	1,926	1,933	1,844		

DETERMINAÇÃO DOS TEORES EM ÁGUA

TABULEIRO Nº		1	2	3	4		
PESO DO TABULEIRO (g)	A	243,5	280,3	250,6	218,8		
PESO DO TAB + SOLO HÚMIDO (g)	B	1919,9	3286,4	2471,3	2756,0		
PESO DO TAB + SOLO SECO (g)	C	1779,4	2982,3	2210,5	2428,5		
PESO DA ÁGUA (g)	B-C	140,5	304,1	260,8	327,5		
PESO DO SOLO SECO (g)	C-A	1535,9	2702,0	1959,9	2209,7		
TEOR EM ÁGUA (%)	(B-C)/(C-A)	9,1	11,3	13,3	14,8		



AMOSTRA Nº B. ODELOUCA

DATA: _____

ENSAIO Nº LOTE 4 - PROCT 1

ENSAIOU: _____

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES E HABITAÇÃO
LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
NÚCLEO DE BARRAGENS E OBRAS DE ATERRO

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR

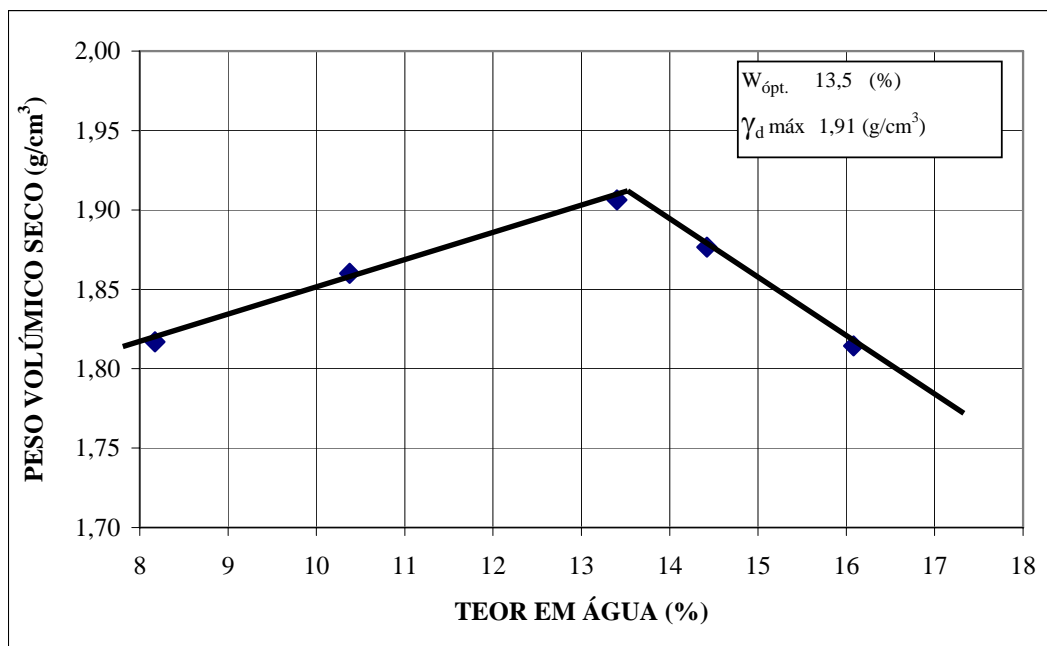
PESO DO PILÃO (g)	2490	Nº DE CAMADAS	3
ALTURA DE QUEDA (cm)	30,4	Nº DE PANCADAS POR CAMADA	55
PESO DO MOLDE (g)	4328,5	VOLUME DO MOLDE (cm ³)	2080

DETERMINAÇÃO DOS PESOS VOLUMICOS

ADIÇÃO DE ÁGUA (cm ³)	Cm ³	300	400	500	600	700
MOLDE + SOLO HÚMIDO (g)	Pt	8416,4	8598,8	8825,1	8794,5	8709,5
SOLO HÚMIDO (g)	Pw	4087,9	4270,3	4496,6	4466	4381
PESO VOL. HÚMIDO (g/cm ³)	γ	1,965	2,053	2,162	2,147	2,106
PESO VOL. SECO (g/cm ³)	γ_d	1,817	1,860	1,906	1,877	1,814

DETERMINAÇÃO DOS TEORES EM ÁGUA

TABULEIRO Nº		1	2	3	4	5
PESO DO TABULEIRO (g)	A	1029,4	1020,3	1024,3	663,2	668,8
PESO DO TAB + SOLO HÚMIDO (g)	B	5119,4	5292,6	5519,4	5123,5	5048,3
PESO DO TAB + SOLO SECO (g)	C	4810,4	4891,0	4988,1	4561,4	4441,6
PESO DA ÁGUA (g)	B-C	309,0	401,6	531,3	562,1	606,7
PESO DO SOLO SECO (g)	C-A	3781,0	3870,7	3963,8	3898,2	3772,8
TEOR EM ÁGUA (%)	(B-C)/(C-A)	8,2	10,4	13,4	14,4	16,1



AMOSTRA Nº B. ODELOUCA

DATA: _____

ENSAIO Nº LOTE 4 - PROCT 2

ENSAIOU: _____

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES E HABITAÇÃO
LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
NÚCLEO DE BARRAGENS E OBRAS DE ATERRO

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR

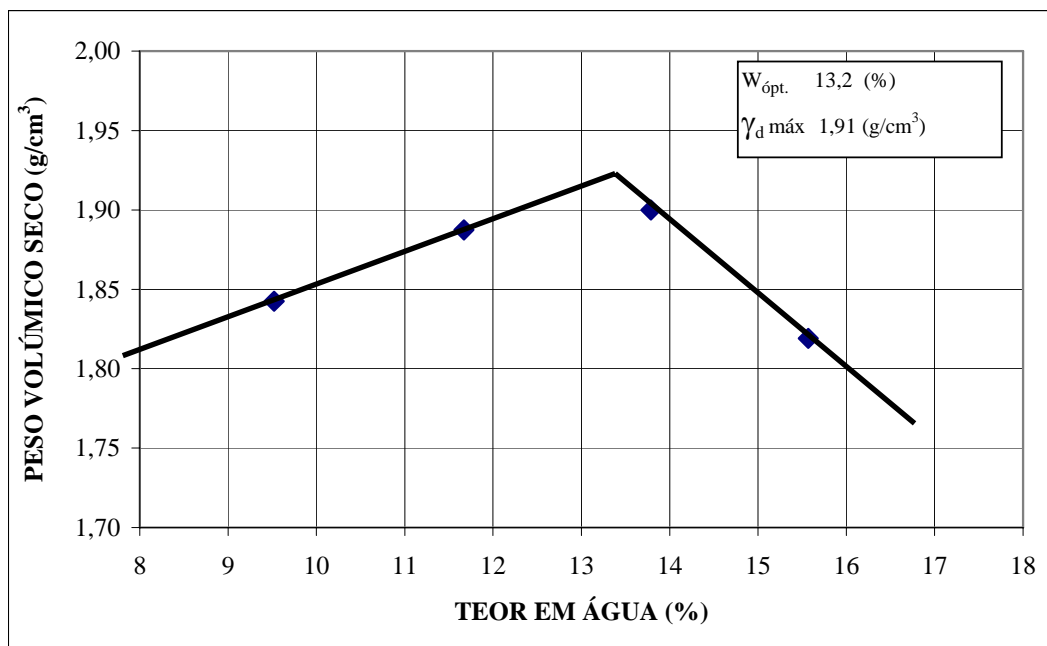
PESO DO PILÃO (g)	2490	Nº DE CAMADAS	3
ALTURA DE QUEDA (cm)	30,4	Nº DE PANCADAS POR CAMADA	55
PESO DO MOLDE (g)	4328,5	VOLUME DO MOLDE (cm ³)	2080

DETERMINAÇÃO DOS PESOS VOLUMICOS

ADIÇÃO DE ÁGUA (cm ³)	Cm ³		400	500	600	700
MOLDE + SOLO HÚMIDO (g)	Pt		8525,8	8712,6	8825,1	8701,4
SOLO HÚMIDO (g)	Pw		4197,3	4384,1	4496,6	4372,9
PESO VOL. HÚMIDO (g/cm ³)	γ		2,018	2,108	2,162	2,102
PESO VOL. SECO (g/cm ³)	γ_d		1,842	1,887	1,900	1,819

DETERMINAÇÃO DOS TEORES EM ÁGUA

TABULEIRO Nº			2	3	4	5
PESO DO TABULEIRO (g)	A		280,3	272,3	482,1	318,9
PESO DO TAB + SOLO HÚMIDO (g)	B		4471,7	4659,1	4981,2	4683,7
PESO DO TAB + SOLO SECO (g)	C		4107,3	4200,7	4436,1	4095,7
PESO DA ÁGUA (g)	B-C		364,4	458,4	545,1	588,0
PESO DO SOLO SECO (g)	C-A		3827,0	3928,4	3954,0	3776,8
TEOR EM ÁGUA (%)	(B-C)/(C-A)		9,5	11,7	13,8	15,6



AMOSTRA Nº B. ODELOUCA

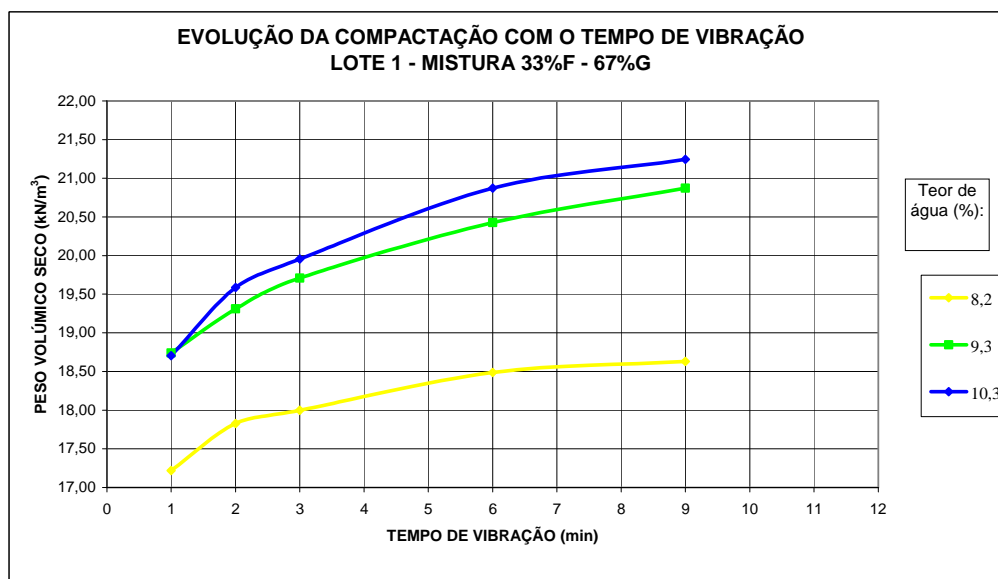
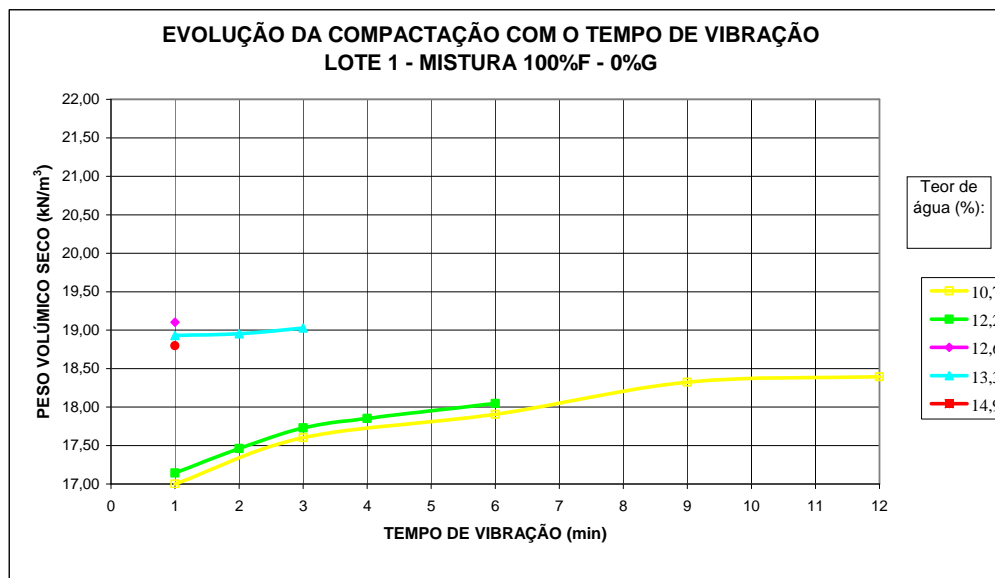
DATA: _____

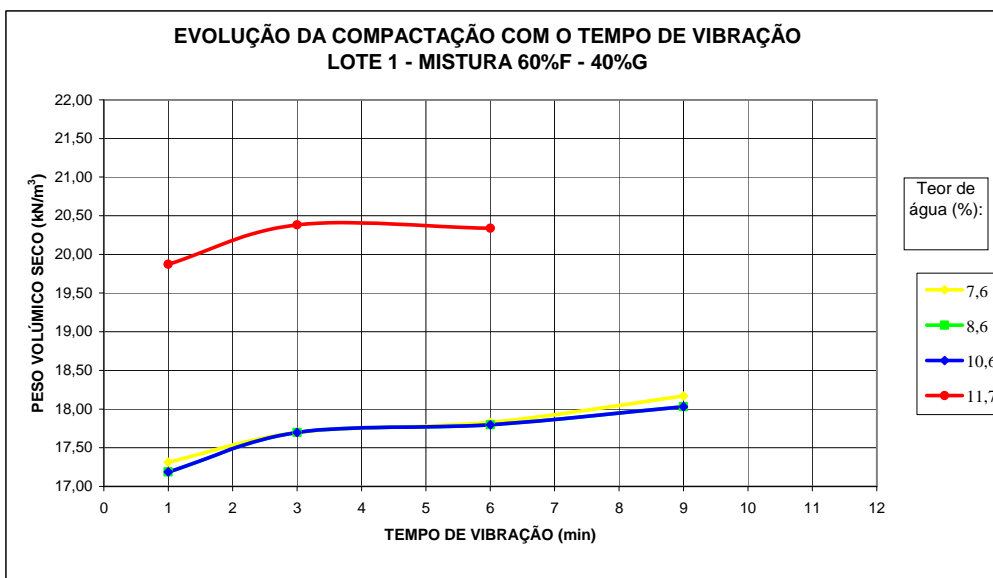
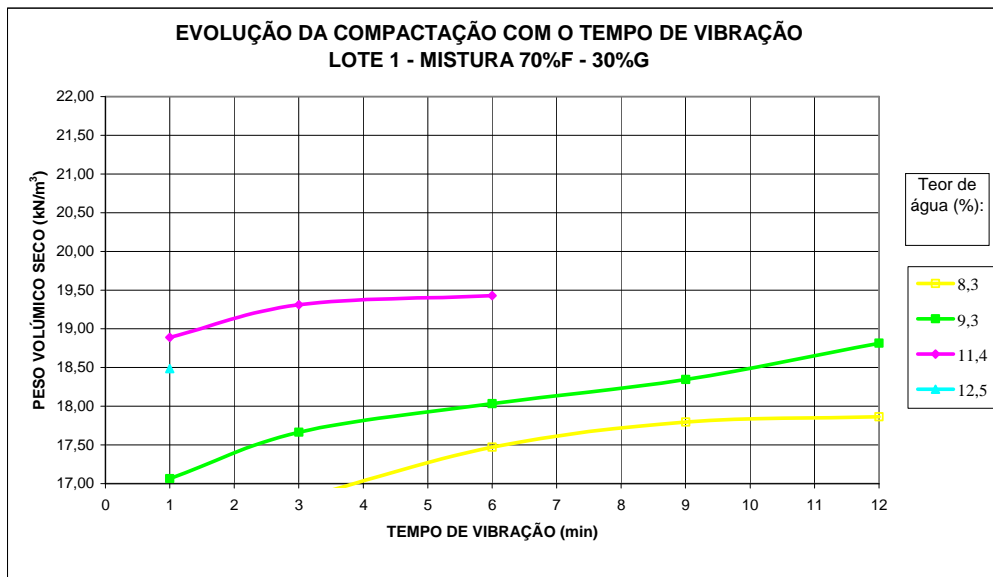
ENSAIO Nº LOTE 4 - PROCT 3

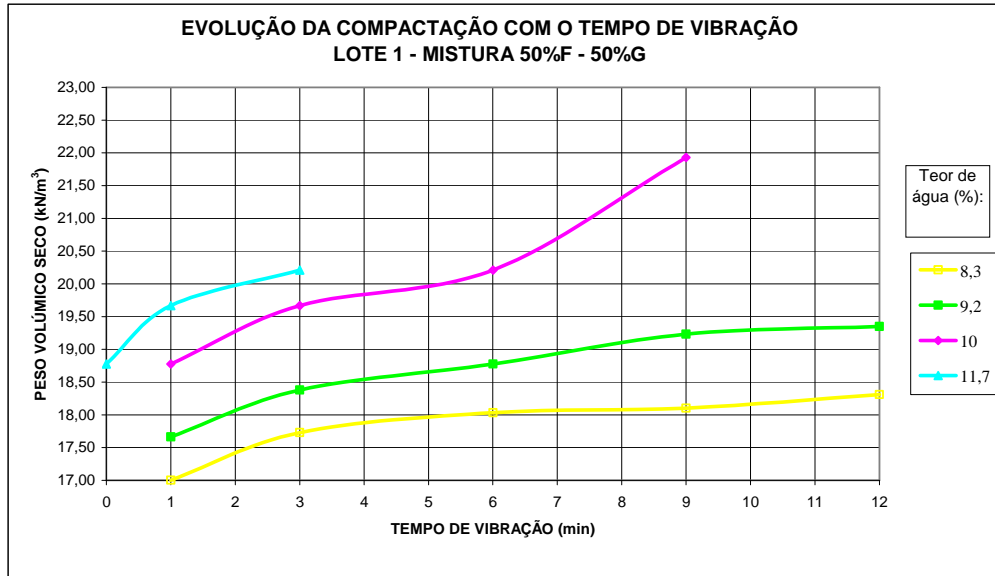
ENSAIOU: _____

ANEXO 3 - ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO POR VIBRAÇÃO

ANEXO 3.1 – LOTE 1

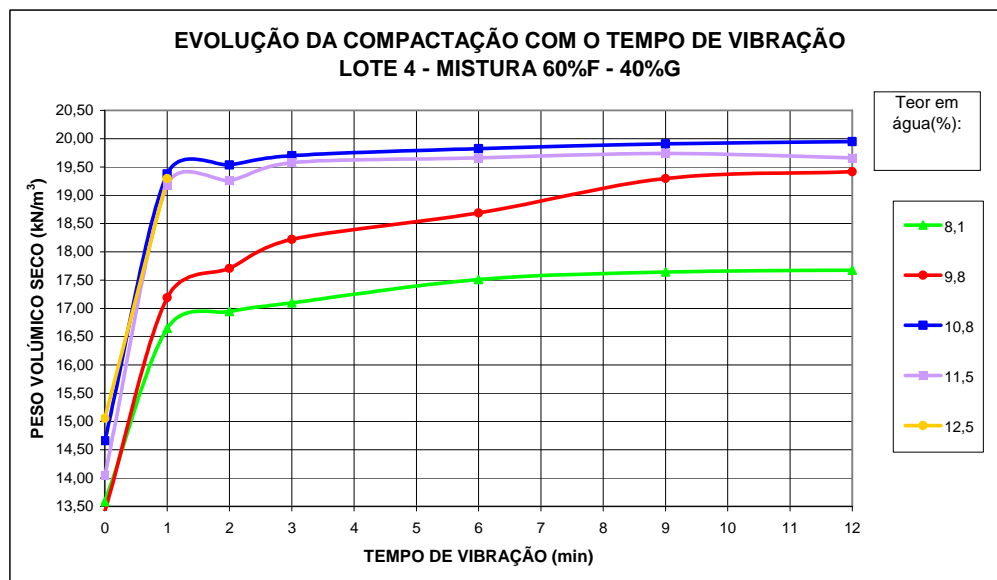
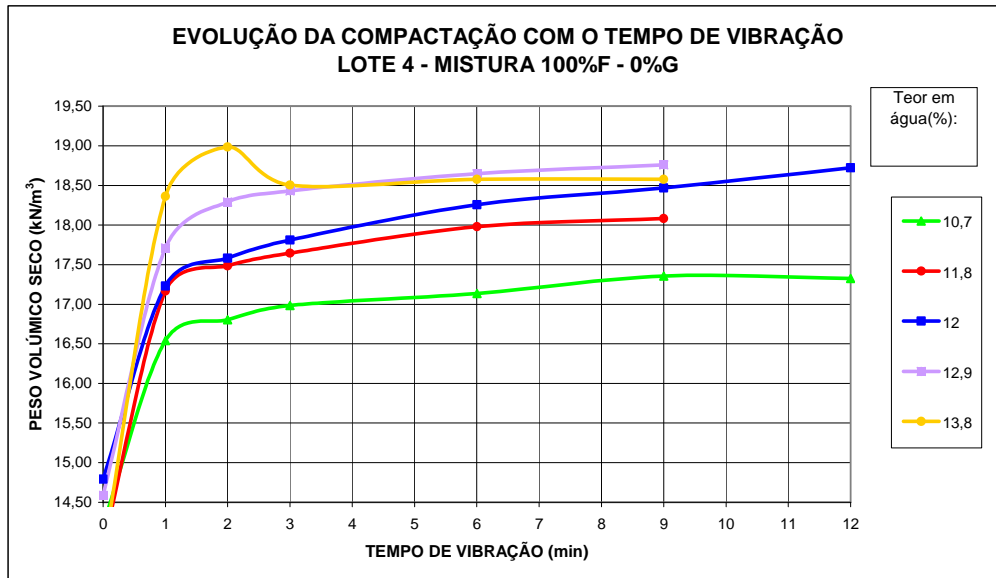


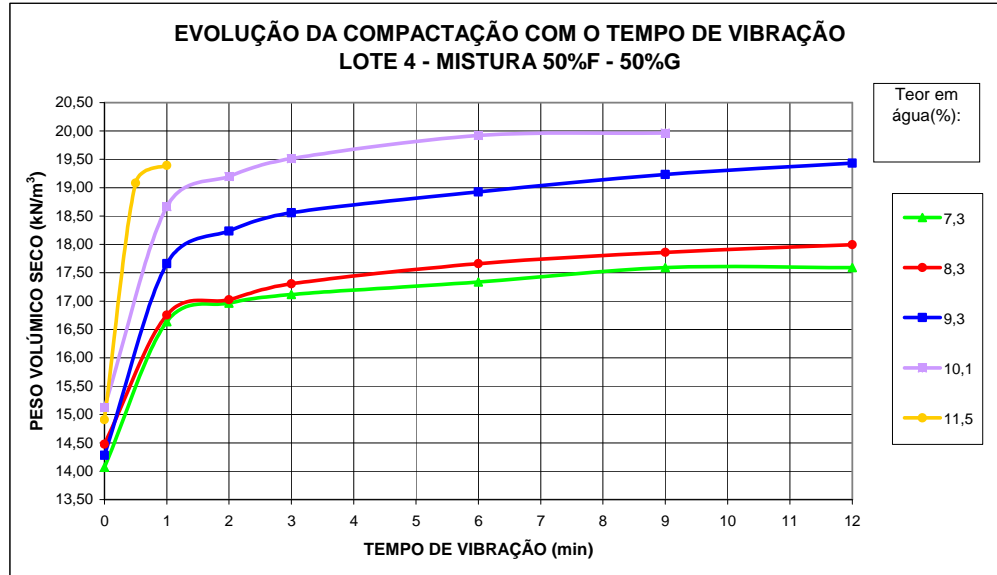






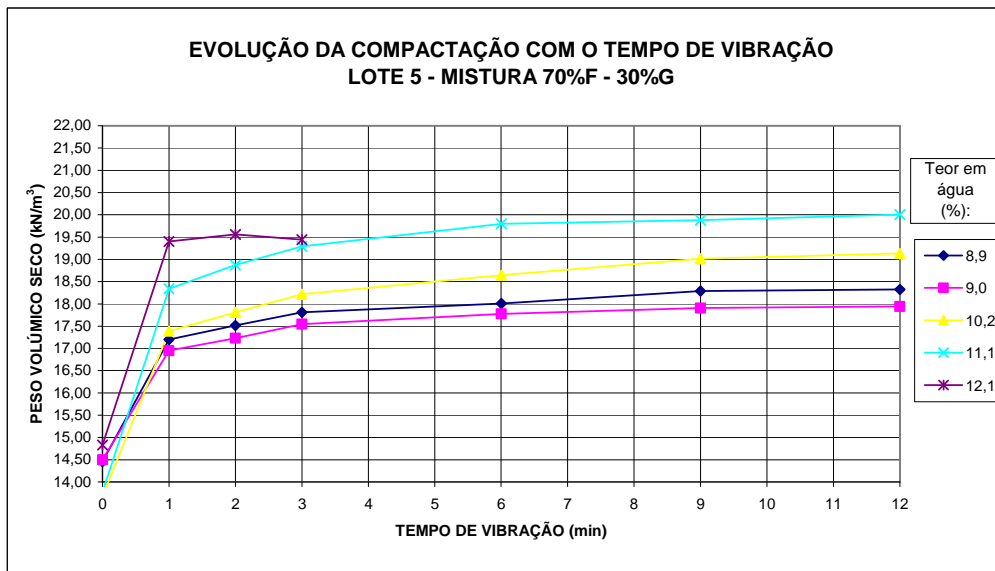
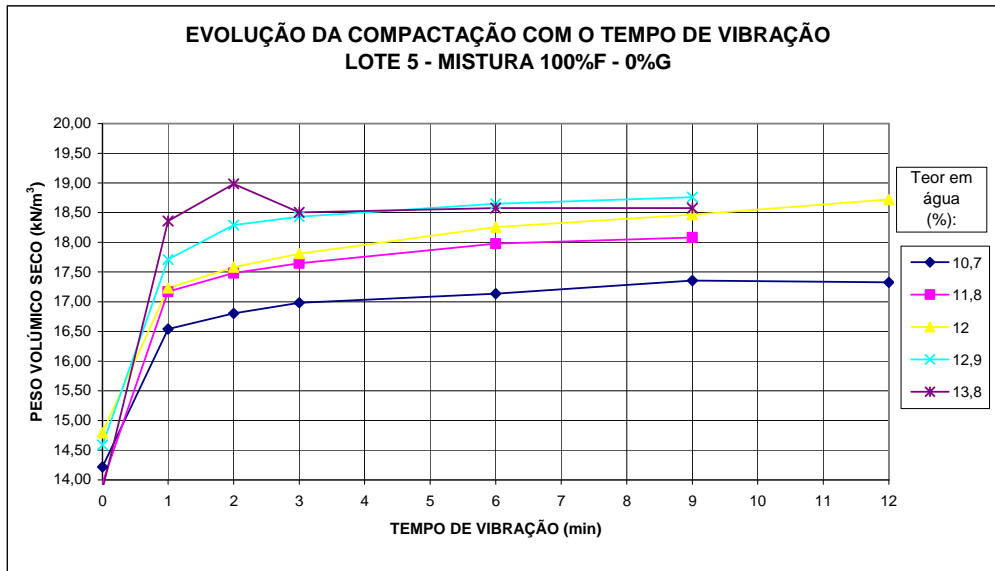
ANEXO 3.2 – LOTE 4

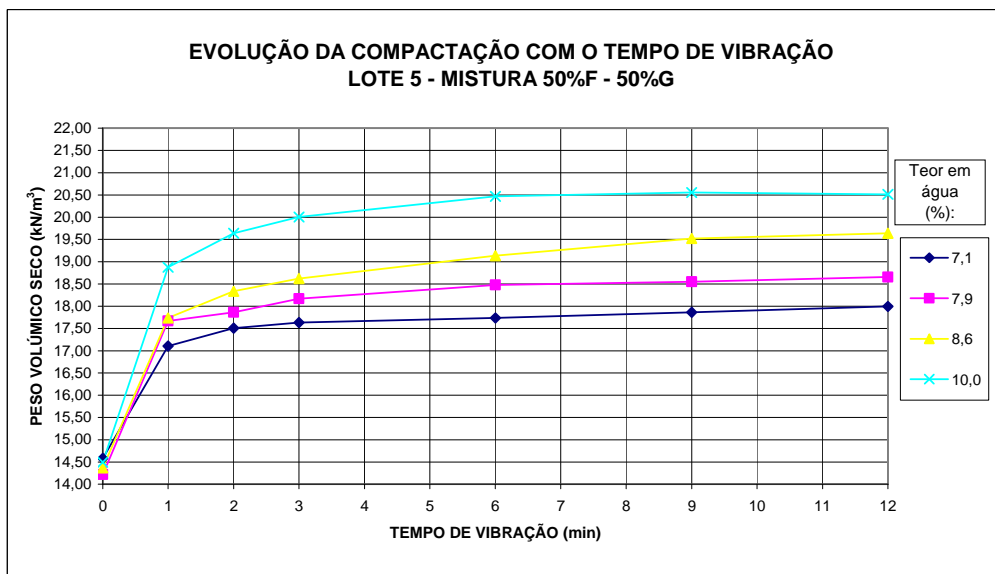
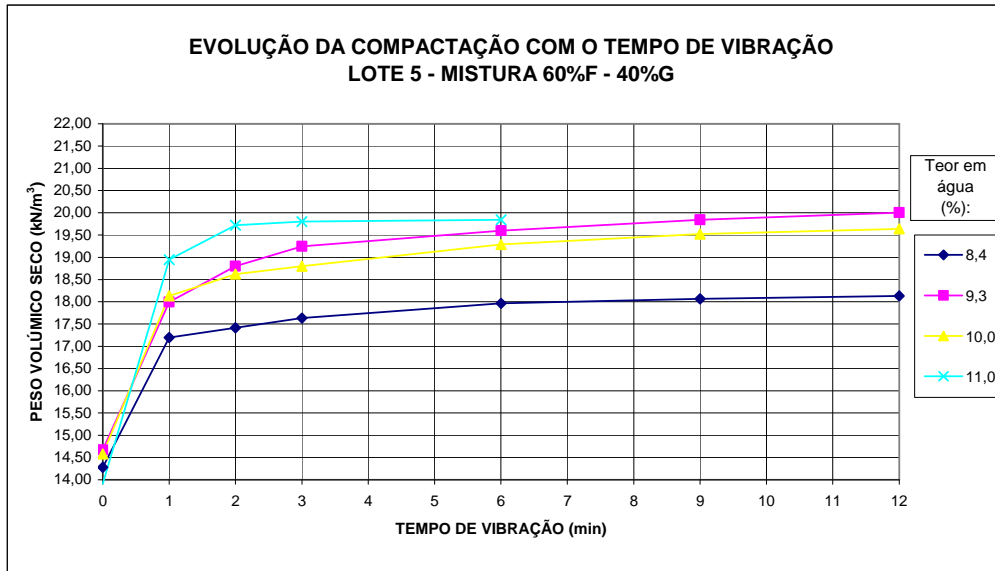


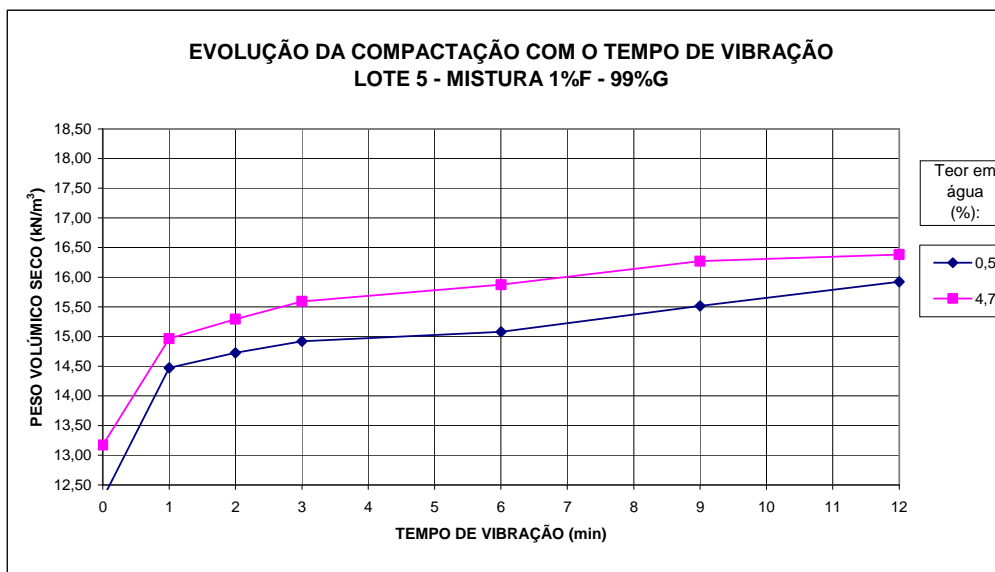
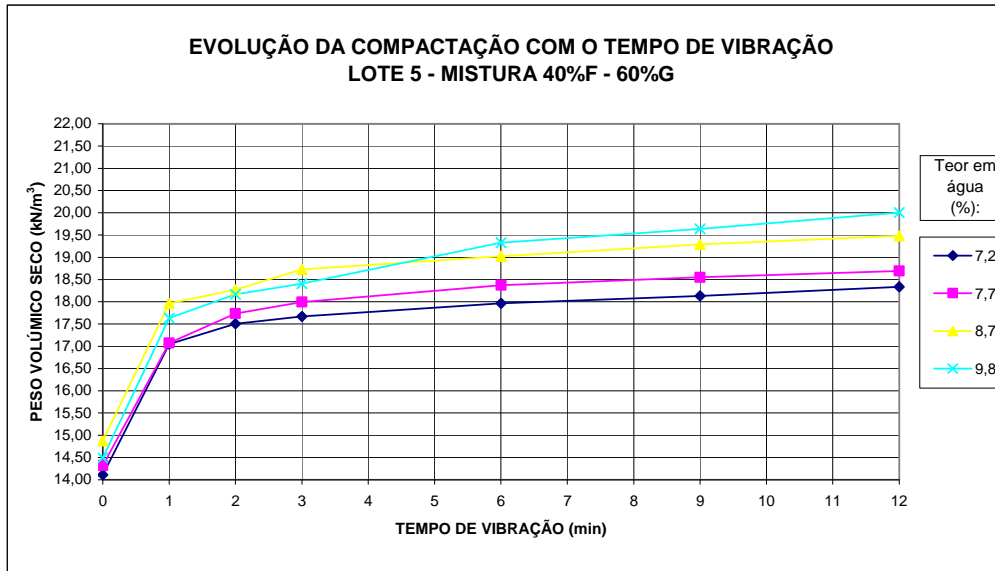




ANEXO 3.3 – LOTE 5









**ANEXO 4 - ENSAIOS DE APILOAMENTO REALIZADOS NO
COMPACTADOR TONI-TECNIK**



ANEXO 4.1 – MISTURA: 70% FINOS E 30% GROSSOS



**MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES E HABITAÇÃO
LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
NÚCLEO DE BARRAGENS E OBRAS DE ATERRO**

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR

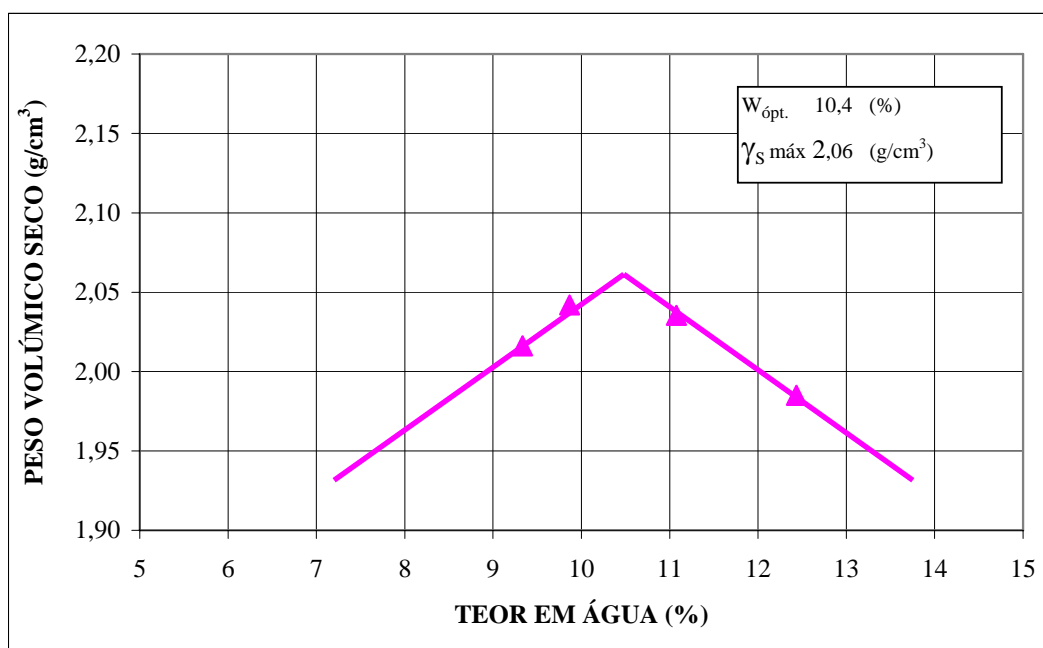
PESO DO PILÃO (g)	2500	Nº DE CAMADAS	4
ALTURA DE QUEDA (cm)	28,0	Nº DE PANCADAS POR CAMADA	35
PESO DO MOLDE (g)	0	VOLUME DO MOLDE (cm ³)	9817,5

DETERMINAÇÃO DOS PESOS VOLÚMICOS

ADICÇÃO DE ÁGUA (cm ³)	Cm ³	1760 (8)	1980 (9)	2200 (10)	2420 (11)		
MOLDE + SOLO HÚMIDO (g)	Pt	21641,7	22025,3	22195,3	21911,1		
SOLO HÚMIDO (g)	Pw	21641,7	22025,3	22195,3	21911,1		
PESO VOL. HÚMIDO (g/cm ³)	γ	2,204	2,243	2,261	2,232		
PESO VOL. SECO (g/cm ³)	γ_d	2,016	2,042	2,035	1,985		

DETERMINAÇÃO DOS TEORES EM ÁGUA

TABULEIRO Nº		1	2	3	4		
PESO DO TABULEIRO (g)	A	1113,7	1114,1	1119,1	1118,9		
PESO DO TAB + SOLO HÚMIDO (g)	B	16529,2	16605,1	16425,9	16213,0		
PESO DO TAB + SOLO SECO (g)	C	15213,4	15213,8	14899,4	14543,8		
PESO DA ÁGUA (g)	B-C	1315,8	1391,3	1526,5	1669,2		
PESO DO SOLO SECO (g)	C-A	14099,7	14099,7	13780,3	13424,9		
TEOR EM ÁGUA (%)	(B-C)/(C-A)	9,3	9,9	11,1	12,4		



AMOSTRA Nº ODELOUCA - LOTE 5

DATA: 05-11-04

COMPOSIÇÃO: 30G - 70F

ENSAIOU: Timóteo

COMPACTADOR TONI-TECNIK

ANEXO 4.2 – MISTURA: 60% FINOS E 40% GROSSOS

**MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES E HABITAÇÃO
LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
NÚCLEO DE BARRAGENS E OBRAS DE ATERRO**

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR

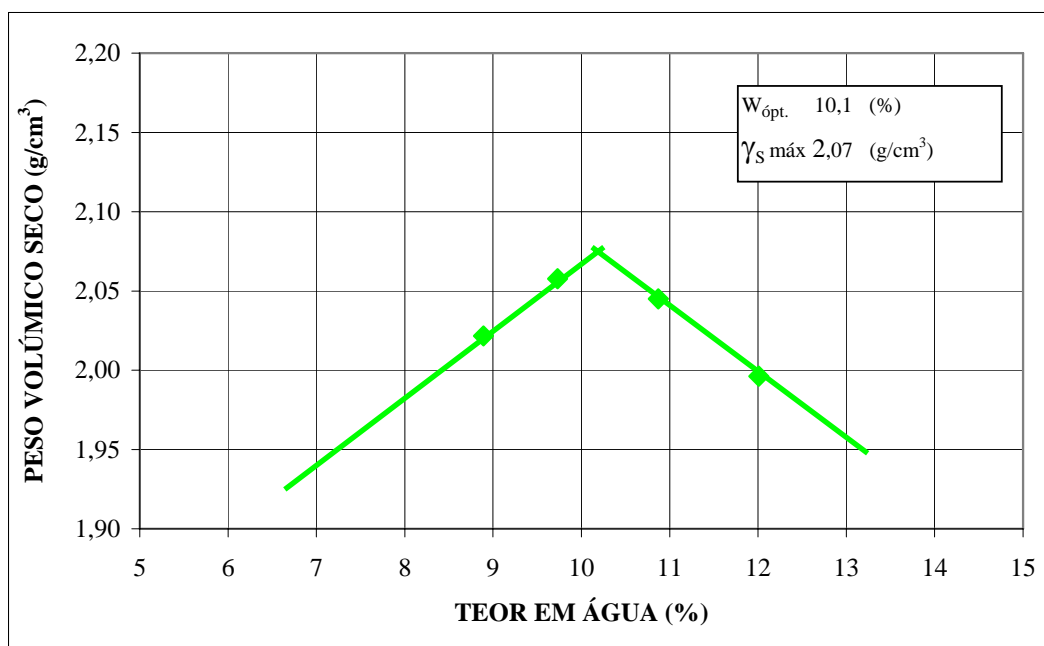
PESO DO PILÃO (g)	2500	Nº DE CAMADAS	4
ALTURA DE QUEDA (cm)	28,0	Nº DE PANCADAS POR CAMADA	35
PESO DO MOLDE (g)	0	VOLUME DO MOLDE (cm ³)	9817,5

DETERMINAÇÃO DOS PESOS VOLÚMICOS

ADIÇÃO DE ÁGUA (cm ³)	Cm ³		1760 (8)	1980 (9)	2200 (10)	2420 (11)	
MOLDE + SOLO HÚMIDO (g)	Pt		21611,5	22166,9	22258,5	21953,0	
SOLO HÚMIDO (g)	Pw		21611,5	22166,9	22258,5	21953,0	
PESO VOL. HÚMIDO (g/cm ³)	γ		2,201	2,258	2,267	2,236	
PESO VOL. SECO (g/cm ³)	γ_d		2,022	2,058	2,045	1,996	

DETERMINAÇÃO DOS TEORES EM ÁGUA

TABULEIRO Nº		2	3	4	5
PESO DO TABULEIRO (g)	A	664,9	667,9	679,3	1118,9
PESO DO TAB + SOLO HÚMIDO (g)	B	13488,5	13641,8	13936,8	14979,2
PESO DO TAB + SOLO SECO (g)	C	12441,3	12491,3	12636,9	13493,0
PESO DA ÁGUA (g)	B-C	1047,2	1150,5	1299,9	1486,2
PESO DO SOLO SECO (g)	C-A	11776,4	11823,4	11957,6	12374,1
TEOR EM ÁGUA (%)	(B-C)/(C-A)	8,9	9,7	10,9	12,0



AMOSTRA Nº ODELOUCA - LOTE 5

DATA: 15-10-04

COMPOSIÇÃO: 40G - 60F

ENSAIOU: Timóteo

COMPACTADOR TONI-TECNIK



ANEXO 4.3 – MISTURA: 50% FINOS E 50% GROSSOS

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES E HABITAÇÃO LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA NÚCLEO DE BARRAGENS E OBRAS DE ATERRO							
ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR							
PESO DO PILÃO (g)	2500	Nº DE CAMADAS	4				
ALTURA DE QUEDA (cm)	28,0	Nº DE PANCADAS POR CAMADA	35				
PESO DO MOLDE (g)	0	VOLUME DO MOLDE (cm ³)	9817,5				
DETERMINAÇÃO DOS PESOS VOLÚMICOS							
ADIÇÃO DE ÁGUA (cm ³)	Cm ³		1540 (7)	1760 (8)	1980 (9)	2200 (10)	
MOLDE + SOLO HÚMIDO (g)	Pt		21422,8	21928,4	22129,9	22180,2	
SOLO HÚMIDO (g)	Pw	0	21422,8	21928,4	22129,9	22180,2	
PESO VOL. HÚMIDO (g/cm ³)	γ	0,000	2,182	2,234	2,254	2,259	
PESO VOL. SECO (g/cm ³)	γ_d	0,000	2,020	2,046	2,048	2,037	
DETERMINAÇÃO DOS TEORES EM ÁGUA							
TABULEIRO Nº			2	3	4	5	
PESO DO TABULEIRO (g)	A		1023,1	1024,0	1030,4	679,8	
PESO DO TAB + SOLO HÚMIDO (g)	B		13388,1	11854,7	11502,7	12960,8	
PESO DO TAB + SOLO SECO (g)	C		12469,2	10945,7	10546,9	11751,1	
PESO DA ÁGUA (g)	B-C		918,9	909,0	955,8	1209,7	
PESO DO SOLO SECO (g)	C-A		11446,1	9921,7	9516,5	11071,3	
TEOR EM ÁGUA (%)	(B-C)/(C-A)		8,0	9,2	10,0	10,9	
AMOSTRA Nº ODELOUCA - LOTE 5				DATA: 13-10-04			
COMPOSIÇÃO: 50G - 50F				ENSAIOU: Timóteo			
COMPACTADOR TONI-TECNIK							

ANEXO 4.4 – MISTURA: 40% FINOS E 60% GROSSOS

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES E HABITAÇÃO
LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA
NÚCLEO DE BARRAGENS E OBRAS DE ATERRO

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR

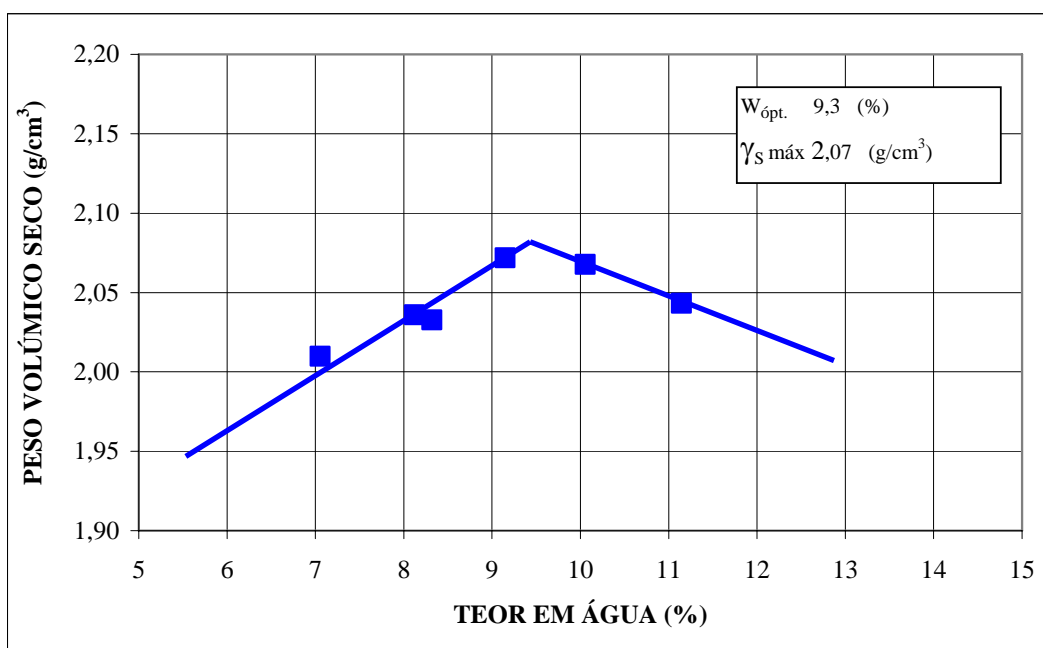
PESO DO PILÃO (g)	2500	Nº DE CAMADAS	4
ALTURA DE QUEDA (cm)	28,0	Nº DE PANCADAS POR CAMADA	35
PESO DO MOLDE (g)	0	VOLUME DO MOLDE (cm ³)	9817,5

DETERMINAÇÃO DOS PESOS VOLUMICOS

ADICÃO DE ÁGUA (cm ³)	Cm ³	1320 (6)	1540 (7)	1540 (7R)	1760 (8)	1980 (9)	2200 (10)
MOLDE + SOLO HÚMIDO (g)	Pt	21122,7	21616,3	21611,4	22200,3	22341,2	22293,7
SOLO HÚMIDO (g)	Pw	21122,7	21616,3	21611,4	22200,3	22341,2	22293,7
PESO VOL. HÚMIDO (g/cm ³)	γ	2,152	2,202	2,201	2,261	2,276	2,271
PESO VOL. SECO (g/cm ³)	γ_d	2,010	2,033	2,036	2,072	2,068	2,043

DETERMINAÇÃO DOS TEORES EM ÁGUA

TABULEIRO Nº		1	2	3	4	5	6
PESO DO TABULEIRO (g)	A	1119,7	1114,4	1114,6	1114,2	1119,0	1119,2
PESO DO TAB + SOLO HÚMIDO (g)	B	15869,6	16825,7	16868,2	17978,1	15288,5	16346,1
PESO DO TAB + SOLO SECO (g)	C	14897,7	15618,9	15684,8	16564,7	13993,8	14819,3
PESO DA ÁGUA (g)	B-C	971,9	1206,8	1183,4	1413,4	1294,7	1526,8
PESO DO SOLO SECO (g)	C-A	13778,0	14504,5	14570,2	15450,5	12874,8	13700,1
TEOR EM ÁGUA (%)	(B-C)/(C-A)	7,1	8,3	8,1	9,1	10,1	11,1



AMOSTRA Nº ODELOUCA - LOTE 5

DATA: 20-10-04

COMPOSIÇÃO: 60G - 40F

ENSAIUO: Timóteo

COMPACTADOR TONI-TECNIK

ANEXO 4.5 – REPORTAGEM FOTOGRÁFICA DA REALIZAÇÃO DE UM ENSAIO



Foto. 1 – Material separado por peneiração.



Foto. 2 – Ampliação da fotografia anterior.



Foto. 3 – Mistura das várias fracções granulométricas.



Foto. 4 – Adição de água à mistura.



Foto. 5 – Material a ser ensaiado.



Foto. 6 – Material após estar em repouso durante cerca de 18 horas.



Foto. 7 – Pesagem do material constituinte de uma camada.



Foto. 8 – Colocação de uma camada de material dentro do molde do Proctor.



Foto. 9 – Compactador Toni-tecnik a dar as pancadas à camada.



Foto. 10 – Rasamento do molde.



Foto. 11 – Extracção do provete por intermédio de uma prensa.



Foto. 12 – Molde após extracção na prensa.



Foto. 13 – Pesagem do material para determinação do teor em água.



Foto. 14 – Separação do material nas fracções fina e grossa.



Foto. 15 – Processo de limpeza dos elementos grosseiros para determinação do teor em água do material grosseiro.



Foto. 16 – Pormenor do material grosseiro antes da limpeza.



Foto. 17 – Pormenor do material grosseiro após a limpeza.



Foto. 18 – Estufa onde se coloca o material para determinação do teor em água.

