104 Julho 2005

GEOTECNIA

Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia

GEOTECNIA **Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia**

N.º 104 – Julho 2005

DIRECTOR:

Luís Leal Lemos, FCTUC

DIRECTORES ADJUNTOS:

Nuno Guerra, IST
Marília Pereira, LNEC

A Revista GEOTECNIA foi publicada pela primeira vez em Junho de 1971, tendo como fundador Úlpio Nascimento e primeiro Director José Folque. Desde esta data tem vindo a publicar-se ininterruptamente, editando, em média, três números por ano.

COMISSÃO EDITORIAL PARA O QUADRIÉNIO 2004-2008:

A. Gomes Coelho, Lisboa
A. Gomes Correia, U. Minho, Guimarães
A. Pinto da Cunha, LNEC, Lisboa
A.J. Correia Mineiro, Lisboa
Alberto Garrido, TG7, Porto
António Cardoso, FEUP, Porto
António Pinelo, IEP, Almada
António Veiga Pinto, LNEC, Lisboa
C. Dinis da Gama, IST, Lisboa
Celso Lima, Hidrorumo, Porto
E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO, Rio de Janeiro
E. Maranha das Neves, IST, Lisboa
F. Guedes de Melo, Consulgeo, Lisboa
F. Peres Rodrigues, Enarco, Lisboa
Francis Bogossian, Geomecânica, Rio de Janeiro
H. Novais Ferreira, LECM, Macau
J. Barreiros Martins, Braga
J. Castel-Branco, Lisboa
J. de Oliveira Campos, USP, São Paulo
J. Delgado Rodrigues, LNEC, Lisboa
J. Ferreira Lemos, FEUP, Porto
J. Moura Esteves, Lisboa
J. Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa
José Mateus de Brito, Cenorgeo, Lisboa
Luís Ribeiro e Sousa, LNEC, Lisboa
M. Matos Fernandes, FEUP, Porto
Maria Lurdes Lopes, FEUP, Porto
Milton Vargas, Themag, São Paulo
Nuno Grossmann, LNEC, Lisboa
Pedro Sêco e Pinto, LNEC, Lisboa
R.F. de Azevedo, UFV, Viçosa
Ricardo Oliveira, Coba, Lisboa
Rui M. Correia, LNEC, Lisboa
Silvério Coelho, Teixeira Duarte, Lisboa
Waldemar Hachich, EPUSP, São Paulo

DIRECÇÃO DA SOCIEDADE PORTUGUESA DE GEOTECNIA PARA O QUADRIÉNIO 2004-2008:

Presidente: António Gomes Correia, U. Minho, Guimarães
Vice-Presidente: Luís Nolasco Lamas, LNEC, Lisboa
Secretário Geral: António José Roque, LNEC, Lisboa
Secretário Adjunto: Pedro Marques Bernardo, IST, Lisboa
Tesoureiro: José Luís Machado do Vale, Tecnasol, Lisboa

Redacção e Administração: Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa, Portugal – Telef.: 351-218443321; Fax: 351-218443021
Email: spg@lnec.pt; http://www.lnec.pt/SPG
Subscrição: assinatura anual (3 números) - 25 €; número avulso: para membros da SPG - 8 €; outros - 16 €
Distribuição gratuita aos membros da SPG.
Execução gráfica: Impressão na Ponticor
Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC e pela FCT – Fundação da Ciência e Tecnologia.
ISSN 0379-9522
Depósito Legal: 214545/04

ÍNDICE

104 Julho 2005

3	Mecanismos de rotura no extremo norte da arriba fóssil da Costa de Caparica	Pedro C. da Cunha Lamas J. A. Rodrigues-Carvalho
17	Influência da precipitação na ocorrência de deslizamentos em Coimbra, nos últimos 139 anos	Mário Quinta Ferreira Luís J. L. Lemos Luís F. M. Pereira
31	Proceso de saturación de ensayos triaxiales	Nelly Vieira Faria António Viana da Fonseca Cristiana Ferreira
43	Alguns aspectos da durabilidade de geotêxteis a factores climatéricos – Simulação laboratorial	José Ricardo Carneiro Paulo Almeida Maria de Lurdes Lopes
57	Durabilidade de geomembranas em ambientes de águas minerais sulfúreas	L. M. Ferreira Gomes F. Riscado Santos M. Figueiredo Nunes
73	Teses de Doutoramento e Mestrado em Portugal: 2004	A Direcção

MECANISMOS DE ROTURA NO EXTREMO NORTE DA ARRIBA FÓSSIL DA COSTA DE CAPARICA

Failure mechanisms at the northern segment of Costa de Caparica fossil cliff

Pedro C. da Cunha Lamas*
J.A. Rodrigues-Carvalho**

RESUMO – A evolução morfológica do trecho setentrional da arriba fóssil da Costa de Caparica, compreendido entre S. Pedro da Trafaria e a via rápida IC 20, tem-se vindo a notar nas últimas décadas, sendo devida, em grande medida, à crescente interferência das actividades antrópicas nas suas proximidades.

Neste trabalho, após breve caracterização geomorfológica e geotécnica daquele trecho de escarpas, discutem-se alguns mecanismos de rotura a partir de retroanálise baseada nas evidências morfológicas deixadas por dois desmoronamentos, considerados típicos, naquele local.

SYNOPSIS – The morphological evolution of the northern part of the "Costa de Caparica fossil cliff", between S. Pedro de Trafaria and the IC 20 highway, has been quite notorious during the last few decades and it is related mainly to the increase of human activities in the neighboring areas.

The geomorphologic and geotechnical properties of the cliff materials are presented in this paper and the failure mechanisms of two typical rock fall occurrences are discussed, after some back analysis calculations.

1 – INTRODUÇÃO

O Rio Tejo é, na zona da foz, marginado a sul por uma costeira em terrenos miocénicos com mais de 7000 m de extensão e direcção próxima de ENE-WSW. Um pouco a oeste de Trafaria, os afloramentos miocénicos inflectem para SSE, sob a forma de uma arriba muito inclinada, fóssil (Figura 1) a qual, ao fim de 2 km, é interceptada pelo IC 20, a via rápida que liga Almada à Costa de Caparica.

A arriba fóssil da Costa de Caparica dificultou durante muito tempo o acesso às praias ocidentais do Concelho de Almada, facto apenas ultrapassado, a partir dos anos 1930-40, pela construção de acessos rodoviários. Desde então, a arriba tem sofrido crescente influência da ocupação humana. As condições naturais de estabilidade têm sido alteradas por escavações no pé do talude para construção de moradias e de um parque de tanques de combustíveis, bem como por alguma actividade agrícola. Estas escavações tornam o declive geral mais pronunciado, facilitando a instabilização dos terrenos mais meteorizados ou deslocados que cobrem a parte inferior do talude. Por seu lado, algumas habitações e arruamentos também têm sido implantados próximo da crista da arriba, interferindo com as condições de evolução natural.

Abordam-se, neste artigo, alguns aspectos geomorfológicos e geotécnicos relevantes do trecho em referência da arriba fóssil. Apresenta-se, ainda, a retroanálise efectuada para os mecanismos de rotura de dois desmoronamentos importantes ocorridos naquele sector de taludes.

* Professor Auxiliar, Dep. Ciências da Terra / Centro de Estudos Geológicos, Universidade Nova de Lisboa; pcl@fct.unl.pt
** Professor Associado (Agregado) de Geologia de Engenharia, Dep. Ciências da Terra / Centro de Estudos Geológicos, Universidade Nova de Lisboa; rc@mail.fct.unl.pt

Fig. 1 – Localização do trecho setentrional da arriba fóssil da Costa de Caparica.

2 – ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOMORFOLÓGICOS

O trecho setentrional da arriba inicia-se, a norte, a partir de uma zona urbanizada (S. Pedro de Trafaria) e constitui, na sua maior extensão, uma escarpa de vertente simples e praticamente sem interrupções ao nível da crista. Esta encontra-se cerca de 60-80 m acima da planície litoral que se prolonga até à praia.

Entre S. João de Caparica e o IC 20, o perfil-tipo é caracterizado por apenas dois elementos morfológicos: uma faceta superior vertical seguida, inferiormente, por um segmento ligeiramente curvo cuja concavidade se vai evidenciando para o sopé (Perfil A, Figura 2). Num curto trecho da escarpa sobranceiro ao parque de combustíveis da OTAN (S. João de Caparica), a crista recua em relação ao sopé, desaparecendo a faceta vertical superior. Aí observa-se um perfil de vertente complexo, caracterizado por dois segmentos convexos, um deles conformando a crista (Perfil B, Figura 2). Entre estes dois elementos, esboça-se uma estreita plataforma intermédia. Para a base desenvolve-se um segmento de concavidade pronunciada.

O trecho de escarpas em referência é constituído por alternâncias de estratos essencialmente silto-argilosos com assentadas maioritariamente rochosas, areníticas e calcareníticas, do Miocénico marinho de Lisboa. O seu perfil geral é determinado não só pela litologia (calcários e arenitos mais ou menos compactos sobrejacentes a siltes argilosos e, mais para a base, margas e calcarenitos alternando com siltes e argilas) e pela estrutura (direcção da vertente quase perpendicular à das

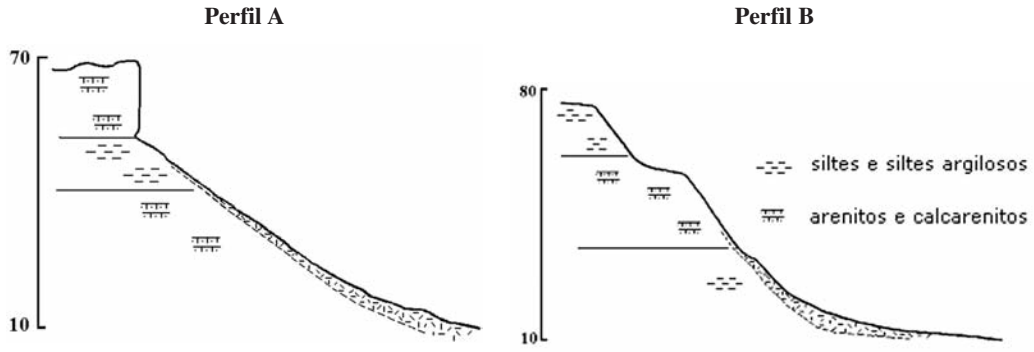


Fig. 2 – Perfis-tipo da arriba, evidenciando o papel das diferentes litologias na sua morfologia. Perfil A: Sto. António de Caparica. Perfil B: S. João de Caparica, parque de tanques de combustível.

camadas, as quais inclinam muito suavemente para SSE) como também pela herança deixada em tempos geológicos recentes pela erosão marinha.

Os frequentes desmoronamentos ocorrentes ao nível das camadas superiores e a consequente acumulação dos materiais deslocados no sopé fazem com que o perfil do talude se vá alargando progressivamente se bem que, na sua parte superior, a partir da qual aqueles fenómenos têm lugar, o mesmo se mantenha vertical. A Figura 3 apresenta a geologia da frente deste trecho da arriba.

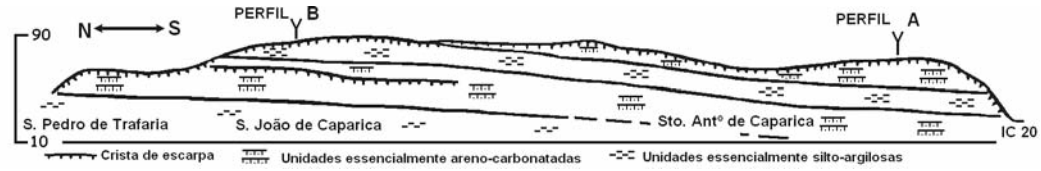


Fig. 3 – Esboço geológico da Arriba Fóssil, entre S. Pedro da Trafaria e o IC 20, distinguindo-se as unidades essencialmente areno-carbonatadas das essencialmente silto-argilosas. Os perfis da Fig. 2 encontram-se localizados.

A faceta vertical que coroa grande parte desta escarpa, oscilando de menos de 2 m a mais de 20 m de altura, é constituída por arenitos relativamente brandos intercalados com horizontes mais resistentes, calcários, e por estratos areno-argilosos pouco compactos. Enquanto aqueles terrenos, mais rijos e relativamente permeáveis, conformam a crista, o que acontece em cerca de quatro quintos do comprimento desta escarpa, o perfil-tipo dos taludes (Perfil A, Figura 2) não sofre alterações apreciáveis.

No pequeno trecho sobranceiro ao parque de combustíveis da OTAN (S. João de Caparica), já os terrenos areníticos e calcários não ocorrem no topo da escarpa, passando este a ser formado pelas camadas essencialmente siltosas a silto-argilosas subjacentes. A crista sofre um recuo sensível e, no lugar de uma faceta vertical, o elemento superior do talude passa a ser um segmento convexo (Perfil B, Figura 2) o qual dá lugar, mais abaixo, a um segmento côncavo que se prolonga numa plataforma estreita, prenúncio de novo segmento convexo. Estes dois últimos elementos estão associados à ocorrência de camadas mais resistentes de calcarenitos às vezes espessos, colocadas em evidência por um recuo mais pronunciado da parte superior, siltosa, do talude.

3 – EVOLUÇÃO DA VERTENTE

Todo este trecho da arriba encontra-se numa fase evolutiva relativamente dinâmica, sofrendo as suas vertentes alterações a uma taxa perceptível à escala humana. O recurso a diferentes técnicas de avaliação do recuo da crista, nomeadamente pelo método de medições utilizado por Marques (1997), por análise de estereopares de fotografias aéreas obtidas em diferentes datas, e por outras, efectuadas no campo, permitiu determinar uma taxa média de recuo de 1,9 cm.ano^{-1}, para um intervalo de 51 anos, entre 1947 e 1998 (Lamas, 1998). Tais medições interessaram unicamente o trecho da arriba com crista areno-carbonatada, num total de 1468 m de extensão. Posteriormente, em medições de campo executadas em Maio de 2003, obtiveram-se taxas de recuo superiores, da ordem de 4,5 a 6 cm.ano^{-1}. Diga-se, contudo, que estas últimas referem-se apenas a dois ou três trechos de escarpa com apenas algumas dezenas de metros de comprimento e reportam-se a um mero quinquénio (1998-2003).

Existem alguns indícios que levam a supor que o recuo geral da arriba, materializado em grande parte por ocorrências de movimentos de terrenos, parece ter sofrido forte incremento nos últimos 50 anos devido, em parte, à crescente interferência das diferentes actividades antrópicas nas imediações da escarpa. Por seu lado, as condições geológicas e morfológicas da arriba são responsáveis por diferentes tipos de mecanismos de rotura.

O trecho da arriba fóssil em referência inicia-se em S. Pedro de Trafaria por um talude com 18 m de altura, declives entre 30º e 32º e natureza essencialmente siltosa ou silto-argilosa, contendo algumas intercalações carbonatadas, ricas em fósseis. A zona circundante encontra-se densamente urbanizada com arruamentos e moradias. No Inverno de 1995/96, aquele talude foi afectado por um escorregamento relativamente profundo que atingiu uma moradia construída a pouca distância do sopé, ao mesmo tempo que se verificava uma rápida progressão remontante da sua escarpa superior, pondo em risco habitações situadas a poucos metros da crista. Muito recentemente, em Janeiro de 2004 e a poucos metros de distância, um pequeno escorregamento subsuperficial desencadeado abaixo da crista descalçou parcialmente algumas habitações contíguas ao topo do talude.

Este pequeno trecho inicial da arriba apresenta, pois, todas as condições para evoluir por escorregamentos a partir da crista. Noutros locais da mesma, o mesmo mecanismo só se poderia verificar na zona sobranceira ao parque de armazenamento de combustíveis, localizado algumas centenas de metros mais a sul, em S. João de Caparica, onde o talude é muito mais alto, de perfil mais complexo, sendo a zona da crista também constituída por camadas essencialmente siltosas a silto-argilosas (Figura 2, Perfil B). Aí, não existem evidências de escorregamentos afectando os terrenos, nem no campo nem nos levantamentos aerofotográficos analisados. Neste caso, a evolução parece ser comandada por erosão directa das águas da chuva e quedas de pequenos volumes de material mais meteorizado. Observaram-se, ainda, algumas acumulações muito recentes de blocos de siltes margosos, às vezes fossilíferos, envolvidos numa matriz silto-argilosa, formando compridas línguas de terrenos soltos, deslocados no decorrer de invernias recentes por um mecanismo de fluxo de terras.

Entre os dois trechos atrás referidos, ocorre um talude de crista rochosa, formada por alternâncias de camadas areníticas e areno-calcárias que evolui tanto por quedas de blocos esporádicas a partir de camadas individuais em consola como por tombamentos e quedas de amplos "painéis" destacados do maciço por abertura de fendas de tracção. Por esta razão, este segmento de arriba mais rijo e subvertical para o topo e mais brando e de menor declive para a base (Figura 2, Perfil A) foi analisado em conjunto com outro trecho de crista calcarenítica, que se desenvolve na zona de Sto. António de Caparica, entre a zona sobranceira ao parque de armazenamento de combustíveis e o IC 20.

A evolução morfológica deste último segmento é actualmente comandada por movimentos de terrenos com origem na zona do topo, escarpada. À medida que a cornija superior recua, a zona subjacente, silto-argilosa e menos abrupta, vai-se alargando e, em consequência, o seu declive sofre diminuição gradual. Detectaram-se diversas ocorrências destes movimentos de terrenos na zona sobranceira a Sto. António de Caparica, sendo as mais recentes datadas de 1988, 1989, 1997 (duas ocorrências) e 1998. Mais próximo do sopé, coberto por depósitos de vertente, verificam-se algumas evidências de escorregamentos superficiais e de torrentes de lamas.

4 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A fim de compreender as condições de rotura dos principais movimentos de terrenos ocorrentes nos trechos de perfil tipo A (Figura 2), foram realizadas colheitas de amostras indeformadas de solos (siltes e siltes argilosos) e de rochas (calcarenitos e arenitos) em dois locais onde aqueles tiveram lugar. Tais amostras foram sujeitas a ensaios de identificação e de caracterização física e mecânica em laboratório.

As amostras de solo, num total de oito, foram retiradas do topo da formação silto-argilosa, próximo da fronteira com as unidades que conformam a cornija areno-carbonatada superior da arriba.

No Quadro 1 apresentam-se os resultados das determinações semi-quantitativas da mineralogia global em duas daquelas amostras, tendo-se verificado que as mesmas são constituídas quase totalmente por filossilicatos seguindo-se, com teores muito mais modestos, quartzo e feldspato.

Quadro 1 – Resultado de determinação semi-quantitativa da mineralogia global sobre duas amostras de solo (Lamas, 1998).

Amostra	Filossilicatos (%)	Quartzo (%)	Feldspato (%)	Gesso (%)	Calcite (%)	Dolomite (%)
CC-S5	79	11	4	4	Vestígios	Vestígios
CC-S7	72	17	6	Vestígios	Vestígios	Vestígios

Para seis daquelas amostras, determinaram-se as quantidades relativas de minerais argilosos (Quadro 2). Apenas se pode concluir que, dos três minerais identificados, as ilites e as esmectites são nitidamente predominantes. No mesmo quadro apresentam-se também resultados de ensaios de identificação e caracterização física: limite de liquidez (w_L), índice de plasticidade (IP) e peso volúmico aparente seco (γ_d).

Quadro 2 – Mineralogia da fracção argilosa e ensaios de caracterização dos solos amostrados (Lamas, 1998).

Amostra	Ilite (%)	Esmectite (%)	Caulinite (%)	w_L (%)	IP (%)	γ_d (kN/m³)
CC-S1	53	25	22	29	10	-
CC-S2	43	31	26	NP	NP	-
CC-S5	-	-	-	41	21	-
CC-S6	-	-	-	38	12	16,8
CC-S7	42	38	20	43	21	-
CC-S10	37	39	24	24	5	16,7
CC-S11	32	49	19	34	12	16,8
CC-S12	38	42	20	38	15	16,5

Obtiveram-se também alguns valores de parâmetros de resistência ao corte, mediante a execução de ensaios de corte directo do tipo consolidado drenado, em provetes talhados de amostras indeformadas.

Quadro 3 – Resultados dos ensaios de corte directo efectuados (Lamas, 1998).

Amostra	parâmetros de pico	parâmetros residuais
CC-S10	c' = 58,9 kPa; ϕ' = 33,5°	c'_r = 0; ϕ'_r = 33°
CC-S11	c' = 74,0 kPa; ϕ' = 27°	c'_r = 0; ϕ'_r = 23°
CC-S12	c' = 56,9 kPa; ϕ' = 26°	c'_r = 0; ϕ'_r = 24°
SAb	c' = 50,0 kPa; ϕ' = 33°	c'_r = 0; ϕ'_r = 33°

Do Quadro 3 verifica-se que, para as amostras CC-S10, 11 e 12, colhidas nos estratos superiores da formação silto-argilosa, tanto os valores de pico do ângulo de atrito como da coesão, se encontram dentro de intervalos restritos, respectivamente de 26º-33,5º e de 57-74 kPa. O Quadro 3 inclui, ainda, os resultados de um ensaio de corte realizado sobre uma amostra da formação areno-carbonatada sobrejacente (SAb). Esta última, representava um material rochoso muito brando e permeável, que constituía parte importante do troço vertical superior de composição areno-carbonatada.

Para o estudo da componente rochosa dos trechos de escarpa sujeitos a movimentos de massa, foram também efectuados alguns ensaios com vista à obtenção de parâmetros resistentes dos materiais que as constituem. A amostragem interessou, essencialmente, calcarenitos e arenitos provenientes das camadas rochosas assentes acima e abaixo dos terrenos silto-argilosos e designadas de CCa, CCb e SAa. As duas primeiras foram obtidas em local próximo do IC 20, frente à Costa de Caparica. Compreendem a amostra CCa, um calcário pouco arenoso de cor amarelo esbranquiçada, que constitui grande parte do segmento superior escarpado da arriba, e a amostra CCb, com origem nas camadas de arenitos margosos aflorantes sob os siltes argilosos. Esta última amostra, de cor verde-acinzentada, apresentava-se mais compacta que a precedente, facto verificado pelos resultados dos ensaios que a seguir se mencionam. A terceira amostra (SAa) proveio de uma zona da arriba umas centenas de metros mais a norte. Trata-se de um calcário pouco arenoso, muito idêntico ao da amostra CCa e, como esta, colhido nas formações sobrejacentes aos siltes argilosos. Do mesmo local, obteve-se mais uma amostra (SAb) de material muito homogéneo, amarelo vivo, que se desfazia rapidamente durante as tentativas para a preparação de provetes. Por tal motivo, não foi possível submetê-lo aos ensaios tanto de compressão uniaxial como de tracção indirecta, tendo sido aproveitado para a execução de ensaio de corte directo. O resultado daquele ensaio, já atrás referido, encontra-se incluído no Quadro 3.

Alguns provetes obtidos das referidas amostras, foram submetidos a ensaios de rotura em compressão uniaxial, após secagem em estufa a cerca de 60ºC. Em seguida, outros provetes das mesmas amostras, estes saturados por imersão em água destilada, foram também ensaiados.

Verificou-se que os arenitos carbonatados da formação que assenta sobre os siltes argilosos são, em regra, rochas de muito baixa resistência tendo-se obtido, de cinco provetes secos, valores de tensão de rotura entre 1,9 MPa e 4,6 MPa. Nos provetes sujeitos a imersão, obtiveram-se resistências muito baixas, entre 0,2 e 0,5 MPa (teor em água: 20-23 %). Os calcarenitos margosos da formação subjacente aos mesmos siltes argilosos parecem ser sensivelmente mais resistentes, tendo-se obtido para os mesmos, valores de tensão de rotura rondando 10 MPa, quando secos, e 4,2 MPa (teor em água: 7 %), quando "saturados".

A fim de caracterizar as mesmas camadas areno-carbonatadas no que respeita à resistência por tracção, foram preparadas algumas dezenas de provetes das mesmas amostras para ensaio de tracção indirecta – "ensaio brasileiro" (σ_t).

A obtenção da resistência à rotura em tracção, tanto de provetes secos como "saturados" (Quadros 5 e 6), seguiu os mesmos procedimentos adoptados para os ensaios de compressão uniaxial. Os pesos volúmicos, seco e "saturado", foram obtidos pelo método do provete regular.

Quadro 5 – Resultados dos ensaios de rotura em tracção de provetes secos (Lamas, 1998).

Amostra	Número de provetes ensaiados	γ_d médio (kN.m^{-3})	Teor médio em $CaCO_3$ (%)	σ_t (médio) (MPa)	Desvio padrão	σ_t (mínimo - máximo) (MPa)
CCa	13	16,3	51,0	0,60	0,11	0,40 - 0,78
CCb	12	21,2	43,3	2,85	0,90	1,21 - 4,53
SAa	10	15,8	62,0	0,53	0,07	0,41 - 0,63

Quadro 6 – Resultados dos ensaios de rotura em tracção de provetes "saturados" (Lamas, 1998).

Amostra	Número de provetes ensaiados	γ_d médio (kN.m^{-3})	Teor médio em $CaCO_3$ (%)	σ_t (médio) (MPa)	Desvio padrão	σ_t (mínimo - máximo) (MPa)
CCa	12	19,1	53,1	0,20	0,05	0,10 - 0,28
CCb	10	22,6	43,1	2,01	0,59	0,90 - 2,91
SAa	9	18,9	69,0	0,23	0,12	0,09 - 0,43

5 – MECANISMOS DE ROTURA, RETROANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

No segmento de Sto. de António de Caparica registaram-se duas importantes ocorrências de desmoronamentos de rocha. Cada uma delas foi objecto de um estudo detalhado (Lamas, 1998), tendo-se determinado as respectivas características geométricas e recolhido amostras representativas que viabilizassem as respectivas retroanálises. Os resultados obtidos apresentam-se seguidamente e tecem-se ainda alguns comentários sobre as hipóteses de mecanismos formuladas.

5.1 – Desmoronamento de Junho/89

No Verão de 1989 ocorreu, próximo do corte da arriba pelo IC 20, a queda de um "painel" calcarenítico com 56 m de comprimento e cerca de 4,7 m de espessura máxima (Figura 4). Foi possível verificar que, pouco tempo após a ocorrência, a zona inferior das camadas areno-calcárias, de cor amarelada, encontrava-se ainda saturada. Medições efectuadas a partir da crista mostraram ter essa zona húmida cerca de 4,5 m a 6 m de possança.

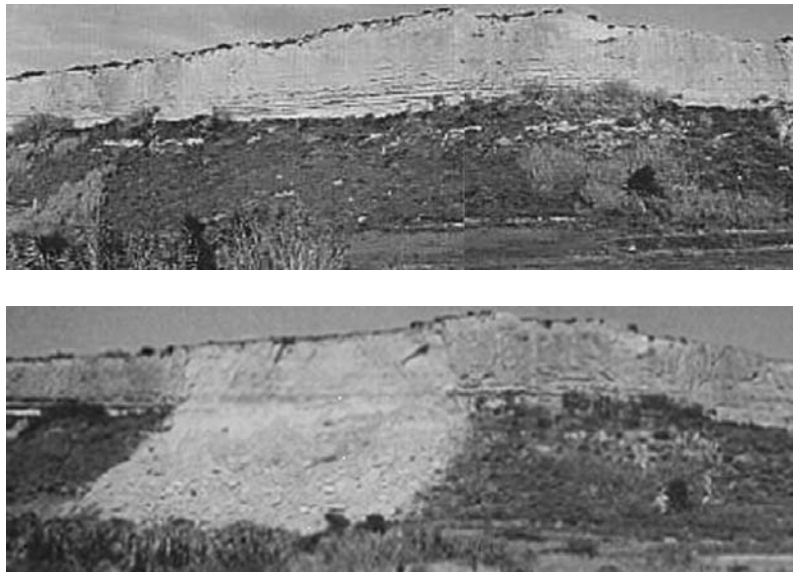


Fig. 4 – Aspecto da arriba antes e depois do desmoronamento de Junho/89.

O "painel" deslocado abrangeu os 20 m de altura do trecho areno-carbonatado superior do talude e deixou no maciço uma frente lisa e vertical. Nas camadas silto-argilosas subjacentes mediu-se uma superfície plana e estriada com 12 m de extensão e 55º de inclinação média.

Antes da ocorrência, as formações rochosas encontravam-se em consola sobre os siltes argilosos. O contacto entre os calcarenitos superiores e os siltes subjacentes delimita dois meios diferenciados do ponto de vista hidrogeológico. Os primeiros são muito mais permeáveis que os segundos e, por essa razão, toda a água que brota mais ou menos permanentemente a partir daquele contacto, está associada às camadas da base da formação calcarenítica e é confinada inferiormente pelos siltes.

De três amostras indeformadas de siltes argilosos recolhidas próximo do contacto entre as duas litologias (CC-S10-11-12), obtiveram-se os parâmetros resistentes apresentados no Quadro 3.

A análise do mecanismo que conduziu à rotura do painel rochoso passou por uma cuidada observação de fotografias obtidas logo após a ocorrência e pela realização, no campo, de medições tanto a partir da crista como na zona de fronteira entre as duas litologias dominantes.

O modelo geométrico da Figura 5 foi concebido partindo dos seguintes pressupostos:

1. A "parede" da cornija areno-calcária era perfeitamente vertical e rectilínea, com altura de 20 m. O "painel" instabilizado teria, em média, 4,5 m de espessura.
2. Antes da ocorrência, o painel instabilizado apresentava-se parcialmente em consola tendo esta atingido, no mínimo, os mesmos 3 m que foram medidos nos trechos de escarpa rochosa adjacentes e que não foram afectados. Por essa razão, a secção basal assente sobre os siltes não teria mais de 1,5 m de largura. A vertical do centro de gravidade do painel encontrava-se fora da base de sustentação, o que desencadeou esforços de tracção previamente à rotura do bloco.
3. Pelo menos parte da resistência mobilizada durante a instabilização pode ter tido origem na resistência à rotura por corte dos siltes argilosos subjacentes, o que é admitido com base na observação da superfície plana e estriada, atrás referida, cortando os siltes argilosos imediatamente abaixo do contacto entre estes e os calcarenitos sobrejacentes.
4. No momento da rotura, os 5 m inferiores do painel em consola eram atravessados por um aquífero suspenso. Surge água naquele contacto ao longo do talude, durante todo o ano.

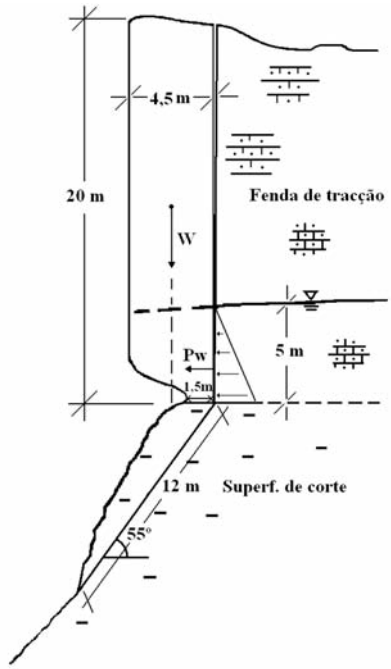


Fig. 5 – Perfil transversal interpretativo do bloco destacado na ocorrência de Junho/89.

Considerando os calcarenitos e arenitos do bloco deslocado com um peso volúmico natural correspondente a um teor em água de cerca de 5 % nos 15 m superiores e saturado (12 % de teor em água) nos 5 m inferiores, o peso total de uma secção de espessura unitária do bloco, com 4,5 m de largura, seria de 1500 kN.

Utilizou-se como referência um modelo de rotura apresentado por Hoek e Bray (1994) que, se bem que mais simples geometricamente e interessando maciços rochosos homogéneos, corresponde a um mecanismo de rotura idêntico (Figura 6).

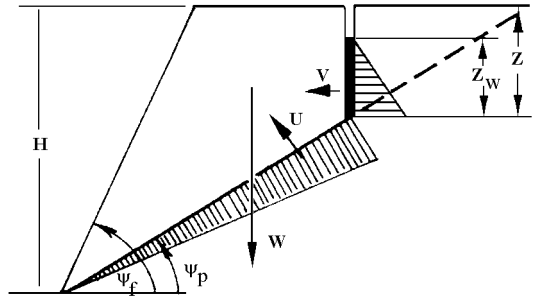


Fig. 6 – Modelo geral de rotura planar assinalando as forças instabilizadoras (Hoek e Bray, 1994).

Nesse modelo, o coeficiente de segurança é avaliado através da expressão:

$$FS = \frac{c'A + (W.cosi - U - V.seni).tg\phi'}{W.seni + V.cosi} \quad (1)$$

onde:

– *c'* e ϕ': parâmetros resistentes do terreno que sofre rotura por corte;
– *i*: declive do plano de rotura (ψ_p na Figura 6);
– *A*: comprimento da superfície de rotura por corte - *A = (H - Z) cosec i,* onde *H* é a altura do trecho de talude instável e *Z* a altura da fenda de tracção que delimita o bloco;
– *W*: peso do terreno potencialmente instável;
– *V*: pressão hidrostática - $V = 1/2.\gamma_w.Z_w^2$, onde γ_w é o peso volúmico da água e z_w a altura da coluna de água na fenda;
– *U*: força de impulsão da água actuante a partir do plano de rotura - $U = 1/2.\gamma_w.Z_w.(H - Z).cosec\ i$.

Supondo que no momento da rotura não havia incremento de pressões intersticiais ao longo da superfície de rotura nem a fenda estava preenchida por água, a expressão (1) é simplificada para:

$$FS = \frac{c'A + (W.cosi).tg\phi'}{W.seni} \quad (2)$$

Resolvendo a expressão (2) em ordem à coesão e fixando o ângulo de atrito dos siltes em 30°, valor pouco superior à média dos valores resultantes das três amostras retiradas no local, calculou-se, na situação de equilíbrio limite, o par de valores: *c'* = 61,0 kPa; ϕ'= 30°, compatíveis com os valores obtidos nos ensaios realizados em laboratório.

Aqueles resultados levam a admitir que a rotura por corte da zona mais superficial dos terrenos siltosos expostos na face do talude não basta para explicar o início do movimento, uma vez que o mesmo se teria desencadeado imediatamente caso a fenda já atingisse a base do bloco. Considerando, por princípio, a fenda aberta na sua totalidade, o movimento teria forçosamente de ocorrer, não sendo sequer necessário considerar a presença instabilizadora de pressões hidrostáticas. Assim, pode-se concluir que, no momento anterior à rotura, a fenda não estaria totalmente formada.

Um exemplo geometricamente semelhante, no qual se aplica um modelo de rotura por tracção em situação de equilíbrio limite, é apresentado por Marques (1997), que descreve o caso de um bloco susceptível de tombar comparando as forças actuantes, instabilizadoras, com as forças resistentes. No caso presente conhecia-se com razoável aproximação a espessura da zona húmida do maciço, bem visível após o desmoronamento, correspondendo assim à altura máxima da coluna de água, bem como a profundidade máxima da subescavação das camadas inferiores da cornija rochosa.

Na condição de equilíbrio limite, o momento motor total (M_M) é numericamente igual ao momento resistente total (M_R) e de sentido contrário. O primeiro é igual à soma do momento devido ao peso do bloco em consola (M_W) com o devido à pressão hidrostática (M_V). Por seu lado, o segundo é igual à soma do momento resultante da resistência à tracção mobilizada ao longo da secção basal (M_b) com o devido à resistência à tracção ao longo do plano da fenda que se forma atrás do bloco (M_f).

Voltando ao perfil apresentado na Figura 5, considerando o eixo de rotação no fundo de uma subescavação com 3 m de profundidade e não entrando em linha de conta com a altura de terreno supostamente saturado, uma vez que se desconhece se a fenda interessava ou não aquela zona inferior do bloco em consola antes da rotura, o momento motor total corresponde, apenas, ao momento devido ao peso do bloco. Assim, vem que:

$$M_W = W.b \tag{3}$$

sendo b o braço do momento

Para o cálculo do momento resistente total considerou-se:

$$M_b = \sigma_t . l_b^2 . t/2 \tag{4}$$

sendo: σ_t a resistência à tracção na base do bloco, l_b a largura da base de apoio do bloco e t a espessura unitária do mesmo.

Por necessidade de resolução destes cálculos introduz-se aqui uma simplificação: a de considerar a resistência à tracção ao longo da fenda, incluída na expressão seguinte, equivalente à mesma resistência na secção basal onde, como se sabe, o bloco calcarenítico assenta sobre terrenos silto-argilosos cuja resistência à tracção é, em princípio, inferior. Contudo, devido à pequena largura da base de apoio, o resultado final será sempre, neste caso, de reduzida expressão, não influenciando grandemente o valor final do momento resistente total.

$$M_f = \sigma_t . h^2 . t/2 \tag{5}$$

sendo: h o comprimento de plano ainda não cortado pela fenda e ao longo do qual a resistência à tracção é mobilizada.

Se h fosse igual a 20 m, isto é, se a fenda se formasse de uma só vez por tracção ao longo de um plano vertical localizado atrás do bloco, o terreno seria caracterizado por uma resistência à tracção média de cerca de 6 kPa, valor inferior em duas ordens de grandeza em relação à média obtida laboratorialmente para estes materiais no estado seco. Considerando a fenda com 16 m, ou seja, que a rotura se dá ao longo de 4 m de maciço, a resistência à tracção necessária passaria a ser de 130 kPa, isto é, na gama de valores mais baixos obtidos em alguns provetes ensaiados no estado "saturado". Admitindo que a fenda se desenvolve de cima para baixo, a zona ainda não traccionada corresponderia aos estratos areno-carbonatados inferiores, que se encontrariam saturados, como se viu após o movimento e, portanto, com a sua menor resistência à tracção.

Apesar de algumas simplificações necessárias para se avançar com estes cálculos, pode-se concluir que, no momento da ocorrência do movimento, o bloco em consola já se encontraria parcialmente separado do resto do maciço por uma fenda de tracção com cerca de 16-17 m de profundidade. O movimento foi imediatamente precedido pela rotura por tracção dos 3-4 m que restavam para que o bloco pudesse rodar pela base e tombar. O mesmo pode ter acontecido de duas maneiras distintas (Figura 7):

a)

b)

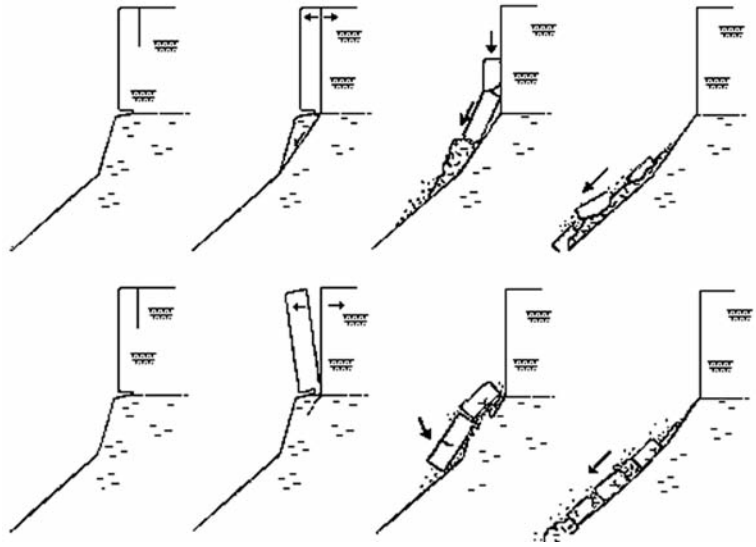


Fig. 7 – Possíveis movimentações do "painel" areno-carbonatado logo após se completar a rotura por tracção.

a) Estando a fenda totalmente formada, o peso do "painel" destacado actuaria imediatamente nos siltes sobre os quais assentava. A força correspondente a esse peso concentrar-se-ia sobre aqueles terrenos ao longo de uma base, apenas com cerca de 1,5 m de extensão. Essa concentração de tensões compressivas induziria o esmagamento da zona de siltes argilosos adjacentes, ao mesmo tempo que se formaria uma superfície de corte dirigida para fora do talude. Todos estes fenómenos teriam de ser suficientemente rápidos para que o "painel" que, como se verificou, se encontrava desapoiado na vertical do centro de gravidade, não tombasse completamente.

b) Assim que fosse vencida a resistência à tracção da zona ainda não atravessada pela fenda, o painel começaria imediatamente a tombar. A deformação por compressão dos siltes argilosos que contactavam com a base de apoio do painel rochoso seria, porventura, muito mais intensa, mas não chegaria a haver rotura por corte uma vez que o tombamento seria suficientemente rápido. Nestas condições, será de admitir que a superfície plana observada nos siltes para baixo da secção basal da cornija rochosa seja devida a alisamento por fricção do bloco tombado ao deslizar na direcção do sopé da vertente.

5.2 – Desmoronamento de Fevereiro/98

Cerca de 500 m a norte do local da ocorrência descrita em 5.1, a formação areno-carbonatada que constitui a parte superior do talude encontra-se muito reduzida, apresentando uma faceta subvertical com apenas 8 m de altura (Figura 8).

Conforme se esquematiza na Figura 9, o destaque do bloco deu-se segundo uma superfície complexa, formada por três planos: dois deles, subverticais, parecem corresponder a duas fendas de tracção bem distintas; o terceiro plano, com uma inclinação de cerca de 62º, une os outros dois.

O bloco instabilizado não se apresentava em consola sobre os siltes argilosos, aspecto que se observa nos trechos de escarpa adjacentes. Tal resulta do mesmo trecho de escarpa já ter sido afectado por recuo anterior, em 1988, com destaque e queda de "painel" areno-calcário, o qual soterrou parcialmente um edifício de habitação (Lamas e Rodrigues-Carvalho, 1994).

O desmoronamento de Fevereiro de 1998 pode ter sido desencadeado por corte do terreno carbonatado compreendido entre as duas fendas de tracção. As forças actuantes terão sido o peso próprio da massa separada, eventualmente auxiliada pela pressão hidrostática na extremidade inferior da mesma.

Fig. 8 – Aspecto do trecho superior da escarpa imediatamente após a ocorrência de Fevereiro/98.

A cicatriz exposta após o último movimento apresentava-se, em cerca de 1 m a partir da base, manchada de humidade. Admitindo ser esta a altura da toalha de água suspensa, a mesma corresponderia à do terreno saturado e a fenda aí existente, no caso de se encontrar já aberta, estaria com uma altura de coluna de água equivalente.

A fenda de tracção superior cortava uma camada areno-margosa com cerca de 2,5 m de espes - sura, caracterizada por um peso volúmico seco médio de 15,8 kN.m^{-3}. O restante maciço era constituído, na sua totalidade até ao topo dos siltes argilosos subjacentes, por um material friável, mais rico em finos e homogéneo, com um peso volúmico seco de cerca de 15,5 kN.m^{-3}. A faceta inclinada deixada exposta após a rotura, intersectava este último material. A partir de algumas amostras provenientes desta zona inferior do trecho escarpado em estudo (SAb) obtiveram-se, sob condições drenadas, os parâmetros resistentes atrás apresentados (Quadro 3).

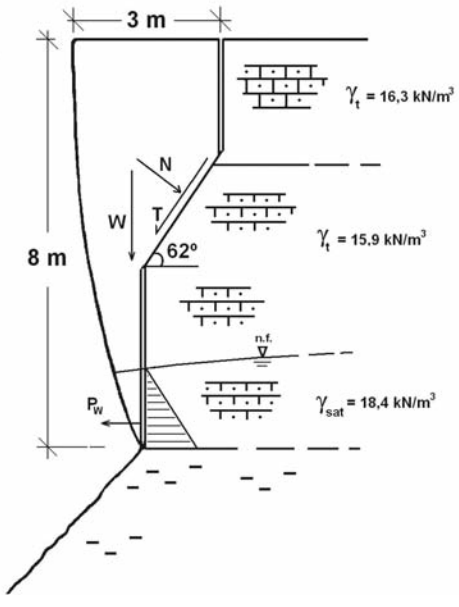


Fig. 9 – Reconstituição do perfil transversal do bloco destacado na ocorrência de Fevereiro/98, mostrando as forças postas em jogo.

Considerando um bloco destacado de espessura unitária e 3 m de largura no topo, o seu peso seria de cerca de 228,2 kN. Para o cálculo admitiu-se um teor em água de 5,0 %, idêntico ao avaliado para a ocorrência descrita em 5.1, nos 7 m superiores, e considerou-se o terreno saturado, no metro inferior.

Na retroanálise do mecanismo de rotura, tomou-se para valor de ângulo de atrito o obtido no ensaio de corte directo efectuado (33°). Considerou-se que não existiria uma força de impulsão da água actuando ao longo da hipotética superfície de corte, uma vez que não se observaram evidências de humidade na mesma, e desprezou-se uma eventual pressão hidrostática na extremidade inferior do bloco. Resolvendo a expressão (2) em ordem à coesão, obtêm-se os seguintes parâmetros resistentes: c' = 50,7 kPa; ϕ'= 33°, o que é perfeitamente admissível, tendo em conta os parâmetros físicos e mecânicos determinados em laboratório.

6 – CONCLUSÕES

Entre S. Pedro da Trafaria e o IC 20 distinguem-se, no trecho setentrional da arriba fóssil da Costa de Caparica, dois tipos de perfis consoante ocorram ao nível da crista camadas areno-carbonatadas, ou camadas silto-argilosas. Em cerca de quatro quintos da sua extensão, o mesmo trecho é caracterizado por um perfil simples, formado por um segmento inferior de declive variável, côncavo e, por cima deste, uma faceta vertical, arenítica a calcarenítica. Neste último caso, a evolução encontra-se na dependência de quedas esporádicas de painéis ou colunas de rocha de dimensões variáveis e, aí, a taxa de recuo ao nível da crista no último meio século foi avaliada em cerca de 2 $cm.ano^{-1}$, no mínimo. Assim, observa-se um recuo de tipo paralelo na parte superior do talude durante o qual a zona da crista, rochosa, se mantém vertical. Os terrenos subjacentes àquelas camadas rochosas, muito mais brandos e alteráveis devido à predominância de minerais argilosos na sua composição, tendem a acompanhar o mesmo recuo, não possibilitando a acumulação de materiais deslocados, pelo menos nas zonas mais altas. Estes materiais vão-se depositando já próximo do sopé, de onde serão remobilizados pelas águas da chuva, por exsurgências a meia encosta ou pela actividade agrícola.

Alguns mecanismos de rotura responsáveis por aquele recuo foram explicados através da retroanálise de dois importantes movimentos ocorridos no segmento de Sto. António de Caparica: um, ocorrido por tombamento de um grande "painel" rochoso em torno de um eixo de rotação localizado no fundo de uma subescavação resultante de erosão interna, logo seguido, eventualmente, por corte das camadas silto-argilosas subjacentes; o outro, desencadeado por corte de uma secção do próprio maciço que constitui a faceta carbonatada superior. Os dois movimentos analisados são característicos da evolução desta escarpa e a sua retroanálise deu resultados compatíveis com os dos ensaios de laboratório efectuados.

7 – REFERÊNCIAS

Hoek, E. e Bray, J.W. Rock slope engineering. Chapman & Hall (publ. for the Institution of Mining and Metallurgy), London, 3rd ed., 358 p., 1994.

Lamas, P. C. Os taludes da Margem Sul do Tejo - Evolução geomorfológica e mecanismos de rotura. Dissertação de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, 378 p., 1998.

Lamas, P. C. e Rodrigues-Carvalho, J.A. A case of landslide hazard zonation in Almada county. Balkema, Rotterdam, 7th. International IAEG Congress, Lisboa, pp.2239-2243, 1994.

Marques, F. M. F. As arribas do litoral do Algarve. Dinâmica, processos e mecanismos. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Lisboa, 556 p., 1997.

INFLUÊNCIA DA PRECIPITAÇÃO NA OCORRÊNCIA DE DESLIZAMENTOS EM COIMBRA, NOS ÚLTIMOS 139 ANOS

Influence of the precipitation on the occurrence of landslides at Coimbra, in the last 139 years

Mário Quinta Ferreira*
Luís J. L. Lemos**
Luís F. M. Pereira***

RESUMO – Neste estudo são analisados os dados da precipitação em conjunto com os registos de deslizamentos ocorridos na zona de Coimbra, procurando definir a relação entre a precipitação e a ocorrência de deslizamentos. Os dados relativos aos deslizamentos foram obtidos essencialmente a partir de artigos em jornais da região. Os dados relativos à precipitação provêm dos registos do Instituto Geofísico da Universidade de Coimbra, situado na cidade de Coimbra, e abrangem o intervalo de tempo desde 1864 a 2003.

Os resultados obtidos permitem concluir que os deslizamentos ocorrem quando a precipitação é consideravelmente superior aos valores médios. Foi também possível demonstrar que os picos de precipitação são de extrema importância como mecanismo iniciador de instabilizações. Determinou-se o intervalo médio de recorrência para os anos com precipitação acumulada mais elevada, geralmente associada a um maior número de casos de instabilizações. Foi também possível definir um limiar inferior de precipitação capaz de provocar deslizamentos, de acordo com a metodologia de Chleborad (2000).

SYNOPSIS – In this study the precipitation data related with landslides occurrence in the area of Coimbra are analysed, in an attempt to get a relation between the precipitation intensity and landslide occurrence. The landslide occurrence was obtained mainly consulting old regional newspaper. The precipitation data for the interval period from 1864 to 2003 were facilitated by the Geophysical Institute of the University of Coimbra. The results permit to conclude that the landslides take place when the rainfall is higher than the mean values. It was also possible to prove that the maximum intensity rainfall is the trigger mechanism for landslides. The year accumulated rainfall for the mean return period, are normally associated with higher rates of landslides. It was also possible to define the lower bound rainfall able to trigger landslides, following the methodology of Chleborad (2000).

PALAVRAS-CHAVE – Riscos naturais; precipitação; deslizamentos; Coimbra.

1 – INTRODUÇÃO

Ao longo dos tempos a região de Coimbra tem sido afectada por diversos episódios de deslizamentos tendo sido particularmente relevante o Outono-Inverno de 2000-2001. A intensa precipitação que se fez sentir desde o mês de Outubro de 2000, até ao mês de Março de 2001 (Ganho, 2002), foi uma causa fundamental para o grande número de deslizamentos ocorrido (Lemos et al., 2001; Lourenço e Lemos, 2001; Quinta Ferreira et al., 2002, 2003, 2004; Quinta Ferreira e Quinta Ferreira, 2003).

* Dep. Ciências da Terra, Universidade de Coimbra – mqf@dct.uc.pt
** Dep. Engenharia Civil, Universidade de Coimbra – llemos@dec.uc.pt
*** Dep. Ciências da Terra, Universidade de Coimbra – lfp@ci.uc.pt

Neste estudo procurou-se identificar a ocorrência de episódios semelhantes no passado, de modo a entender e avaliar a distribuição deste tipo de ocorrências no tempo. Procurou-se então obter informação exaustiva de registos de deslizamentos e de dados da precipitação na zona de Coimbra.

Os dados relativos às datas de ocorrência dos deslizamentos foram obtidos pesquisando nos arquivos de jornais e periódicos de região de Coimbra, existentes na Biblioteca Geral da Universidade de Coimbra e na Biblioteca Municipal de Coimbra. As publicações consultadas foram: "Diário de Coimbra", "Correspondência de Coimbra", "Comércio de Coimbra", "O Conimbricense", "O Marchante", "Notícias de Coimbra", "A Defesa", "Gazeta de Coimbra", e o "Jornal de Coimbra". Entre o ano de 1896 e a década de 30 encontraram-se essencialmente publicações com carácter irregular ou de curta duração temporal, o que dificultou bastante a obtenção de dados. A partir da década de 30 encontraram-se publicações periódicas regulares, de que se destaca o "Diário de Coimbra".

Os dados relativos à precipitação provêm dos registos do Instituto Geofísico da Universidade de Coimbra (IGUC), na Av. Dias da Silva, no Centro da cidade de Coimbra, e abrangem o intervalo de tempo desde 1864 a 2003. A compilação dos dados da precipitação e das instabilizações durou mais de 6 meses a tempo inteiro.

Identifica-se 135 deslizamentos ocorridos na zona de Coimbra, no período de tempo entre os anos de 1896 e 2003. O critério de selecção foi o de consistirem em instabilizações naturais, isto é, que não tivessem resultado de causas directamente relacionadas com actividades humanas, nomeadamente rebentamento de canos, construção de muros, escavações, regas, entre outras.

Em cerca de 5 meses (de Novembro de 2000 a Março de 2001), foram relatados nos jornais 53 deslizamentos, o que constitui aproximadamente 40% dos deslizamentos de que se encontrou registo jornalístico, desde 1896 até à actualidade.

Está ainda em curso a recolha de dados e a análise das condições geológicas, geotécnicas e geomorfológicas da região, em particular das zonas instabilizadas, no sentido de avaliar as condições mais propícias à ocorrência de novos deslizamentos na região de Coimbra.

2 – CARACTERÍSTICAS DA PRECIPITAÇÃO

Os dados da precipitação foram analisados desde o início dos registos no IGUC, em Setembro de 1864. A precipitação média mensal mostra que chove mais no Outono e no Inverno, com valores acima de 100mm entre os meses de Outubro e Março. O mês com precipitação mais elevada é o de Dezembro com 125mm. No entanto, se se analisarem os valores máximos da precipitação mensal, verifica-se que variam entre 464mm no mês de Novembro de 1963 e 68,8mm em Julho de 1988, o que mostra que mesmo nos meses pouco chuvosos podem ocorrer precipitações muito intensas. Esta observação é confirmada pelos máximos de precipitação diária (MáxD).

A distribuição da precipitação diária média (PDM) entre os anos de 1864 e 2003, mostra-se na Figura 1, em que também está representada a linha correspondente à média da precipitação diária (MédD) obtida para o IGUC, que é de 2,65mm.

A Figura 1 e o Quadro 1 mostram um ciclo anual de precipitação com 7 meses, de Outubro a Abril, exibindo precipitação diária média acima de 2,65mm e 5 meses com valores abaixo da média, de Maio a Setembro.

Da análise da Figura 1 conclui-se que dos 7 meses com precipitações mais elevadas, o valor mínimo da precipitação diária média (PDM) encontra-se acima de 2,65mm e o valor máximo abaixo de 5mm, com excepção de 3 dias (11 de Novembro, 8 de Dezembro e 8 de Janeiro que apresenta o maior valor com 5,6mm). Nos 5 meses, de Maio a Setembro, com valores da precipitação diária média (PDM) abaixo da média da precipitação diária (MPD = 2,65mm), as menores precipitações situam-se entre a última quinzena de Julho e a primeira de Agosto, com os valores mínimos da precipitação diária média (PDM) abaixo de 0,1mm, em 10 e 11 de Agosto.

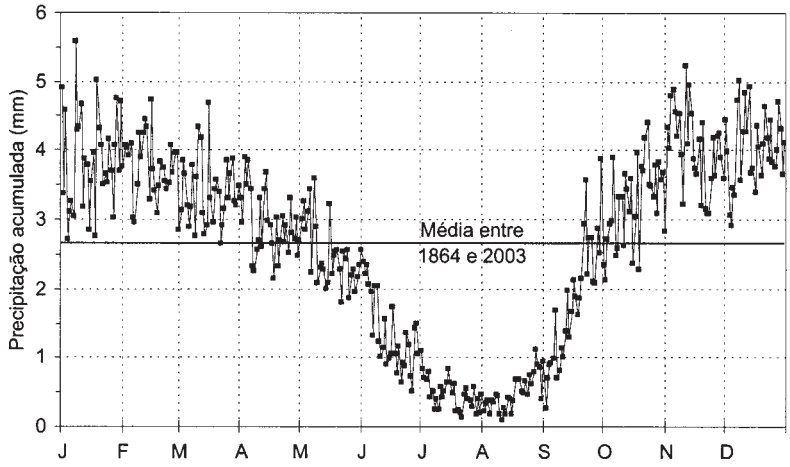


Fig. 1 – Precipitação diária média (PDM) entre 1864 e 2003.

Quadro 1 – Precipitação média mensal (PMM), média diária (PMD) e máximo de precipitação diário entre 1864 e 2003, para o IGUC. Dados em mm.

\Mês Precipitação	**Jan**	**Fev**	**Mar**	**Abr**	**Mai**	**Jun**	**Jul**	**Ago**	**Set**	**Out**	**Nov**	**Dez**
Média Mensal	**120**	**106**	**105**	**88**	**78**	**42**	**15**	**15**	**53**	**102**	**120**	**125**
Mínimo	0,6	0,0	0,0	0,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,3	1,6	1,1
Máximo	375	378	294	295	197	155	69	80	220	296	464	409
Ano	2001	1902	1937	1884	1931	1988	1988	1885	1868	1960	1963	1934
Média Diária	**3,9**	**3,8**	**3,4**	**2,9**	**2,5**	**1,4**	**0,5**	**0,5**	**1,8**	**3,3**	**4,0**	**4,0**
Mínimo	2,7	3,0	2,6	2,1	1,8	0,5	0,1	0,1	0,3	2,1	2,8	2,9
Máximo	5,6	4,7	4,7	3,9	3,6	2,6	1,1	1,1	3,9	4,4	5,2	5,0
Máximo Diário	**73,5**	**66,8**	**64,8**	**62,6**	**99,0**	**56,2**	**38,9**	**50,5**	**120,4**	**71,3**	**108,0**	**93,1**
Dia	3	11	21	3	2	28	1	19	30	15	11	21
Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez
Ano	1877	1900	1924	1960	1931	1974	1902	1977	1936	1979	1963	1989

Como se procurou avaliar a influência da precipitação, em particular da acumulada no desencadear de deslizamentos, passou-se a considerar que o início de Agosto seria o começo da análise. Nos cálculos e gráficos da precipitação acumulada anual que se passaram a realizar, considerou-se o início no dia 1 de Agosto, pelo que os valores acumulados se referem a dois anos civis consecutivos, de Agosto a Dezembro de um ano e de Janeiro a Julho do ano seguinte, e que se passou a designar por ano hidrológico. Com este procedimento procurou-se efectuar uma análise contínua da precipitação, sem interromper a sua continuidade nos meses em que é mais significativa. Seguindo a metodologia apresentada, a precipitação anual média (M) de Agosto a Julho entre os anos de 1864 e 2003 é de 968mm, com um máximo de 1716mm em 1935-36 e um mínimo de 468mm em 1952-53. O desvio padrão (DP) é de 250mm.

3 – RELAÇÃO ENTRE A PRECIPITAÇÃO E OS DESLIZAMENTOS

3.1 – Tipo de distribuição das ocorrências

Os valores de precipitação acumulada dos 139 anos hidrológicos que constituem a nossa base de dados podem ser considerados como medições repetidas de uma variável. Geralmente, as curvas de distribuição de frequências geradas a partir de uma população natural adoptam uma forma de sino, isto é, os valores distribuem-se em redor de um valor central, e a frequência de ocorrência diminui para cada um dos lados, denominando-se como curvas de distribuição normal. É frequente assumir-se que variáveis aleatórias assumem curvas de distribuição normais.

Numa curva normal de distribuição de frequências considera-se que a área subjacente à curva é igual a 1 (ou 100%). Outras características destas curvas é de que 68,27% dos elementos que constituem a amostra (população) se distribuem ao longo do intervalo definido por um desvio padrão acima e abaixo da média (intervalo 1), e de que 95% se situam no intervalo delimitado por dois desvios padrão acima e abaixo da média (intervalo 2), e de que mais de 99% se distribuem ao longo do intervalo que se estende 3 desvios padrão para cada lado da média (intervalo 3).

Na Figura 2 pode-se analisar o número de instabilizações em função das cinco classes de precipitação definidas, tendo cada uma das classes tem a amplitude de um desvio padrão.

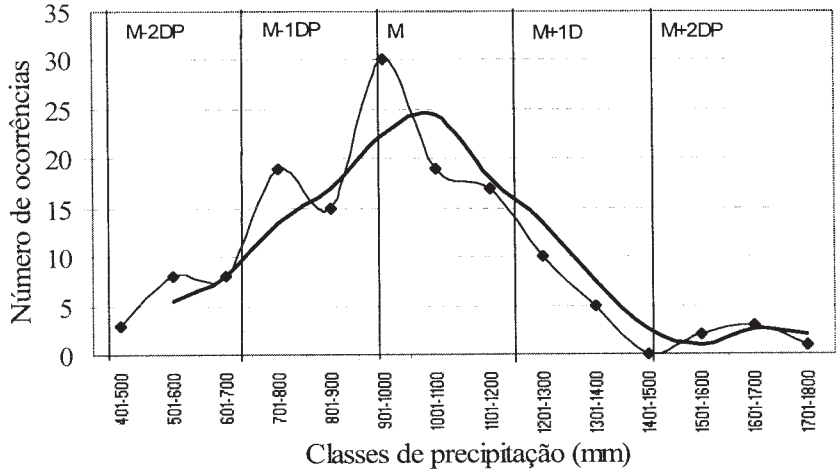


Fig. 2 – Classes de precipitação versus número de instabilizações.

Apesar do gráfico da Figura 2 ser ligeiramente assimétrico, 72,7% dos elementos que constituem a população situam-se no primeiro intervalo, 93,53% situam-se no segundo intervalo e 100% situam-se no terceiro intervalo, o que permite concluir que se trata de uma distribuição normal de frequências.

Na Figura 3 são apresentados os valores da precipitação acumulada (de Agosto a Julho) para os 139 anos disponíveis. São também representadas as linhas correspondentes à média (968mm), à média acrescida e diminuída de 1 desvio padrão (1218mm), e à média acrescida e diminuída de dois desvios padrão (1467mm).

Da análise da Figura 3 pode-se concluir que apenas em 20 dos 139 anos se obteve uma precipitação acumulada superior a um desvio padrão acima da média. Se considerarmos apenas os anos com precipitação acumulada com valores de dois desvio padrão acima da média (1467mm) temos apenas 6 anos (1876, 1935, 1959, 1965, 1976 e 2000) dos 139 analisados.

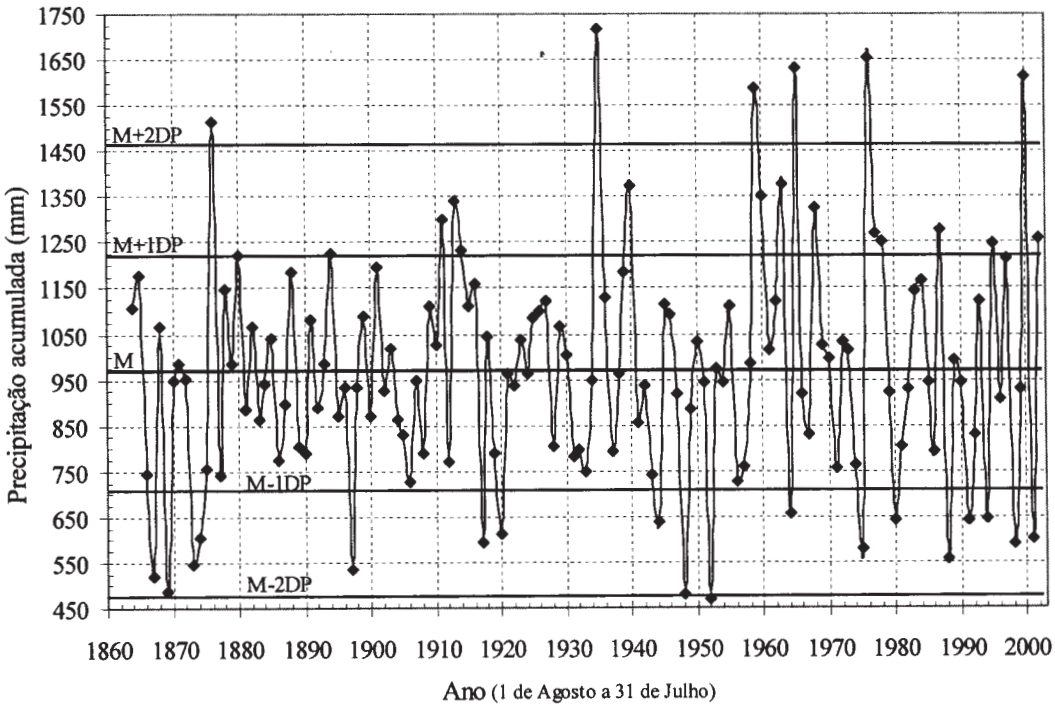


Fig. 3 – Precipitação acumulada (de 1 de Agosto a 31 de Julho) para os 139 anos disponíveis.

3.2 – Sequências de precipitação anteriores às instabilizações

No desencadear das instabilizações conta essencialmente a quantidade de precipitação que antecede a ocorrência, pois que a água acumulada no solo é a principal responsável pela redução do factor de segurança dos taludes.

Procurando avaliar a importância e intensidade das chuvas que antecederam alguns deslizamentos, foram definidas as sequências de dias com chuva e sem chuva, anteriores às ocorrências, com base nos registos diários. No Quadro 2 apresentam-se algumas das sequências obtidas, indicando-se os dias com e sem precipitação, a quantidade total de precipitação, a precipitação média durante o período de chuva, bem como o dia com maior precipitação na sequência. É também indicado o número de instabilizações ocorrido e a sua data de ocorrência.

Para as sequências de dias com chuva em que ocorreram instabilizações, comparando os valores de precipitação média com os valores de precipitação diária média (PDM) entre 1865 e 2003, para os mesmos dias do ano, verifica-se que os valores de precipitação que estiveram na origem das instabilizações são muito superiores aos da precipitação diária média (PDM). O desvio percentual para os mesmos dias do ano é apresentado na Figura 4.

Da análise do gráfico da Figura 4 conclui-se que, exceptuando 9 casos em que o desvio percentual é inferior a 100%, na grande maioria dos casos (72) a precipitação média diária nesses períodos de chuva foi superior à precipitação média diária entre 1865 e 2003. No entanto, em duas datas (11/04/1896 e 12/04/1909) foi impossível definir um período de chuvas, uma vez que, no primeiro dos casos, a 11/04/1896, não chovia há 20 dias, enquanto que no segundo caso, a 12/04/1909, tinham chovido apenas 4,9 mm nos últimos 11 dias, tendo ocorrido essa precipitação 5 dias antes do deslizamento (a 07 de Abril). Considera-se que para estes dois casos havera outras causas, que não conseguimos identificar, que poderão estar na origem destas situação anómalas.

Quadro 2 – Registos dos dias "com" precipitação e "sem" precipitação, da quantidade de precipitação, do valor médio diário (Méd) e do máximo (Máx) para algumas instabilizações.

Ano		Precipitação					Instabilizações	
Dias com	**Dias sem**	**Datas**	**Total (mm)**	**Méd (mm)**	**Máx (mm)**	**Dia**	**n.º**	**Data**
1906								
10	1	10-19 Fev	57,6	5,8	11,7	11 Fev		
4	1	21-24 Fev	25,3	6,3	19,4	22 Fev		
3		26-28 Fev	28,2	9,4	23,7	27 Fev	1	28 Fev
1913								
19	1	20 Out-7 Nov	209	11,0	39,2	31 Out	1	30 Out
7	1	9-15 Nov	45	6,4	14,9	12 Nov		
1	4	17- Nov	0,3	0,3				
3		22-24 Nov	4,2	1,4	2,2	23 Nov		
1941								
3	8	31 Dez-2 Jan	89	29,7	64,3	01 Jan		
3	1	11-13 Jan	13,2	4,4	10	11 Jan		
7		15-21 Jan	95,5	13,6	57,4	20 Jan	1	21 Jan
1966								
15		8-22 Jan	195,4	13,0	42,4	19 Jan	1	22 Jan
23		8-30 Jan	234,5	10,2	42,4	19 Jan	1	30 Jan
28	1	8 Jan-4 Fev	247,3	8,8				
18		6-23 Fev	281	15,6	39,9	12 Fev	3	15,19,21 Fev
	1						1	2 Fev
2000/2001								
1	2	31- Out	19,4	19,4				
7	3	3-9 Nov	97,6	13,9				
5	2	13-17 Nov	39,7	7,94				
8	1	20-27 Nov	67,2	8,4	27,4	25 Nov	1	24 Nov
13	1	29 Nov-11 Dez	179,4	13,8	43,8	06 Dez	5	30 Nov 1,2,3,5 Dez
3	3	13-15 Dez	29,3	9,8				
1	1	19- Dez	0,7	0,7				
18	1	21 Dez-7 Jan	252,3	14,0	61,5	05 Jan	8	23,26,27,29 Dez 2,4,5,6 Jan
4	2	9-12 Jan	36,9	9,2				
5	2	15-19 Jan	20,5	4,1				
7		22-28 Jan	184,7	26,4	62,6	26 Jan	10	24,26,27,28 Jan
6		4-9 Fev	104,3	17,4	55,9	06 Fev	4	6,7,8 Fev
14	3	27 Fev-12 Mar	147,2	10,5	32,9	04 Mar	5	2,4,5,6,10 Mar
1	1	16 Mar	22,8	22,8				
13	2	18-30 Mar	72,5	5,58				
1	1	02 Abr	5,6	5,6				

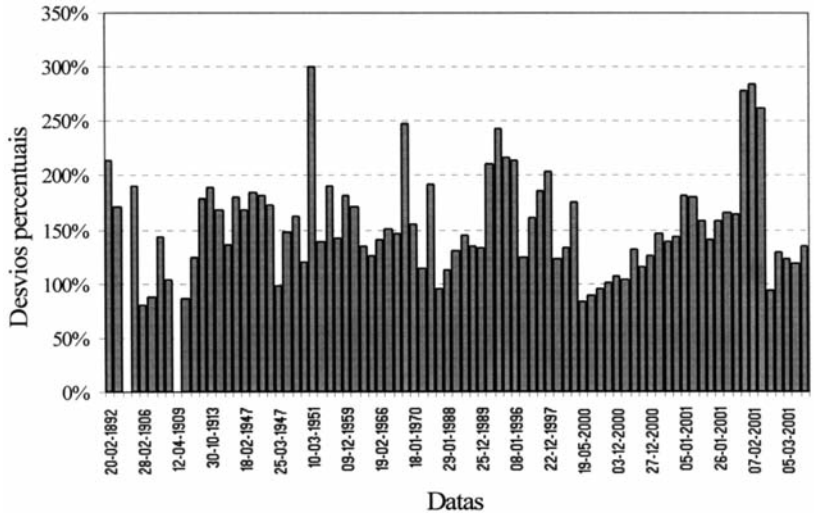


Fig. 4 – Desvios percentuais entre as médias da precipitação desde o início do período de chuvas com a precipitação diária média (PDM) entre 1865 e 2003, para os mesmos dias do ano em que ocorreram instabilizações.

A esmagadora maioria das instabilizações ocorreram após precipitações com desvios percentuais em relação à média para os mesmos dias do ano, acima dos 100%, com os valores mais frequentes rondando os 150%, podendo mesmo atingir os 300%.

3.3 – Índice de Recorrência

O índice de recorrência (R), é um parâmetro que permite determinar o intervalo médio de recorrência (em anos) de um determinado valor de precipitação acumulada.

Baseado nos registos dos valores de precipitação acumulada de cada ano hidrológico, desde 1865 até 2003, foi determinado o índice de recorrência médio da precipitação acumulada, na zona de Coimbra, com base nos dados do Instituto Geofísico da Universidade de Coimbra (IGUC), e que se encontra representado na Figura 5.

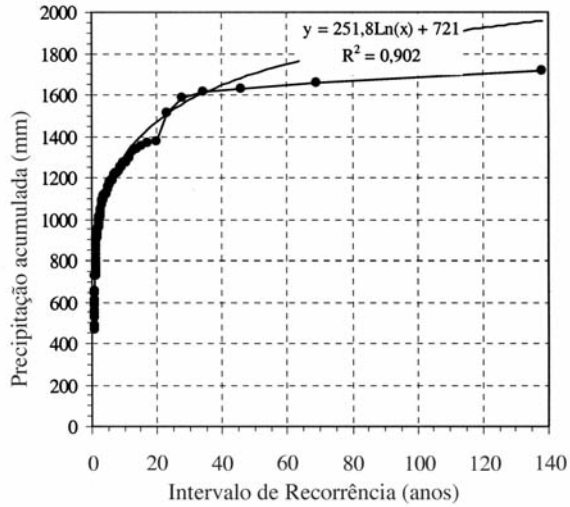


Fig. 5 – Índice de recorrência médio para a precipitação anual (Agosto a Julho) para os dados do IGUC.

De acordo com o gráfico, o intervalo médio de recorrência previsto para um valor de precipitação anual de 1200mm, valor acima do qual se verifica um aumento significativo do número de instabilizações, é de 6,5 anos. Para um valor de precipitação de 1600mm (aproximadamente o valor do ano 2000-01), o intervalo médio de recorrência é de cerca de 30 anos. A existência de apenas quatro anos com precipitação acima dos 1600mm, permite que ocorra um desfasamento significativo entre a curva logarítmica calculada a os valores de precipitação medidos, para valores do intervalo médio de recorrência acima dos 30 anos. Para um intervalo médio de recorrência de 100 anos, pela linha que une os valores medidos teríamos uma precipitação de 1680mm, enquanto que pela curva logarítmica teórica o valor da precipitação seria cerca 200mm superior, ou seja cerca de 1880mm. O máximo valor de precipitação registado é de 1716mm.

4 – RELAÇÃO ENTRE A PRECIPITAÇÃO E OS DESLIZAMENTOS

4.1 – Precipitação Acumulada Anual

A Figura 6 relaciona o número de instabilizações por ano hidrológico (de 1 de Agosto a 31 de Julho) com a precipitação acumulada para o mesmo período. Pode-se observar que o número de deslizamentos de que se encontrou registo não apresenta uma relação directa com a quantidade de precipitação acumulada anualmente. Verifica-se mesmo a ocorrência de instabilizações em anos com precipitações abaixo da média (968mm).

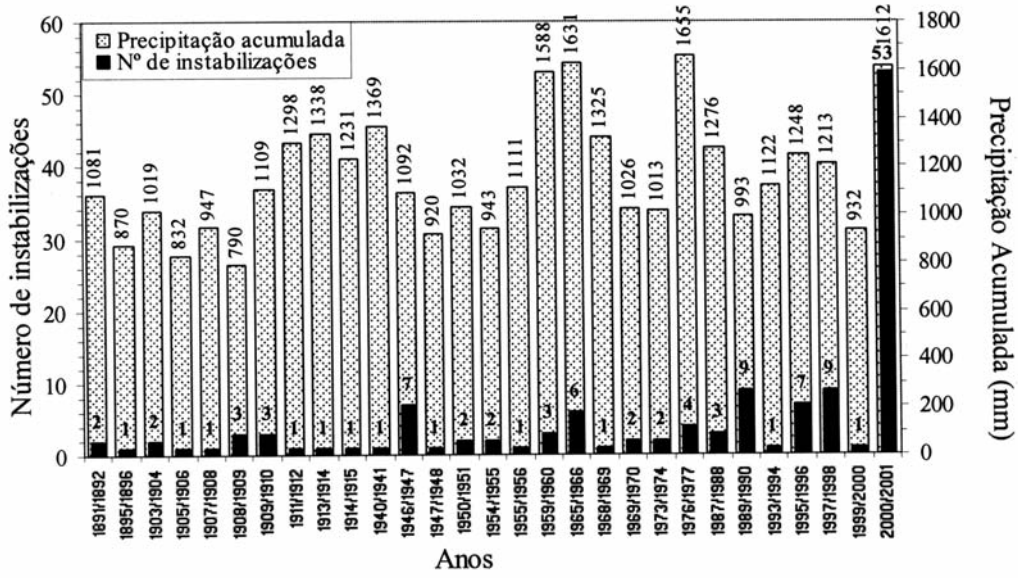


Fig. 6 – Número de deslizamentos e precipitação acumulada anual num gráfico com duplo eixo dos yy.

O ano hidrológico em que a precipitação foi mais elevada foi o de 1935-36 com 1716mm, seguido dos anos de 1976-77 com 1655 mm, 1965-66 com 1631mm e do ano 2000-01 com 1612mm.

Contudo, o ano em que se verificou o maior número de instabilizações foi o ano de 2000-01 com 53 casos, seguido dos anos 1989-90 (993mm) e 1997-98 (1213mm), ambos com 9 instabilizações. Estes dois últimos anos nem sequer figuram na lista dos 10 anos hidrológicos com os maiores valores de precipitação acumulada. A ausência de registos de instabilizações para o ano com maior

precipitação (1934-35) é atribuída à inexistência de jornais publicados com regularidade neste período, não tendo ficado registo das instabilizações que possam ter ocorrido.

Com base nos elementos apresentados pode-se concluir que a intensidade de precipitação em determinados períodos do ano assume maior importância do que a precipitação acumulada anual. Esta interpretação é reforçada pela análise da Figura 7, na qual está representada a curva de precipitação acumulada do ano hidrológico de 2000-01, sendo assinaladas as datas das principais instabilizações. No gráfico verifica-se que as instabilizações ocorreram em períodos com acentuado gradiente da curva, ou seja períodos com precipitação persistente e de intensidade elevada.

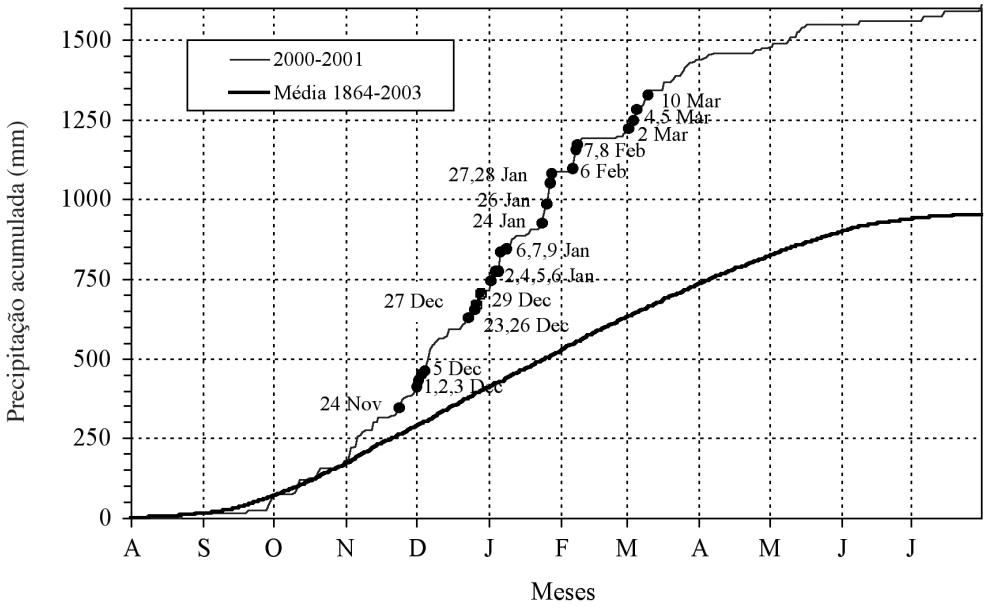


Fig. 7 – Precipitação acumulada no ano hidrológico 2000-01 com indicação das datas das principais instabilizações.

A aplicação do mesmo procedimento a todos os anos em que ocorreram instabilizações permite verificar um padrão semelhante, salvo 3 excepções. Podemos concluir que a generalidade das instabilizações ocorrem nos períodos de precipitação intensa e persistente. Nos casos excepcionais, admite-se que possa ter havido outros factores responsáveis pela instabilização, para além da precipitação, e que não se puderam identificar.

4.2 – Precipitação anterior aos deslizamentos

Para a análise dos dados, na procura de uma possível relação entre a precipitação e os deslizamentos seguiu-se a metodologia proposta por Chleborad (2000). Este autor relaciona a precipitação ocorrida nos 3 dias que antecedem o deslizamento com a precipitação ocorrida nos 15 dias anteriores a esses 3 dias, considerando um nível mínimo de ocorrência de 3 instabilizações por cada 72 horas, sendo assumido que com este nível de ocorrência a precipitação desempenha um papel preponderante na ocorrência dos deslizamentos.

Seguindo o critério antes enunciado, dos 135 casos de deslizamentos identificados, seleccionou-se 65 casos que cumprem este nível de ocorrência. Estes 65 casos situam-se temporalmente entre o dia 3 de Fevereiro de 1977 e o dia 6 de Março de 2001, agrupando-se em nove séries. Foi

Quadro 3 – Datas de deslizamentos que cumprem o nível de ocorrência mínimo 3 por cada 72 horas, e valores de precipitação acumulada nos 3 dias antecedentes ao deslizamento (P-3) e nos 15 dias anteriores a esses 3 dias (P-15).

Data	**P-3 (mm)**	**P-15 (mm)**	**Deslizamento**	**Fonte de informação** Diário de Coimbra-D.C.
3/02/1977	87,9	120,7	Póvoa do Pinheiro; Marco dos Pereiros; Salgueiral; S. Romão.	D. C. pág. 1 e 10, 04/02/1978
21/12/1989	108,5	99,5	Copeira; Rocha Nova; Eiras; Cernache; Condeixa; Algocheira; Rua de Aveiro; R. Lourenço A. de Azevedo.	D.C. pág.6, 2/12/1989
23/12/1989	101,0	111,4	Algocheira.	D.C. pág.6, 9/12/1989
22/12/1997	56,2	78,5	Calhabé; Vale Maio; Bairro de Stª. Apolónia; Casa Branca.	D.C. pág.7, 3/12/1997
1/12/2000	26,4	83,8	Ameal do Campo.	D.C. pág.4, 2/12/2000
2/12/2000	48,6	81,4	EN-1, junto ao hotel D. Luís.	D.C. pág.4, 4/12/2000
3/12/2000	61,3	78,7	Junto à Ponte Rainha Santa Isabel.	D.C. pág.4, 5/12/2000
5/12/2000	26,6	116,8	Av. João das Regras.	D.C. pág.5, 6/12/2000
26/12/2000	24,3	85,9	Antiga estrada de Stª. Clara.	D.C. pág.5, 7/12/2000
27/12/2000	38,0	81,2	Av. Elísio de Moura.	D.C. pág.24, 28 /12/2000
29/12/2000	52,3	89,9	EN-17, entre Poiares e Coimbra.	D.C. pág.3, 30/12/2000
2/01/2001	33,8	120,1	Ip-3, nó de Souselas; descida do Botão.	D.C. pág.6, 3/01/2001
4/01/2001	30,2	150,0	Rua Miguel Torga.	D.C. pág.4, 5/01/2001
5/01/2001	87,8	153,9	EN-1, zona da Geria; Alto de S. João; Casal da Misarela; EN-110, perto de Antanhol; Brasfemes; Souselas; Vilarinho; junto ao hospital Sobral Cid.	D.C. pág.3, 6/01/2001
6/01/2001	71,2	179,3	Quebradas.	D.C. pág.12, 8/01/2001
24/01/2001	73,9	59,2	EN-17, zona da Boiça; Rua Adriano Lucas; junto ao hospital Sobral Cid.	D.C. pág.4, 25/01/2001
26/01/2001	71,3	80,9	Tavarede; Botão; Entre Trouxemil e Sargento-Mor; S. Romão; Rua da Alegria; En-17, cortada para a Lousã; Segade; Ceira; Rua do Brasil; Rib. Frades; Pereira Campo; Formoselha; Santo Varão.	D.C. pág.3, 27/01/2001
27/01/2001	103,1	123,1	Ceira; EN-17, entre Ceira e S.Frutuoso; EN-347, Condeixa.	D.C. pág.3, 28/01/2001
28/01/2001	100,5	110,8	Quimbres.	D.C. pág.6, 30/01/2001
6/02/2001	66,2	184,7	EN-1, cruz dos Carvalhais; Brasfemes; Rua José Castilho.	D.C. pág.4, 7/02/2001
7/02/2001	77,6	192,9	Fontaínhas, Cernache.	D.C. pág.4, 8/02/2001
8/02/2001	89,3	195	Ceira.	D.C. pág.4, 9/02/2001
2/03/2001	35,3	15,2	IP-3, zona do Botão.	D.C. pág.4, 3/03/2001
4/03/2001	56,2	31,3	Souselas.	D.C. pág.3, 5/03/2001
5/03/2001	41,2	50,5	Azinhaga da Ponte, Souselas.	D.C. pág.4, 6/03/2001
6/03/2001	41,8	54,6	Bairro de Stª. Apolónia.	D.C. pág.6, 7/03/2001

calculada a precipitação acumulada nos 3 dias anteriores a cada um dos deslizamentos (P-3), assim como a precipitação acumulada nos 15 dias anteriores a esses 3 dias (P-15), apresentando-se os resultados no Quadro 3 e na Figura 8.

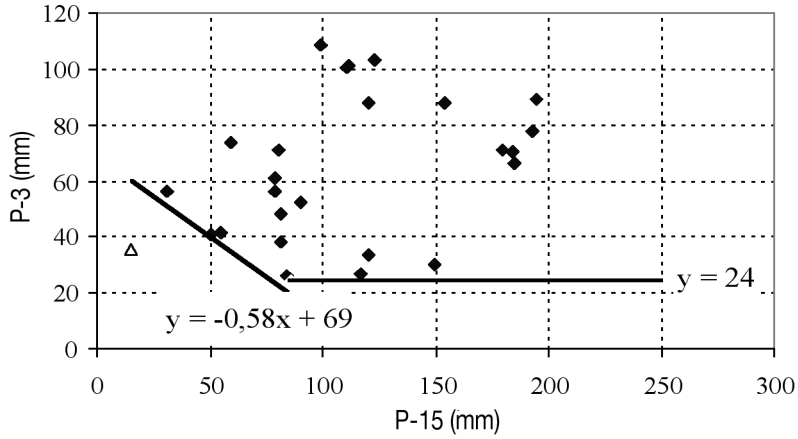


Fig. 8 – Relação entre a precipitação acumulada nos 3 dias anteriores, com a precipitação acumulada nos 15 dias anteriores a esses 3 dias, para as séries de deslizamentos que cumprem um nível de ocorrência mínimo de 3 deslizamentos por cada 72 horas.

Da análise da Figura 8 podemos concluir que a quantidade de precipitação P-15 está relacionada com a quantidade P-3 necessária para provocar deslizamentos. À excepção de um ponto (02/03/01), assinalado no gráfico com um triângulo, é possível definir um limiar inferior de precipitação capaz de provocar deslizamentos com o nível de ocorrência predefinido, em que P-3 diminui com o aumento de P-15. Porém, a partir de um valor de P-15 rondando os 90mm, esta relação deixa de se verificar, bastando um valor de P-3 acima de 24mm para poderem ocorrer deslizamentos.

A semelhança entre o gráfico da Figura 8 e o apresentado no artigo de Chleborad (2000) para as mesmas condições é significativa, pois que no trabalho referido a influência de P-15 deixa de se verificar a partir de um valor que ronda os 75mm, e após esse ponto, bastam cerca de 25 mm de P-3 para ocorrerem deslizamentos. Os dados tratados por Chleborad (2000) referem-se à cidade de Seattle, Washington, nos Estados Unidos da América. Apesar da latitude semelhante e de ambas as cidades terem um clima de influência atlântica, a principal diferença climática reside na ocorrência de temperaturas negativas e queda de neve em Seatle, o que não se verifica em Coimbra.

Sintetizando, pode-se dizer que para o nível de três ocorrências em três dias, abaixo do limiar inferior de precipitação não tendem a ocorrer deslizamentos ou ocorrem muito raramente, enquanto que acima do limiar inferior de precipitação é provável a sua ocorrência.

Para além da relação entre os parâmetros P-3 e P-15, calcularam-se também outras relações com significado semelhante, nomeadamente P-3 e P-10, P-1 e P-3, P-1 e P-7; P-1 e P-10, que foram projectados graficamente, mas que não são aqui apresentados. As principais conclusões retiradas são apresentadas a seguir:

- P-3 vs P-10 – Tal como no gráfico P-3 vs P-15, é possível definir um limiar inferior, com excepção para o mesmo ponto (02/03/01).

- P-1 vs P-3 ; P-1 vs P-7 ; P-1 vs P-10 – A conclusão mais significativa a retirar destes três gráficos é a de que não é essencial que haja precipitação no dia do deslizamento, desde que nos dias anteriores tenha havido precipitação intensa.

Na Figura 9 apresenta-se a projecção de todos os deslizamentos registados, independentemente de cumprirem o nível de ocorrência de 3 deslizamentos em 72 horas.

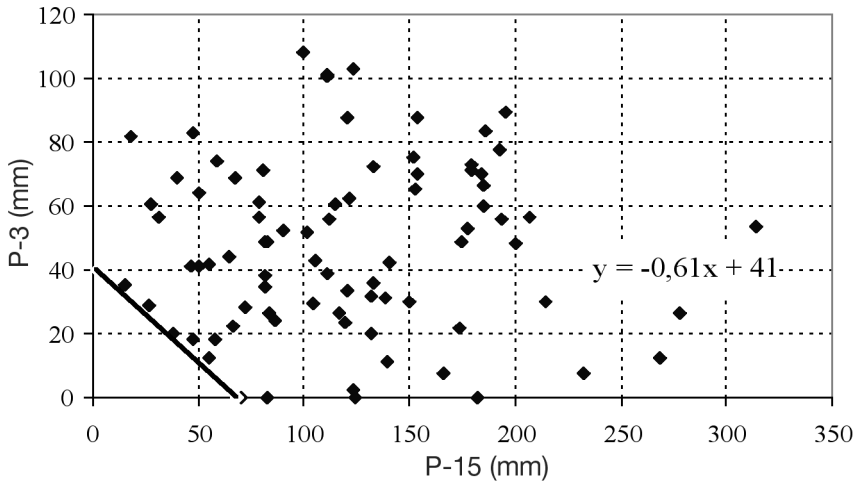


Fig. 9 – Relação entre a precipitação acumulada dos 3 dias anteriores (P-3) com a precipitação acumulada nos 15 dias anteriores a esses 3 dias (P-15) para todos os deslizamentos registados.

A projecção dos parâmetros (P-3 e P-15) para as 80 ocorrências que constituem a nossa base de dados, permitiu definir um limiar inferior de precipitação capaz de provocar deslizamentos, verificando-se que para valores de P-15 superiores a 70mm não é necessário ocorrer precipitação nos 3 dias anteriores ao deslizamento para que este possa ser desencadeado.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo demonstra que a precipitação é extremamente influente no desencadear de instabilizações. Foi possível confirmar para a generalidade dos casos que a intensidade de precipitação altera as condições de estabilidade dos maciços, conduzindo à instabilização. Há no entanto que ter em conta que, para além da precipitação, outros factores que não foram aqui tratados, nomeadamente a litologia, a geomorfologia, o grau de alteração e de fracturação das rochas, a espessura dos solos superficiais, as condições de drenagem a presença e tipo de cobertura vegetal, condicionam também a ocorrência de instabilizações. Contudo, analisando o factor precipitação, conseguiram-se obter diversos parâmetros pluviométricos relevantes e excelentes indicadores da influência da precipitação sobre os deslizamentos, que passamos a sintetizar:

– a precipitação diária média entre 1864 e 2003 é de 2,65mm;
– há um período de sete meses (de Outubro a Abril) em que a precipitação diária média é superior a 2,65mm, enquanto nos restantes 5 meses a precipitação diária média é inferior a esse valor;
– em cinco dos sete meses mais chuvosos (Novembro a Março), o valor mínimo de precipitação diária média é sempre superior a 2,65mm, e o valor máximo é geralmente inferior a 5,0mm, exceptuando três dias (11 de Novembro, 8 de Dezembro e 8 de Janeiro), em que a precipitação atinge os 5,5mm;
– a precipitação acumulada anual média entre 1864 e 2003 para os anos hidrológicos (de 1 de Agosto a 31 de Julho do ano civil seguinte) é de 968mm com um máximo de 1716mm em 1935-36 e um mínimo de 468mm em 1952-53;
– os valores de precipitação acumulada ao longo dos 139 anos hidrológicos que constituem a nossa base de dados mostram uma curva de distribuição de frequências semelhante à de uma distribuição normal, ligeiramente assimétrica;

– a precipitação diária média dos períodos de chuva que antecederam instabilizações é geralmente muito superior ao valor de precipitação diária média entre 1864 e 2003 (2,65mm), com valores que variam entre 4,00mm e 7,95mm, o que constitui um desvio percentual que vai desde 150% a 300%;
– a precipitação acumulada num ano hidrológico não está directamente relacionada com o número de deslizamentos. A intensidade de precipitação em determinados períodos assume maior importância do que a precipitação acumulada anual, sendo nas alturas de maior precipitação que tendem a ocorrer as instabilizações;
– foi determinado o intervalo médio de recorrência de anos hidrológicos com valores de precipitação acima dos quais se verifica um aumento significativo do número de instabilizações. Esse intervalo é de 6,5 anos. Para um valor de precipitação acumulada de 1600mm correspondendo ao ano hidrológico de 2000-2001, o intervalo médio de recorrência é de 30 anos;
– utilizando a metodologia de Chleborad (2000), foi possível determinar uma relação entre a quantidade de precipitação ocorrida nos 3 dias imediatamente antecedentes ao deslizamento (P-3) e a precipitação ocorrida nos 15 dias anteriores a esses 3 dias (P-15), para um nível mínimo de ocorrência de 3 deslizamentos em 72 horas. Conseguiu-se determinar um limiar inferior de precipitação capaz de provocar deslizamentos com aquele nível de ocorrência. Contudo, quando P-15 é superior a 90mm, esta relação deixa de se verificar, bastando um P-3 de cerca de 24mm para que possam ocorrer deslizamentos.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores expressam o seu agradecimento à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) pelo financiamento do projecto de investigação POCTI/ECM/38444/2001, comparticipado pelo FEDER, intitulado "Quantificação das causas geradoras de instabilizações de taludes na região de Coimbra", que permitiu a concretização do presente trabalho.

Agradecem aos revisores da revista Geotecnia pelas sugestões oportunas que permitiram a melhoria de diversos aspectos do trabalho.

Expressam também reconhecimento às estagiárias Liliana Teixeira de Carvalho e Susana Alves, pela diligente participação na recolha dos dados relativos à precipitação e aos deslizamentos.

7 – BIBLIOGRAFIA

Chleborad, A. (2000). Preliminary method for anticipating the occurrence of precipitation-induced landslides in Seattle, Washington. Open-File Report 00-469, U.S. Geological Survey.

Ganho, N. (2002). O Paroxismo pluviométrico de 2000/2001 em Coimbra - Umas notas a montante dos riscos naturais e da crise. Territorium nº 9. Edições- MinervaCoimbra.

Lemos, L. J. L.; Lourenço, L. e Gonçalves, C. (2001). Movimentos em Massa. Exemplos no Centro de Portugal. Revista enB, Escola Nacional de Bombeiros, Nº 18, pp. 16-41.

Lourenço, L. e Lemos, L. J. L. (2001). Considerações acerca da movimentação em massa ocorrida na vertente poente da Avenida Elísio de Moura, em Coimbra. Territorium, Edições – Minerva Coimbra, Nº 8, pp. 93-109.

Quinta Ferreira, M. e Quinta Ferreira, T. (2003). Reflexões sobre a instabilização de taludes no espaço urbano da cidade de Coimbra. Ciências da Terra, Volume Especial V, VI Congresso Nacional de Geologia, p. 87.

Quinta Ferreira, M.; Ferrão, S. e Quinta Ferreira, T. (2003). Análise de três instabilizações ocorridas em áreas de cedência na cidade de Coimbra. VI Congresso Nacional de Geologia. Lisboa.

Quinta Ferreira, M.; Leal Lemos, L. J. e Feiteira Dias, J. L. (2002). Caracterização preliminar do deslizamento da Avenida Elísio de Moura. Coimbra. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, pp.601-611, Vol.2. Lisboa.

Quinta Ferreira, M. O.; Lemos, L. J. L. e Pereira, L. F. M. (2004). Relation between rainfall and landslides in Coimbra, Portugal, in the last 139 years. Theme T37.03 (3) Assessment of, and responses to geological hazards and risks in urban areas. Proc. 32nd Int. Geological Congress, 20-28 August, Florença.

PROCESO DE SATURACIÓN DE ENSAYOS TRIAXIALES

Saturation process in triaxial tests

Nelly Vieira Faria*
António Viana da Fonseca**
Cristiana Ferreira***

RESUMEN – En el ámbito del estudio del comportamiento de jabres graníticos de Oporto para su uso en explanadas de pavimentos, fueron realizados ensayos triaxiales isotrópicamente consolidados y drenados en muestras compactadas. Parte importante de este proceso consiste en obtener la completa saturación de la muestra del suelo antes de la realización de los ensayos, ya que los mismos deben ser ejecutados de forma a simular las condiciones más adversas en que el pavimento se situará durante su vida útil, o sea, con la total saturación del terraplén. A esto debe sumarse el importante hecho de querer asegurar que el análisis de las tensiones se realice garantizando un total control de las dos componentes: neutra y efectiva, y que la primera no esté condicionada por valores no cuantificables de succión. Como consecuencia de este estudio, durante la realización de este trabajo y porque no está clara, en la basta bibliografía (y normativa) internacional consultada, la forma mejor de asegurar una real saturación, se utilizaron varios procesos para la saturación de las muestras con el propósito de encontrar el más adecuado para este caso en particular. Seguidamente, se describe con detalle este asunto.

SYNOPSIS – Within the scope of study of the behaviour of granite residual soils of Porto for their use as capping layer for pavements, triaxial tests under drained isotropic consolidation were carried out over compacted samples. An important part of this process consisted of obtaining the complete saturation of the soil sample, prior to the loading test stages, in order to simulate the most adverse conditions to which the pavement will be subjected to in operation, that is, with the full saturation of the embankment. Another important fact must be added, which is the need to ensure that the stress analysis is made with guaranteed full control of the two components: pore pressure and effective stress, and that the former is not actually affected by unaccountable suction values. As a result of this study, during the course of this work and because of the vagueness in the vast international literature (inclusive in testing standards) on this issue of effectively ensuring full saturation, several sample saturation processes were used in order to find the most suitable method for this particular case. In what follows, these subjects are described in detail.

1 – INTRODUÇÃO

La realización de ensayos triaxiales en corte drenado o no drenado, sin el recurso específico de equipos de medición o control de succión, sólo garantiza los registros correctos de tensiones efectivas si las muestras se encuentras garantizadamente saturadas. Los procesos de saturación de muestras para ensayos triaxiales no son nuevos; sin embargo, existen métodos más recientes de

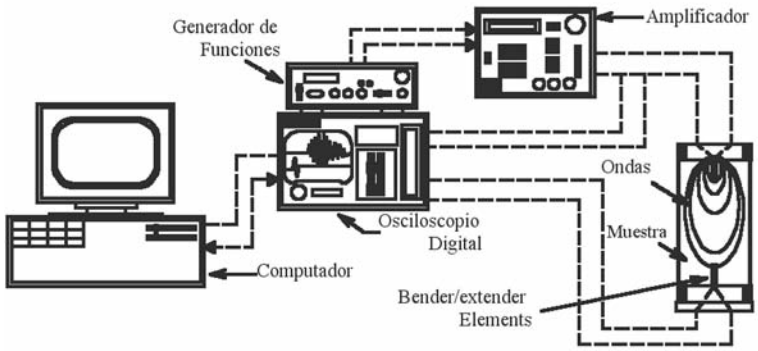
* Alumna de Maestrado de Mecánica dos Solos e Engenharia Geotécnica de la Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; e-mail: nelly@fe.up.pt
** Doctor em Engenharia Civil, Professor Associado do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; e-mail: viana@fe.up.pt
*** Doctoranda em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto; e-mail: cristiana@fe.up.pt

acuerdo con el tipo de suelo y condiciones de ensayo. Comúnmente, el grado de saturación es controlado a través de la revisión del parámetro de presión de Skempton B, asumiendo la simplificación de la expresión general en condiciones de consolidación isotrópica:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} \tag{1}$$

en que Δσ es el incremento de presión isotrópica (kPa) y Δu el correspondiente incremento de la presión intersticial.

Cuando este valor es igual a 1, implica 100% de saturación de la muestra; sin embargo, en la práctica, dependiendo del tipo de suelo, el valor de B puede variar entre 0,92-0,99, significando una medida de total saturación. Durante este trabajo, además de realizar la medición del parámetro B, se utilizó conjuntamente la técnica de lectura de velocidad de ondas P (ondas sísmicas de compresión), con recurso a los bender/extender elements, durante los procesos de saturación. Estos dispositivos, descritos detalladamente en Viana da Fonseca y Ferreira (2002), que fueron desarrollados inicialmente en la Universidad de Bristol, están implementados con suceso en el LabGeo de la FEUP y permiten de forma práctica y simple, medir casi simultáneamente dos tipos de ondas: Transversales (de corte, 'S') y longitudinales (de compresión 'P'). La Figura 1 muestra este sistema. En todos los casos se verificó (teniendo como referencia el trabajo de Ferreira, 2003) que, de acuerdo con las ondas P, la saturación era alcanzada mucho antes de alcanzar un valor próximo a B = 0,95.



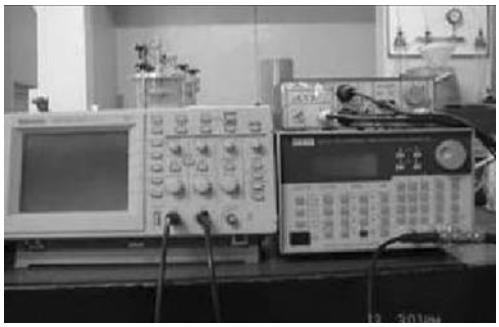


Fig. 1 – Esquema y fotografías del sistema de monitorización de ondas

Como explica Ferreira (2003), la relación teórica entre los valores de las velocidades de las ondas P y los parámetros de saturación fue deducida por Ishihara et al. (2001) y Yang (2002), teniendo como resultado la expresión siguiente:

$$V_P = \left[\frac{\frac{4G}{3} + \frac{K_b}{(1-B)}}{\rho} \right]^{1/2} \tag{2}$$

en que G es el módulo de rigidez transversal del suelo; B es el parámetro de presión intersticial de Skempton; r traduce densidad del suelo; y K_b representa el módulo de compresibilidad del esqueleto sólido del suelo, definido por:

$$K_b = \frac{2G \cdot (1+\nu)}{3(1-2\nu)} \tag{3}$$

en que ν es el coeficiente de Poisson (nuevamente, del esqueleto sólido del suelo).

Este parámetro, ν, no puede ser determinado directamente, por lo tanto, son estimados de forma fundamentada algunos de los valores.

Las curvas teóricas de la relación V_p – B fueron determinadas para los valores del coeficiente de Poisson presentados en la Figura 2.

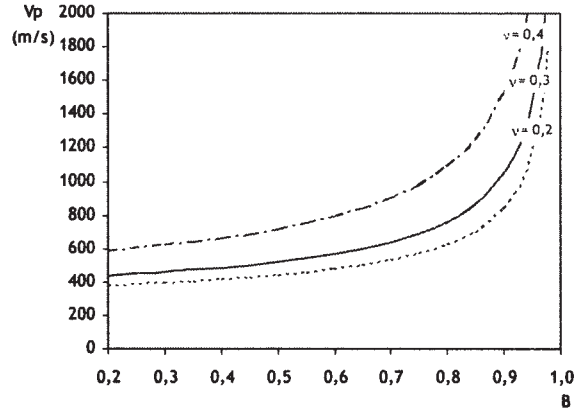


Fig. 2 – Curvas teóricas de la relación entre la velocidad de la onda de compresión V_p y el parámetro B, para suelos residuales de granito (Yang, 2002)

2 – ESTUDIO PARA LA OBTENCIÓN DE UN SISTEMA DE SATURACIÓN ADECUADO

2.1 – Descripción del suelo y ensayos realizados

En primer lugar, antes de comenzar los trabajos laboratoriales, se realizó una pesquisa de los documentos y normativa existentes, en los cuales se hiciese referencia a la saturación de muestras en ensayos triaxiales, como los trabajos de Bishop y Henkel (1962), Lacasse y Berre (1988), los de Rad y Clough (1984) citados por Baldi et al. (1988) y la norma japonesa Standards of Japanese Geotechnical Society for Laboratory Shear Test (The Japanese Geotechical Society, 1999).

La muestra de suelo en estudio es de granulometría extensa, teniendo como dimensión máxima el tamiz nº 4 (4,76mm) con un porcentaje de retenidos de aproximadamente 4%, como se puede

observar en la curva granulométrica de la Figura 3. Los resultados de los ensayos de rutina de clasificación del suelo en laboratorio están expuestos en la Tabla 1. Luego de realizar la clasificación física y mecánica del jabre granítico, se realizó la clasificación del suelo según la ASTM y AASHTO. En la Tabla 2 se muestran los resultados de las mismas.

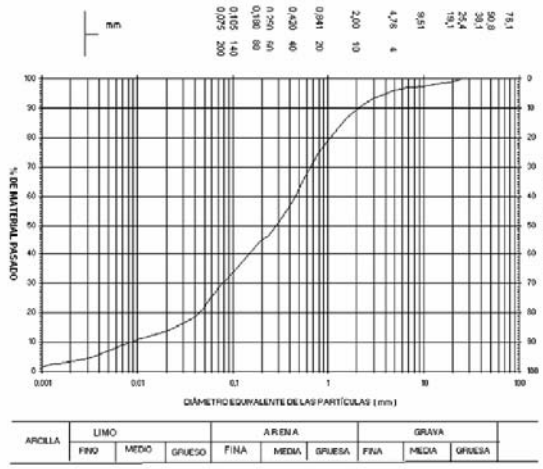


Fig. 3 – Curva granulométrica del suelo en estudio.

Tabla 1 – Resultados obtenidos en la clasificación del suelo.

Característica	**Resultado Obtenido**
$D_{máx}$	¾"
Porcentaje de material pasado en el tamiz nº 200 ASTM	29,7%
Limite líquido, máximo	NP
Índice de plasticidad	NP
Equivalente de arena	27%
Valor de azul de metileno	0,25
CBR a 95% compactación relativa y w_{opm} (PM)	22%
Porcentaje de materia orgánica	0,1%
Expansibilidad ensayo CBR	0,38%
IPI	28%

Tabla 2 – Clasificación del suelo según las diferentes normas.

Norma	**Clasificación**
IEP (ASTM)	SM
Rodoviaria AASHTO	A-2-4 (0)

El programa de ensayos incluyó probetas compactadas a las humedades óptima Proctor Modificado más 2% (w_{opm} +2%) y óptima Proctor modificado menos 4% (w_{opm} -4%), y con la

densidad seca (γ_d) correspondiente al 97% del Proctor Modificado, valor también utilizados en la construcción de carreteras; y finalmente a las humedades w_{opm} -2% y w_{opm} +1% y γ_d correspondiente al 99% PM), además de las probetas compactadas a w_{opm}.

2.2 – Estudio para la obtención de un sistema de saturación adecuado

En un primer momento (primera probeta ensayada, w_{opm}) se utilizó el método de saturación propuesto por Bishop y Henkel (1962), que consiste en el aumento de la llamada 'back-pressure' o contrapresión, manteniendo un cierto confinamiento efectivo de valor moderado. En nuestro caso particular, este proceso demostró ser muy demorado (3 semanas y media), además de precisar la aplicación de presiones muy altas en la cámara triaxial (700kPa); consecuencias estas, de la utilización de muestras compactadas y de la consolidación seca para la probeta de 100kPa de consolidación en la cámara triaxial (por el hecho de necesitar que la tensión efectiva no sea muy baja para evitar la expansión de la muestra), lo que dificulta el paso de agua por el interior de la probeta y en consecuencia la saturación de la misma (Figura 4).

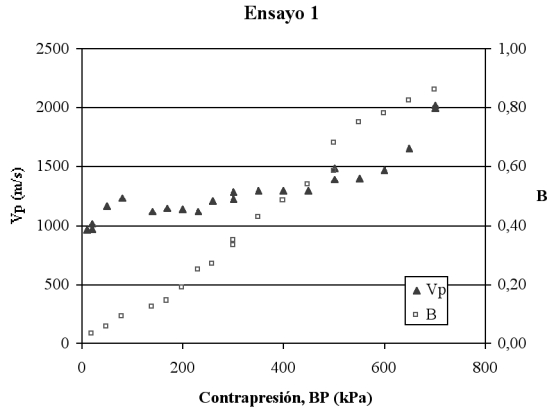


Fig. 4 – Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el primer proceso.

Así, fueron utilizados y combinados varios métodos de saturación encontrados en la bibliografía, a fin de conseguir el más eficaz y adecuado para este fin.

Los procesos de saturación considerados en este trabajo son seguidamente enumerados, según el orden en que fueron realizados y que son aquí descritos:

1. Método clásico de contrapresión.
2. Método con aplicación de CO_2 por la base inferior de la probeta.
3. Método con aplicación de vacuo por la base seguida de aplicación de CO_2 por la misma base.
4. Método de aplicación de vacuo en ambas bases de la probeta seguido de aplicación de CO_2 por la base inferior.
5. Método de aplicación de vacuo en ambas bases sin aplicación de CO_2.
6. Método de aplicación de vacuo durante 2hrs.
7. Método de aplicación de vacuo durante 5,5hrs.

En la segunda probeta ensayada (la cual fue compactada con el mismo porcentaje de agua de la primera, w_{opm}, para poder hacer comparaciones entre los métodos y sus resultados), se introdujo una variación que consistió en dejar pasar dióxido de carbono (CO_2) antes de pasar el agua desaireada dentro de la probeta. Según la literatura encontrada (Lacasse y Berre, 1988) la utilización del

CO_2 en este tipo de suelos puede beneficiar la saturación de probetas. Sin embargo, el CO_2 en este proceso no mejoró en casi nada la utilización de altas contrapresiones, ni el tiempo del proceso (Figura 5).

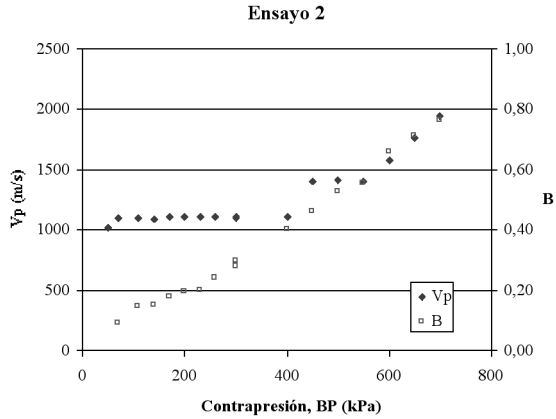


Fig. 5 – Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el segundo proceso.

Seguidamente, en la tercera probeta con w_{opm}, y con base en los trabajos de Rad y Clough (1984), citados por Baldi et al. (1988) y la norma japonesa Standards of Japanese Geotechnical Society for Laboratory Shear Test (1999), se decidió utilizar vacuo en conjunto con el dióxido de carbono. Esto quiere decir, que luego de colocar la probeta en consolidación a 100kPa y antes de hacer pasar el CO_2 por la base inferior de la probeta, se aplicó vacuo (presión negativa con relación a la atmósfera) de -90kPa, según recomienda la norma japonesa, durante 4 horas (este tiempo no es especificado en la bibliografía; sin embargo, se utilizó por referencia de experiencia en otros estudios) y luego se hizo pasar el CO_2, para finalmente hacer pasar el agua - naturalmente desaireada proveniente de un tanque de vacuo - dentro de la probeta. Este proceso fue realizado de forma gradual y sistemática, teniendo en consideración que al aplicar el vacuo de -90kPa dentro de la probeta se aplicó externamente una presión tal, que garantizase la consolidación de 100kPa. No obstante, la presión negativa dentro de la probeta se disipaba, por lo que la consolidación de la misma a 100kPa fue garantizada ajustando las presiones exteriores y no permitiendo la variación de volumen de la probeta, el cual fue controlado mediante la verificación de la variación de volumen de la cámara y la variación de los LDTs, instrumentos de precisión aplicados directamente en la probeta (el control no podía ser realizado con la variación de volumen interna de la probeta, por ésta no estar saturada). El esquema de aplicación de vacuo se muestra en la Figura 6.

Se constató que efectivamente la combinación de vacuo y CO_2 disminuyó notablemente las presiones necesarias para la saturación y el tiempo necesario para la misma. Esta aplicación de vacuo se realizaba únicamente por la base inferior de la probeta (ver Figura 7).

A continuación, en la siguiente probeta (cuarta probeta con w_{opm}), se experimentó aplicar el vacuo en ambas bases de la probeta (superior e inferior), con la intención de que el mismo fuese aplicado más uniformemente en toda la muestra, y de esta forma garantizar que no existiesen 'deformaciones desiguales' a lo largo de la probeta, debido a la succión generada por el vacuo. Seguidamente, de igual forma, se retiró el vacuo de la parte inferior, se cerró la llave del vacuo de la parte superior y se aplicó el CO_2 por la parte inferior y luego se dejó pasar el agua. Mientras se dejaba pasar el agua y la llave del vacuo se mantenía cerrada, la presión interna de la probeta se disipaba y por lo tanto era controlada y asegurada la no variación de la consolidación de la probeta, mediante la verificación de la variación de volumen de la cámara y la variación de los LDTs

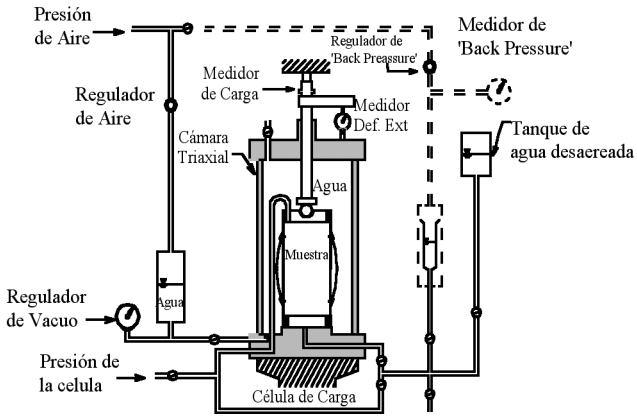


Fig. 6 – Esquema de aplicación de vacuo

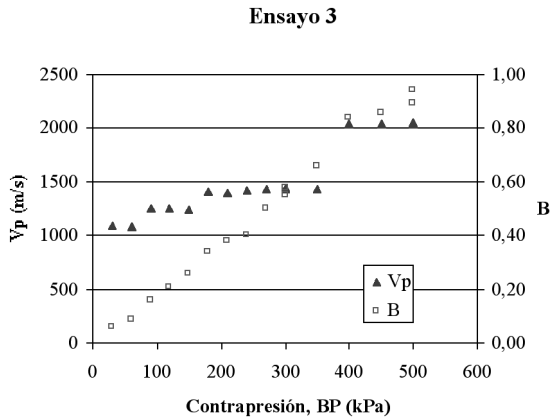


Fig. 7 – Variación de B y V_P con la contrapresión, mediante el tercer proceso.

colocados en la probeta. El proceso de saturación se agilizó con este procedimiento. Con todo, se decidió realizar las siguientes saturaciones de las probetas (5 y 6) aplicando vacuo por arriba y por debajo de la probeta sin aplicación de CO_2, para verificar si la utilización del mismo, en conjunto con el vacuo, traía beneficios relevantes en este nuevo proceso (ver Figura 8).

Se comprobó que la utilización del CO_2 con este último método no es realmente significativa (Figura 9), por lo que se decidió eliminar el mismo para los siguientes ensayos, quedando como método de saturación para las demás muestras del estudio este último proceso descrito. En resumen, el proceso consistió en la consolidación en seco de la probeta, aplicación del vacuo en ambas bases durante 4 horas, luego eliminando el vacuo de la parte inferior y cerrando la llave de la parte superior del vacuo, dejando pasar el agua por la base inferior manteniendo cerrada la llave superior (del vacuo). Simultáneamente, se controló la aplicación de una consolidación constante de 100kPa en la probeta, a través del ajuste de las presiones exteriores hasta no tener variación de volumen de la cámara ni variación de los LDTs en la probeta. Luego de la estabilización de las presiones dentro de la probeta, se continúo con la contrapresión hasta conseguir la saturación, siendo ésta verificada como se explicó anteriormente, mediante el control del parámetro B de Skempton o la velocidad de ondas 'P'.

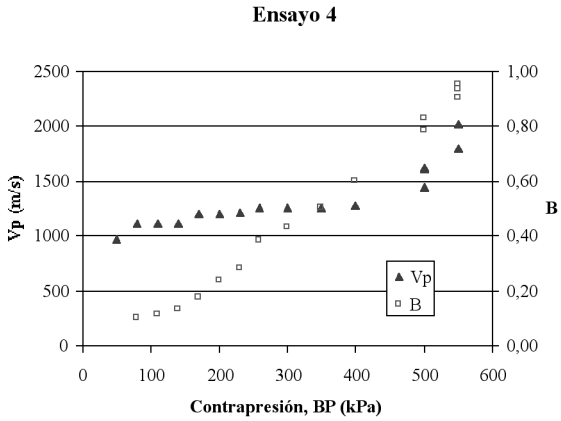


Fig. 8 – Variación de B y V_P con la contrapresión mediante el cuarto proceso.

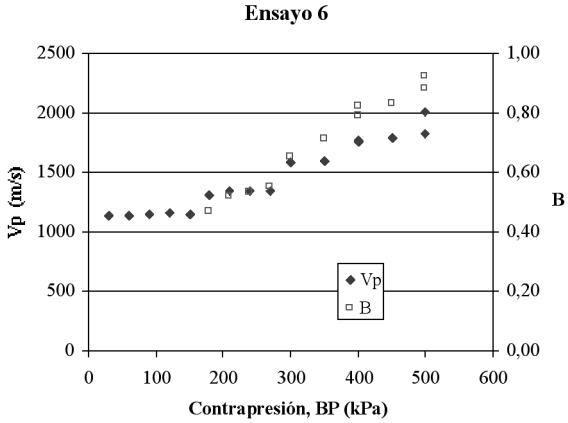


Fig. 9 – Variación de B y V_P con la contrapresión, mediante el quinto proceso.

2.3 – Consideraciones subsecuentes al proceso de saturación

En las probetas compactadas con porcentaje de agua superior al óptimo, se encontró que casi inmediatamente después de la aplicación del vacuo, salía agua por el conducto de salida del vacuo, debido a la succión que éste generaba. Este hecho llevó a pensar que tal vez, en estos casos, no sería conveniente la aplicación de vacuo, ya que se estaba a retirar agua de una probeta que luego debería ser saturada. Por tanto, en la octava probeta a ensayar con porcentaje de agua w_{opm} +1% (ya se tenía referencia del proceso con la primera probeta de w_{opm} +1%, realizada anteriormente) se retiró el vacuo en cuanto comenzó a salir agua por el conducto de salida del vacuo. El resultado fue un proceso de saturación mucho más lento y con necesidad de utilizar presiones en la cámara más altas (650kPa) como en la primera probeta ensayada sin vacuo. Como consecuencia, para todas las condiciones de compactación se utilizó el vacuo de igual forma, quedando así revelada la importancia de este factor en el proceso de saturación.

Por otra parte, se decidió experimentar la influencia del tiempo de aplicación del vacuo en el proceso de saturación. Teniendo como referencia que el porcentaje de agua de la compactación no influía substancialmente en el tiempo y presiones necesarias para la saturación, en el ensayo Nº 10

(w_{opm} +2%) se decidió aplicar el vacuo por tan sólo 2 horas, y en el Nº 11 (w_{opm} -2%) el vacuo se mantuvo por 5,5 horas. Se observó que la probeta Nº 10 necesitó más tiempo (3 semanas) y mayores presiones (500kPa) para alcanzar la saturación que los ensayos anteriores. Sin embargo, el ensayo Nº 11 necesitó menos tiempo (una semana) y menores presiones (300kPa) que los ensayos en que se aplicó el vacuo durante 4 horas. Así, también se reconoce que el tiempo de aplicación del vacuo es relevante para este fin. Los resultados de estos ensayos se muestran en las Figuras 10 y 11.

La Tabla 3 muestra un resumen de los métodos aplicados y el ensayo en que fue realizado (no se presentan los resultados de todas las probetas ensayas por no aportar diferencias relevantes en lo que al proceso de saturación se refiere).

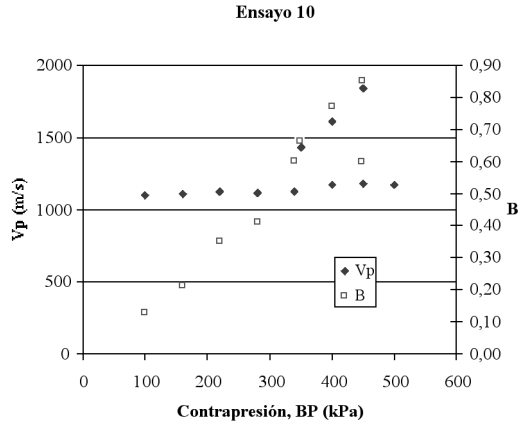


Fig. 10 – Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el sexto proceso.

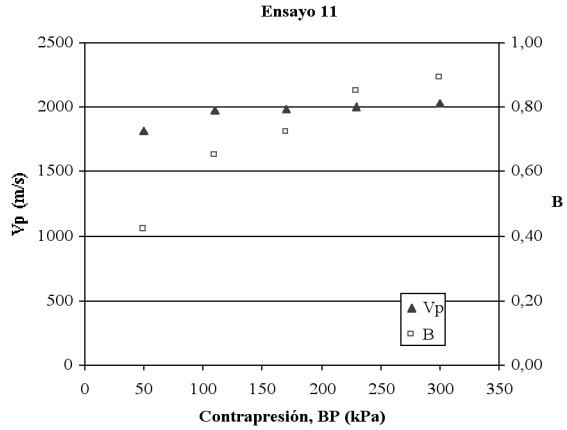


Fig. 11 – Variación de B y V_p con la contrapresión, mediante el séptimo proceso.

Tabla 3 – Resumen de características y métodos aplicados en cada probeta.

Proceso	Ensayo	% *w*	Método de saturación
1	1	óptimo	Clásico
2	2	óptimo	+ CO_2
3	3	óptimo	+ vacuo por una base + CO_2
4	4	óptimo	+ vacuo ambas bases + CO_2
5	8	+ 1%	+ vacuo ambas bases
6	10	+ 2%	+ vacuo ambas bases por 2hrs
7	11	- 2%	+ vacuo ambas bases por 5,5hrs

2.3.1 – Verificación de Vp vs. B

Por otra parte, durante el proceso de saturación de las probetas, en las cuales se verificó la misma mediante el control del valor de B y la lectura de la velocidad de ondas de compresión V_p, se encontró que los valores máximos de V_p encontrados durante este estudio son superiores a 1500m/s, que es la velocidad de propagación de onda del agua (Viana da Fonseca y Ferreira, 2002), llegando a alcanzar valores próximos a los 2000m/s; constatándose, además, que cuando la velocidad de onda P alcanzó los 1500m/s, el valor de B que se obtuvo no sobrepasaba los 0,80. En la Tabla 4 se muestran algunos de los valores de B cuando el valor de V_p alcanza valores cercanos al valor de referencia (1500m/s). En la Tabla 5 se muestran algunos de los valores finales de V_p cuando fue alcanzada la saturación según B para las muestras compactadas a la humedad w_{opm}.

La Figura 12 muestra los resultados V_p vs. B para las muestras compactadas a la humedad wopm en comparación con las curvas teóricas de Yang (2002) para los valores del coeficiente de Poisson que se muestran en la figura y un valor de G =100MPa.

Tabla 4 – Valores de B para valores cercanos a V_p=1500m/s

Ensayo	V_P (m/s)	B
1	1465	0,78
2	1573	0,66
3	1437	0,55
4	1612	0,42

Tabla 5 – Valores de V_p para saturación según B.

Ensayo	V_P (m/s)	B
1	2021	0,93
2	2007	0,96
3	2054	0,94
4	1797	0,93

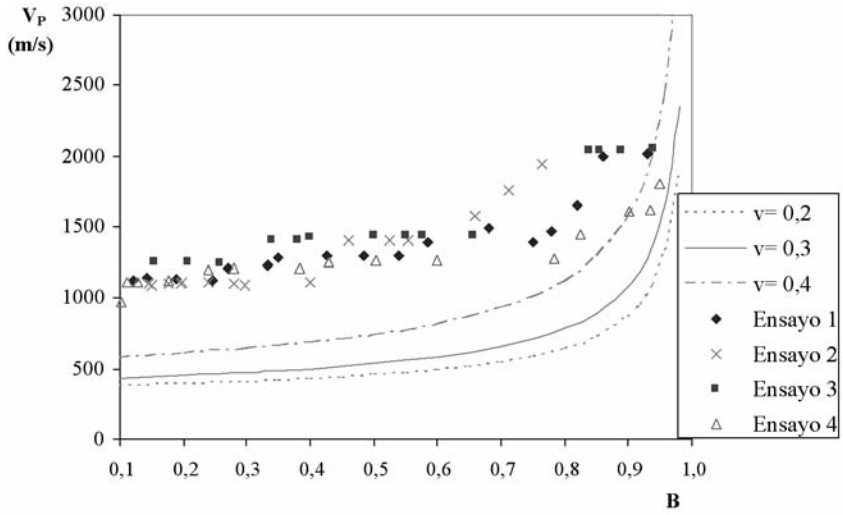


Fig. 12 – Curvas de Vp vs. B para las muestras compactadas a la w_{opm} en comparación con las curvas teóricas de Yang (2002).

3 – CONSIDERACIONES CONCLUSIVAS

Con esta nota técnica, los autores pretenden resaltar las ventajas del uso del vacuo preliminarmente a la percolación de agua desaireada para obtener niveles de saturación elevados y, así, asegurar una eficiente garantía de la aplicación del principio de tensiones efectivas en ensayos triaxiales drenados y no drenados.

Paralelamente, se propone la adopción del registro (monitorización) de las velocidades de ondas sísmicas de compresión (ondas 'P') como método complementario de verificación de la saturación global en suelos muy rígidos, en los cuales el control a través del parámetro B de Skempton se torna muy difícil.

4 – REFERENCIAS

AASHTO (1998). Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing- Part I & Part II. American Association of State Highway and Transportation Officials, 19th edition.

ASTM D 2487-93 (1997). Standard Classification of Soils for Engineering Purpose (Unified Soil Classification System), Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08.

Baldi, G., Hight, D. W. y Thomas, G. E. (1988). A Reevaluation of Conventional Triaxial Test Methods. Advanced Triaxial Testing of Soils and Rocks, ASTM STP 977. Robert T., Donaghe Ronald C., Chaney and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp 219-263.

Bishop A. W. y Henkel, D. J. (1962). The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, London.

Ferreira, C. (2003). Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoeléctricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais. Dissertação apresentada na Universidade de Porto para obtenção do grau de Mestre, FEUP, Porto.

Ishiara, K., Tsuchiya H., Huang, Y. y Kamda K. (2001). Recent Studies on Liquefaction Resistence of Sand- Effect of Saturation (Keynote Lecture). Proceedings of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil dynamics, San Diego, California.

Lacasse, S. y Berre, T. (1988). Triaxial Testing of Soils and Rocks, ASTM STP 977, Robert T., Donaghe Ronald C., Chaney and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 219-263.

Rad, S. N. y Clough, G.W. (1984). New procedure for saturating sand specimens. Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 110, No. 9, pp. 1205-1218.

The Japanese Geotechnical Society (1999). Standards of Japanese Geotechnical Society for Laboratory Shear test, English Version, pp 3-7.

Viana da Fonseca, A. y Ferreira, C. (2002). Bender Elements como Técnicas Laboratoriais Excelentes para Avaliação de Parâmetros Geotécnicos Referenciais, 8º Congresso Nacional de Geotecnia, LNEC, Lisboa, Vol. I, pp. 353-365.

Viana da Fonseca, A. y Ferreira, C. (2003) Aplicação da Técnica de Bender Elements para Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais, XII COBRAMSEG, São Paulo, Brasil, pp.187-199.

Yang, J. (2002). Liquefaction Resistance of Sand in Relation to P-wave Velocity, Géotechnique, Vol. 52, Nº 4, pp. 295-298.

ALGUNS ASPECTOS DA DURABILIDADE DE GEOTÊXTEIS A FACTORES CLIMATÉRICOS – SIMULAÇÃO LABORATORIAL

Some aspects of the durability of geotextiles to weathering factors – Laboratorial simulation

José Ricardo Carneiro*
Paulo Almeida**
Maria de Lurdes Lopes***

RESUMO – Os geotêxteis aplicados em estruturas de carácter ambiental podem sofrer alterações de resistência, tanto a curto como a longo prazo. Assim, a avaliação da resistência desses materiais a diversos agentes físicos e/ou químicos é de extrema importância, uma vez que a sua aplicação requer que desempenhem determinadas funções durante um elevado período de tempo. A exposição de geotêxteis a condições climatéricas pode afectar a sua durabilidade e, consequentemente, o seu comportamento mecânico ao longo do tempo. A simulação à escala laboratorial dos danos que podem ocorrer nos geotêxteis durante meses ou anos de envelhecimento natural é importante na previsão do seu tempo de vida útil. O presente trabalho tem por objectivo avaliar o efeito da exposição a condições climatéricas na durabilidade de três geotêxteis estabilizados quimicamente com diferentes quantidades do aditivo Chimassorb 944. A simulação do efeito das condições climatéricas (raios UV, chuva, humidade e orvalho) nos geotêxteis foi efectuada num simulador climatérico – o QUV. O efeito desta exposição no comportamento mecânico a curto prazo dos geotêxteis foi avaliado através de ensaios de tracção. As alterações ocorridas a nível microscópico nas fibras constituintes dos materiais foram caracterizadas por microscopia electrónica de varrimento.

SYNOPSIS – Geotextiles applied in environmental structures can suffer changes on their short and long-term strength. Therefore, the evaluation of the resistance of these materials against some physical and/or chemical agents is extremely important because their application requires that they perform specific functions for a long period of time. The exposition of geotextiles to weathering conditions can affect their durability and consequently their mechanical behaviour along time. A laboratorial-scale simulation of the damage that may occur on the geotextiles over months or years at natural ageing is important in predicting the useful lifetime of these materials. This paper aims at evaluating the effect of the exposition to weathering conditions on the durability of three geotextiles chemically stabilized with different amounts of the additive Chimassorb 944. The simulation of the effect of the weathering conditions (UV rays, rain and dew) in the geotextiles was performed in a weathering tester – the QUV. The effect of this exposition on the short-term mechanical behaviour of the geotextiles was evaluated by tensile tests. Microscopic changes on the material fibbers were characterised by using scanning electron microscopy.

1 – INTRODUÇÃO

Os geotêxteis são materiais geossintéticos bastante aplicados em diversos domínios da Engenharia, dada a sua aptidão para o exercício de várias funções (separação, filtração, drenagem, pro-

* Mestre em Química, aluno de doutoramento da FEUP, E-mail: rcarneir@fe.up.pt
** Doutor em Química, Professor Auxiliar da FCUP, E-mail: pjalmeid@fc.up.pt
*** Doutora em Engenharia Civil, Professora Associada da FEUP, E-mail: lcosta@fe.up.pt

tecção e reforço). Nestas aplicações, os geossintéticos estão sujeitos à acção de diversos agentes físicos e químicos, nomeadamente o oxigénio, o ataque directo por substâncias químicas como ácidos ou bases, o contacto com o ar e com a água, a degradação biológica, a degradação induzida pela exposição a altas temperaturas, a exposição à luz solar e a degradação mecânica durante o manuseamento e instalação. Como se pretende que estes materiais desempenhem determinadas funções durante um elevado período de tempo é importante avaliar o efeito da sua exposição aos agentes referidos, controlando propriedades físicas, mecânicas e hidráulicas.

O processo de degradação da generalidade dos materiais poliméricos e, em particular, dos geossintéticos é um fenómeno extremamente complexo cujos mecanismos ainda não se encontram completamente elucidados. A luz solar é considerada como um dos principais responsáveis pela degradação de vários polímeros, incluindo os utilizados no fabrico dos geossintéticos. A exposição directa à luz solar pode provocar alterações estruturais, normalmente acompanhadas pela deterioração drástica das propriedades químicas, físicas e mecânicas. A gama de comprimentos de onda (λ) existentes na radiação solar estende-se desde a zona infravermelha do espectro ($\lambda > 700$ nm), passando pela zona visível (400 nm $< \lambda <$ 700 nm) até à zona ultravioleta ($\lambda < 400$ nm), sendo o menor comprimento de onda encontrado na luz solar de aproximadamente 295 nm. A danificação dos geossintéticos ocorre quando os fotões existentes na luz solar interagem com as cadeias moleculares que formam a sua estrutura polimérica. No entanto, nem todos os fotões possuem energia suficiente para promover a degradação polimérica dos geossintéticos. A energia de um fotão para um determinado comprimento de onda é dada pela relação de Planck:

$$E = h\upsilon = hc / \lambda \qquad (1)$$

em que,
E – Energia (J)
h – Constante de Planck ($6{,}626 \times 10^{-34}$ J.s)
υ – Frequência da radiação electromagnética (s^{-1})
c – Velocidade da luz no vácuo ($2{,}998 \times 10^{8}$ m.s^{-1})
λ – Comprimento de onda da radiação electromagnética (m)

Uma vez que a energia associada a cada fotão é inversamente proporcional ao seu comprimento de onda, apenas os fotões com comprimentos de onda situados na zona ultravioleta (UV) da radiação solar são suficientemente energéticos para iniciar o processo de degradação polimérica dos geossintéticos. Quando a radiação UV atinge a superfície dos geossintéticos, os fotões com energia igual ou superior à energia das ligações químicas existentes na estrutura polimérica promovem uma série de reacções que podem originar a cisão de cadeias poliméricas e a consequente degradação dos geossintéticos. A radiação UV incidente pode promover a formação de radicais livres e, se o oxigénio atmosférico estiver disponível, é possível a ocorrência de foto-oxidação das cadeias poliméricas.

A maneira mais simples de prevenir a degradação de um geossintético por acção da radiação UV é evitar a exposição à luz solar. Embora estejam completamente enterrados na maioria das suas aplicações, os geossintéticos podem ser expostos a alguma quantidade de luz solar durante o seu manuseamento e instalação. A eliminação de toda a exposição à radiação solar é na maioria dos casos impossível e, nalgumas situações, os geossintéticos podem mesmo estar expostos à luz solar durante extensos períodos de tempo. A degradação dos geossintéticos por acção da radiação UV é

normalmente retardada pela incorporação na sua formulação de aditivos químicos, tais como estabilizadores UV e anti-oxidantes. Os aditivos químicos, desde que incorporados correctamente, protegem os geossintéticos da degradação durante as várias fases do processo de fabrico e durante a subsequente exposição ao ambiente de utilização. Actualmente, os anti-oxidantes mais utilizados para a estabilização dos geossintéticos à luz solar (UV) são as HALS (do inglês *Hindered Amine Light Stabilisers*), dada a sua elevada eficiência. O composto Chimassorb 944 (Figura 1), incorporado na formulação dos geotêxteis estudados neste trabalho, é um exemplo de um aditivo pertencente à família das HALS. O Chimassorb 944 (C944) é um anti-oxidante principalmente aplicado na estabilização de poliolefinas contra os efeitos nocivos da radiação UV e contra a oxidação promovida pela temperatura.

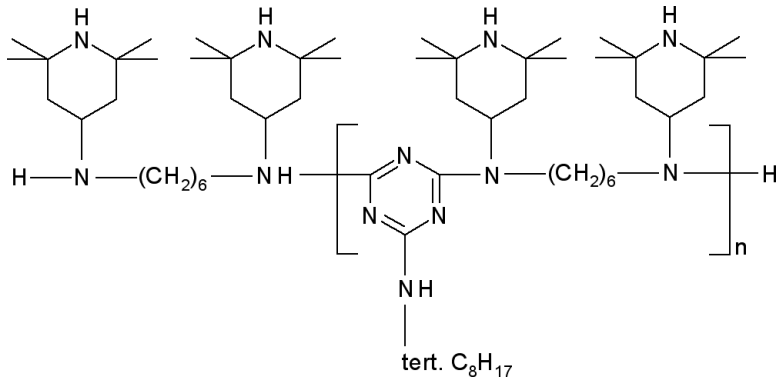


Fig. 1 – Fórmula de estrutura do Chimassorb 944.

O processo de degradação causado pela radiação UV pode ser afectado por muitos factores, dos quais se destacam a temperatura e a humidade. A foto-degradação dos materiais poliméricos é acelerada pelo aumento da temperatura ambiente e pela existência de uma alta incidência de humidade nos materiais. Embora a água não seja destrutiva por si própria, faz com que o oxigénio esteja em contacto permanente com os materiais, estando deste modo mais facilmente disponível para promover a ocorrência de reacções de oxidação. Quando expostos às condições ambientais, os geossintéticos encontram-se normalmente húmidos mais devido à ocorrência de condensação (orvalho) do que devido à ocorrência de chuva. A ocorrência de condensação de humidade à superfície dos geossintéticos ocorre quando a temperatura dos materiais é menor que a temperatura de condensação da água existente no ar, o que acontece principalmente durante a noite quando os objectos sólidos perdem calor por radiação. A água que condensa à superfície dos geossintéticos está saturada em oxigénio e, como permanece na superfície dos materiais durante horas seguidas, promove a ocorrência de oxidação. A elevada exposição à água favorece também a remoção de aditivos solúveis existentes nos geossintéticos.

A exposição dos geossintéticos a factores climatéricos (radiação UV, chuva, humidade, orvalho) pode afectar a durabilidade e, consequentemente, o seu comportamento. O modo como os geossintéticos se vão comportar em condições naturais pode ser laboratorialmente simulado em apenas poucos dias ou semanas. A simulação laboratorial dos danos que ocorrem nos geossintéticos durante meses ou anos de envelhecimento natural é extremamente importante na previsão do seu tempo de vida útil, numa dada aplicação.

2 – GEOSSINTÉTICOS

Neste trabalho estudam-se três geotêxteis não tecidos agulhados constituídos por fibras de polipropileno especialmente produzidas com diferentes quantidades do aditivo Chimassorb 944. A quantidade de C944 existente nas fibras dos geotêxteis, bem como as massas por unidade de área dos geotêxteis e as suas propriedades mecânicas (resistência à tracção e extensão na força máxima) encontram-se resumidas no Quadro 1. As fibras produzidas para o fabrico dos geotêxteis possuíam uma massa linear de 8 denier (1 denier = 1 g / 10000 m) e foram cortadas com cerca de 7,5 cm de comprimento. Os geotêxteis produzidos possuíam dimensões compreendidas entre os 48,0 m x 2,3 m (GTX 1.0) e os 58,0 m x 2,3 m (GTX 1.1), dos quais se retiraram as amostras ensaiadas no decorrer deste trabalho. A Figura 2 inclui duas imagens obtidas por microscopia electrónica de varrimento da estrutura do geotêxtil GTX 1.0. A estrutura dos geotêxteis GTX 1.1 e GTX 1.2 não apresentava diferenças relativamente à do GTX 1.0.

Quadro 1 – Principais características dos geotêxteis estudados.

Geotêxtil	**GTX 1.0**	**GTX 1.1**	**GTX 1.2**
Concentração de C944 (% em massa)	0,0	0,2	0,4
Massa por unidade de área[1] ($g.m^{-2}$)	283 (11 %)	272 (7,8 %)	263 (7,6 %)
Resistência à tracção[2] ($kN.m^{-1}$)	DF: 13,8 (8,3 %) DPF: 5,19 (5,6 %)	DF: 14,3 (5,5 %) DPF: 5,18 (9,0 %)	DF: 14,6 (7,9 %) DPF: 5,52 (12 %)
Extensão na força máxima[2] (%)	DF: 73,7 (11 %) DPF: 113 (6,3 %)	DF: 87,3 (5,2 %) DPF: 131 (8,9 %)	DF: 87,4 (6,5 %) DPF: 122 (5,5 %)

[1]determinado de acordo com a EN 965 (1994)
[2]determinado de acordo com a EN 29073-3 (1992)
DF: Direcção de fabrico
DPF: Direcção perpendicular à do fabrico
(entre parêntesis encontram-se os valores dos coeficientes de variação obtidos)

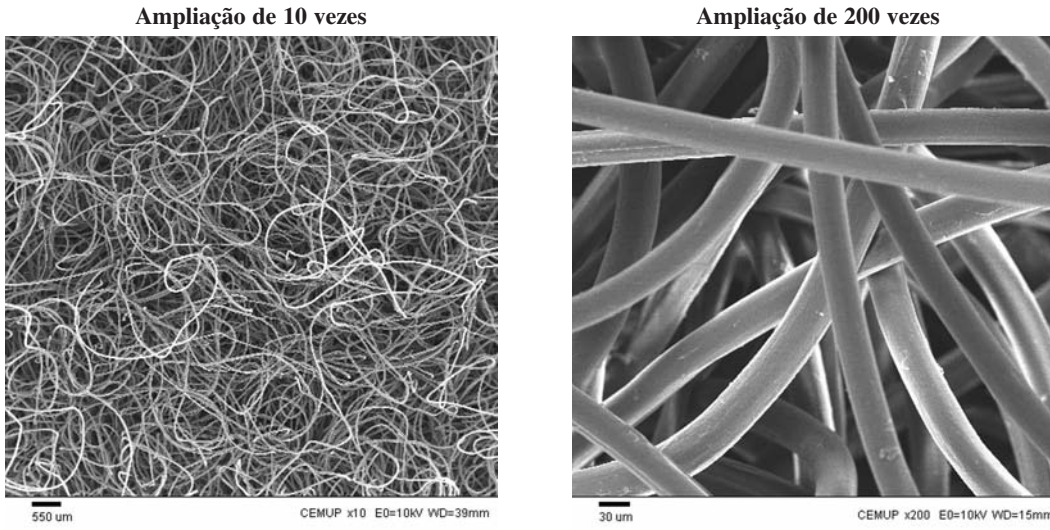


Fig. 2 – Imagens da estrutura do geotêxtil GTX 1.0 obtidas por microscopia electrónica de varrimento.

3 – DESCRIÇÃO EXPERIMENTAL

A simulação do efeito das condições climatéricas (raios ultravioleta, chuva, humidade e orvalho) nos geotêxteis foi efectuada num equipamento laboratorial – o QUV (Figura 3). O QUV permite expor artificialmente os materiais a ciclos climatéricos que envolvem passos de chuva, de condensação (simulam o efeito do orvalho e da humidade) e de exposição aos raios ultravioleta (simulam o efeito degradante da luz solar). Os passos de exposição aos raios UV e de condensação são normalmente realizados a temperaturas elevadas, o que promove a aceleração do processo da degradação polimérica. O passo de chuva origina uma diminuição brusca da temperatura dos materiais (choque térmico) e promove a erosão da sua superfície (remoção de fibras despolimerizadas à superfície dos materiais). Em apenas alguns dias ou semanas, o QUV pode reproduzir os danos que ocorrem durante meses ou anos de envelhecimento ao ar livre, fornecendo excelentes previsões de como os materiais se vão comportar em condições reais.

Fig. 3 – Equipamento QUV.

A luz solar (principalmente devido aos raios UV) é amplamente reconhecida como sendo o factor dominante de degradação em muitos polímeros incluindo os utilizados no fabrico de geotêxteis. A exposição à radiação UV foi realizada utilizando lâmpadas do tipo UV-A-340. As lâmpadas UV-A-340 fornecem uma excelente simulação da luz solar entre os 365 nm e os 295 nm (menor comprimento de onda encontrado na luz solar). Estas lâmpadas possuem um pico de emissão ao comprimento de onda de 340 nm, onde também pode ser encontrado o máximo de emissão da luz solar. Além das lâmpadas do tipo UV-A, o QUV pode também utilizar lâmpadas do tipo UV-B, as quais emitem energia a comprimentos de onda mais baixos que os encontrados na luz solar, o que pode acelerar o processo de degradação dos materiais. No entanto, o facto de emitirem energias mais elevadas que as existentes na radiação solar pode por vezes causar comportamentos anómalos. As lâmpadas UV-A permitem então uma melhor simulação da exposição UV que os materiais sofrem em condições naturais, uma vez que os comprimentos de onda emitidos são os encontrados na radiação solar.

A chuva foi simulada através da projecção de jactos de água (tipo chuveiro) contra a superfície dos geotêxteis. A água utilizada para simular o efeito da chuva foi purificada através de um sistema de osmose inversa com tratamento microbiológico seguido de desionização em resinas de permuta iónica de leito misto. O caudal de água utilizado durante a simulação da chuva foi de 5 $l.min^{-1}$. No passo de condensação, um reservatório de água (proveniente da rede de abastecimento pública) localizado no fundo do QUV é aquecido e ocorre a formação de vapor, que vai condensar (água destilada) à superfície dos geotêxteis expostos.

Os geotêxteis são colocados no QUV em suportes próprios que formam as paredes laterais do equipamento (Figura 4).

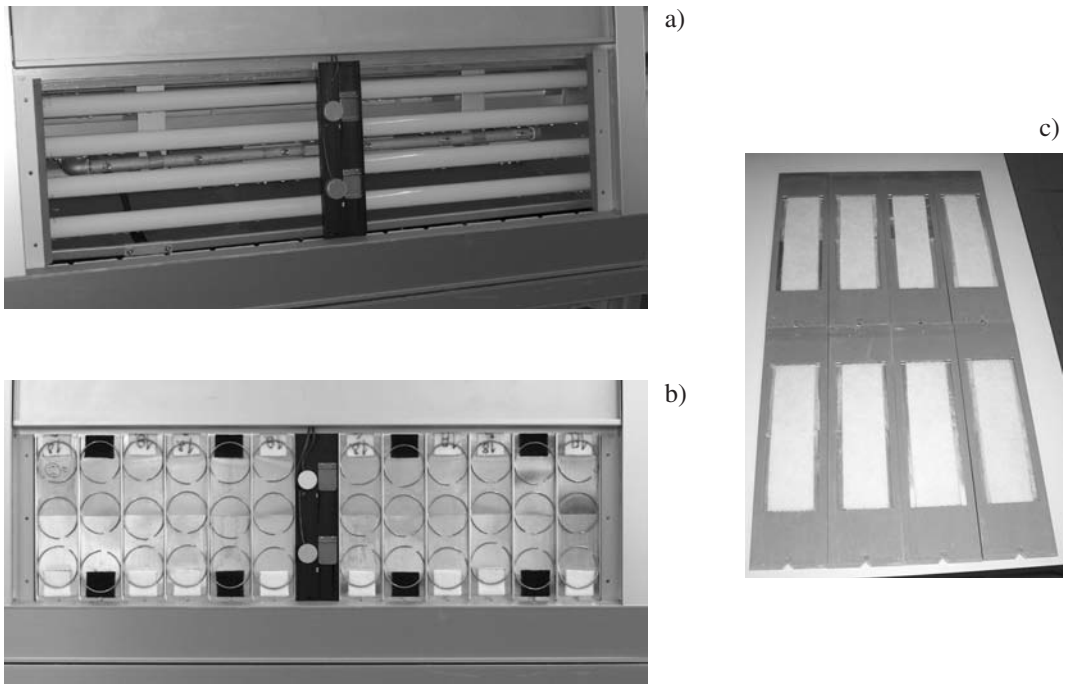


Fig. 4 – Exposição dos geotêxteis no QUV: (a) QUV antes da colocação dos suportes com geotêxteis; (b) QUV após a colocação dos suportes com geotêxteis; (c) suportes usados para a colocação dos geotêxteis.

Os geotêxteis (GTX 1.0, GTX 1.1 e GTX 1.2) foram sujeitos a três ciclos de exposição diferentes (designados por C1, C2 e C3), em que se manteve constante a duração total (500 horas) e se variou a duração dos passos de exposição aos raios UV (60º C) e de condensação (50º C) (Quadro 2). À medida que se avançou do ciclo C1 para o ciclo C3, a exposição à radiação UV foi ganhando preponderância relativamente à ocorrência do fenómeno de condensação à superfície dos materiais. A radiação incidente durante o passo de exposição UV foi de 0,68 $J.m^{-2}.s^{-1}$ aos 340 nm, valor que corresponde à irradiância do pico de emissão máximo da luz solar. A introdução de um passo de chuva imediatamente a seguir ao passo de exposição UV faz diminuir rapidamente a temperatura dos 60º C para cerca de 20º C, provocando um choque térmico nos geotêxteis. A Figura 5 ilustra a variação da temperatura durante os diversos passos do ciclo C1, a título exemplificativo.

Quadro 2 – Condições experimentais da exposição dos geotêxteis no QUV.

Ciclo		Passo	Duração do Passo	Duração Total	Radiação Incidente	Radiação Total Incidente (500 hrs)
C1	1	UV (60º C)	4 hrs	500 hrs	0,68 $J.m^{-2}.s^{-1}$ (340 nm)	0,60 $MJ.m^{-2}$ (340 nm)
	2	Chuva	10 min			
	3	Condensação (50º C)	4 hrs			
C2	1	UV (60º C)	6 hrs	500 hrs	0,68 $J.m^{-2}.s^{-1}$ (340 nm)	0,90 $MJ.m^{-2}$ (340 nm)
	2	Chuva	10 min			
	3	Condensação (50º C)	2 hrs			
C3	1	UV (60º C)	8 hrs	500 hrs	0,68 $J.m^{-2}.s^{-1}$ (340 nm)	1,20 $MJ.m^{-2}$ (340 nm)
	2	Chuva	10 min			
	3	Condensação (50 ºC)	0 hrs			

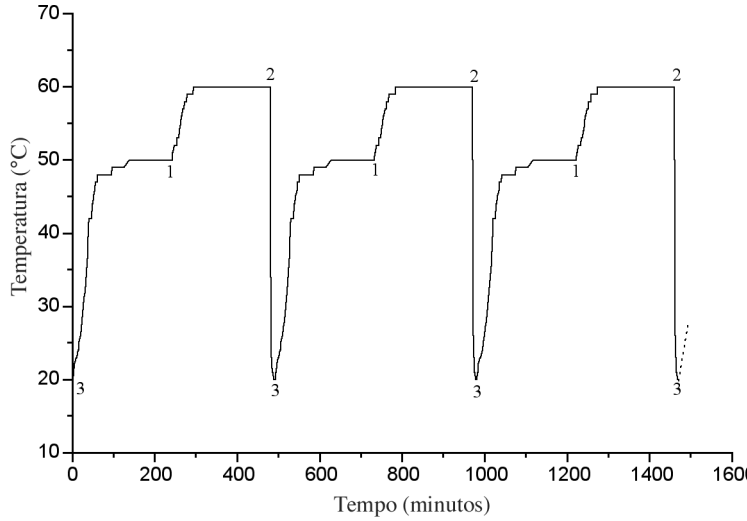


Fig. 5 – Variação da temperatura ao longo dos diversos passos do ciclo C1.
(1 – início do passo de exposição UV; 2 – início do passo de chuva; 3 – início do passo de condensação).

Após exposição aos ciclos de UV-chuva-condensação, os geotêxteis foram acondicionados pelo menos durante 24 horas em local seco e ao abrigo da luz. De seguida, realizaram-se ensaios de tracção (DF), de acordo com a EN 29073-3 (1992) (Quadro 3 e Figura 6), para avaliar a existência de deterioração das propriedades mecânicas dos materiais (resistência à tracção e extensão na força máxima). As eventuais alterações ocorridas a nível microscópico na estrutura dos geotêxteis foram caracterizadas por microscopia electrónica de varrimento.

Quadro 3 – Condições experimentais dos ensaios de tracção (EN 29073-3).

$\text{Largura}_{\text{Geotêxtil}}$	$\text{Comprimento}_{\text{Geotêxtil}}$ (entre garras)	n_{Provetes}	Velocidade	Temperatura	Humidade relativa
50 mm	200 mm	5	100 mm.min^{-1}	20 ± 2º C	65 ± 5 %

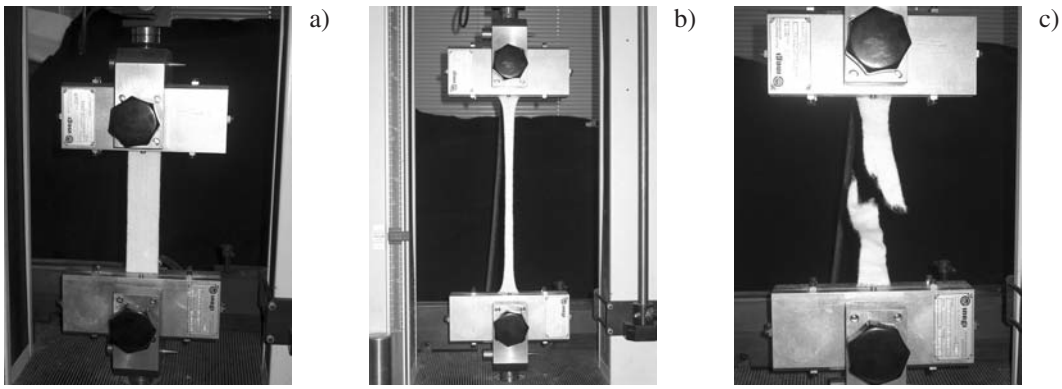


Fig. 6 – Ensaios de tracção-extensão de acordo com a norma EN 29073-3: (a) antes; (b) durante; (c) depois.

4 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS E DISCUSSÃO

4.1 – Geotêxtil GTX 1.0

O geotêxtil GTX 1.0 (sem qualquer estabilização química) não resistiu a nenhum dos ciclos a que foi exposto (Figura 7). As fibras do GTX 1.0 despolimerizaram por completo, fazendo com que os materiais fossem reduzidos a pequenos pedaços ou mesmo a pó durante o decorrer dos ciclos de exposição. A cor não se alterou no decorrer da exposição, nem foram perceptíveis odores devidos à libertação de compostos voláteis durante o processo de despolimerização dos materiais.

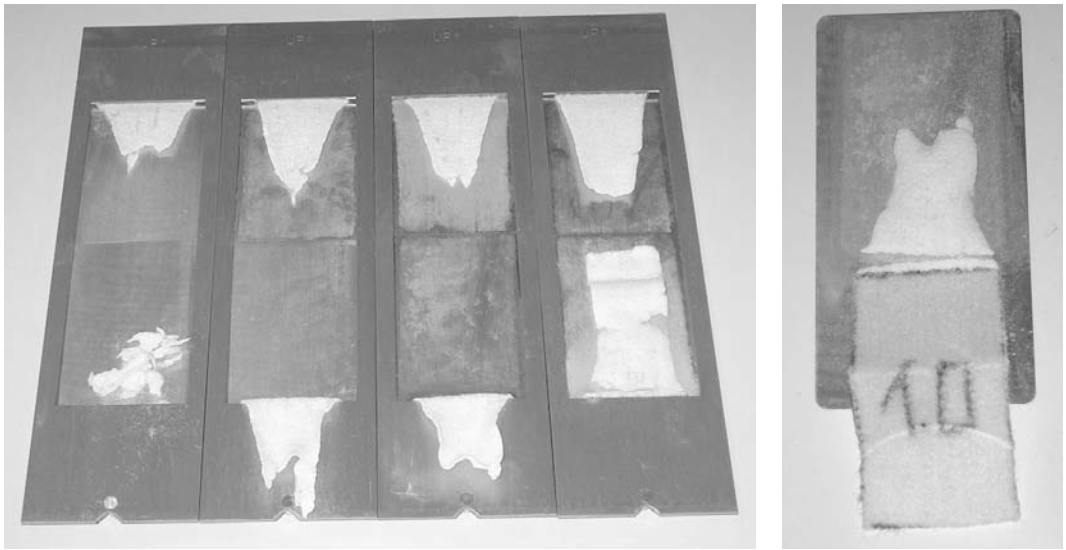


Fig. 7 – Degradação da matriz polimérica das amostras do GTX 1.0 durante exposição ao ciclo C1.

4.2 – Geotêxtil GTX 1.1

A exposição do geotêxtil GTX 1.1 (estabilizado quimicamente com 0,2 % de C944) aos ciclos climatéricos no QUV não originou a sua degradação completa, o que demonstra a importância da incorporação do aditivo C944 na sua formulação. A ocorrência de alguma despolimerização foi perceptível a olho nu após a exposição aos ciclos C2 e C3, uma vez que foi possível observar pequenas fibras despolimerizadas (quase pó) à superfície do material. A exposição aos diferentes ciclos climatéricos não afectou a cor dos materiais. A análise das amostras dos geotêxteis por microscopia electrónica de varrimento mostrou a existência de degradação nas fibras constituintes após a exposição aos diferentes ciclos climatéricos no QUV (Figura 8).

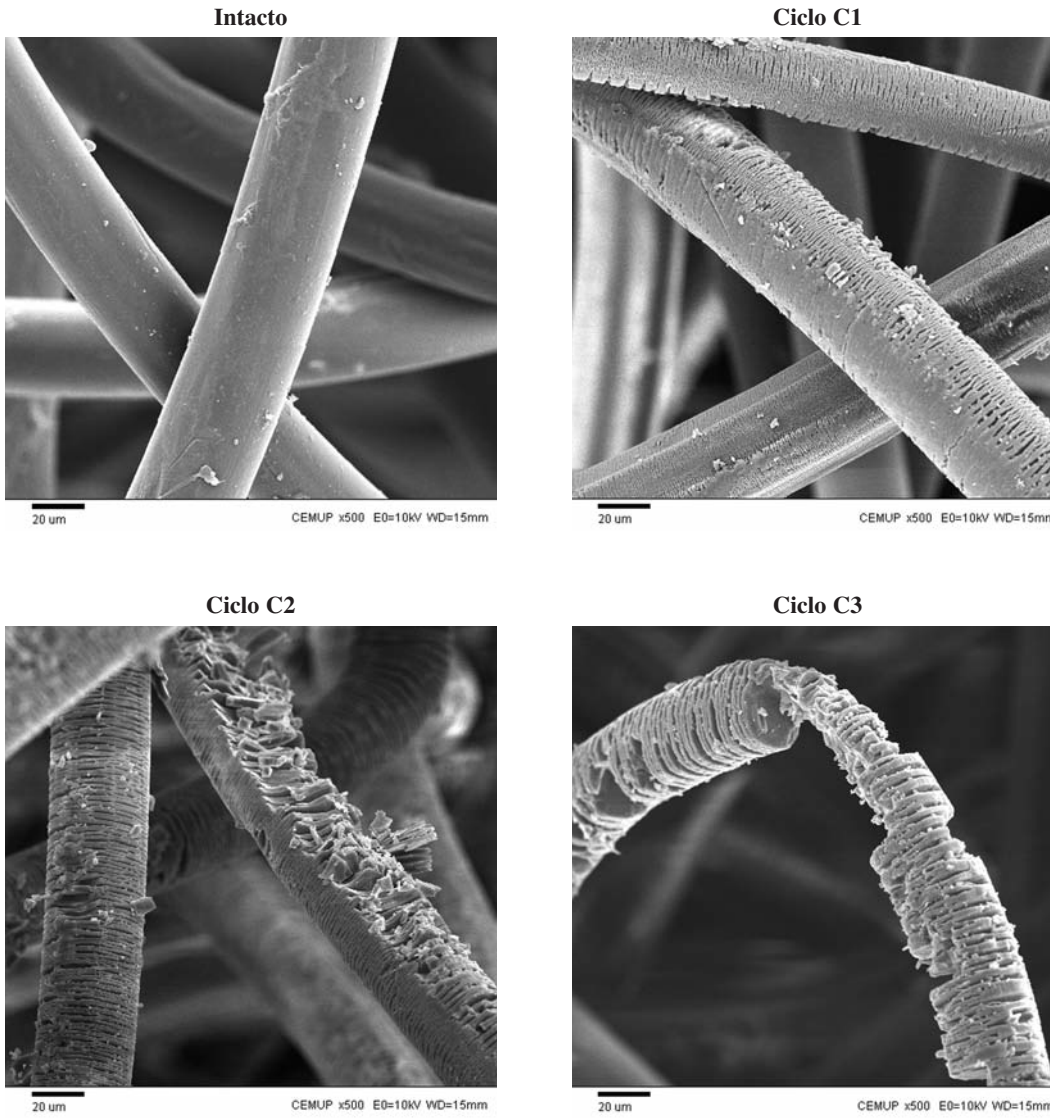


Fig. 8 – Imagens das fibras constituintes do GTX 1.1 obtidas por microscopia electrónica de varrimento (ampliação de 500 vezes).

A danificação ocorrida nas fibras do GTX 1.1 foi mais acentuada para os materiais expostos aos ciclos C2 e C3, onde a ocorrência de despolimerização havia já sido detectada a olho nu. Após a exposição aos ciclos C2 e C3, a grande maioria das fibras constituintes do GTX 1.1 encontravam-se muito degradadas e, em algumas situações, mesmo muito perto da ruptura completa, com a consequente libertação de pequenos pedaços da fibra. Após exposição ao ciclo C1, os geotêxteis também já apresentavam sinais evidentes de degradação – fissuras ao longo das fibras (degradação não perceptível a olho nu). A Figura 9 mostra o pormenor de uma fibra que quebrou durante a exposição do GTX 1.1 ao ciclo C3 **(a)** e alguns resíduos de fibras libertados pelo geotêxtil após a exposição **(b)**.

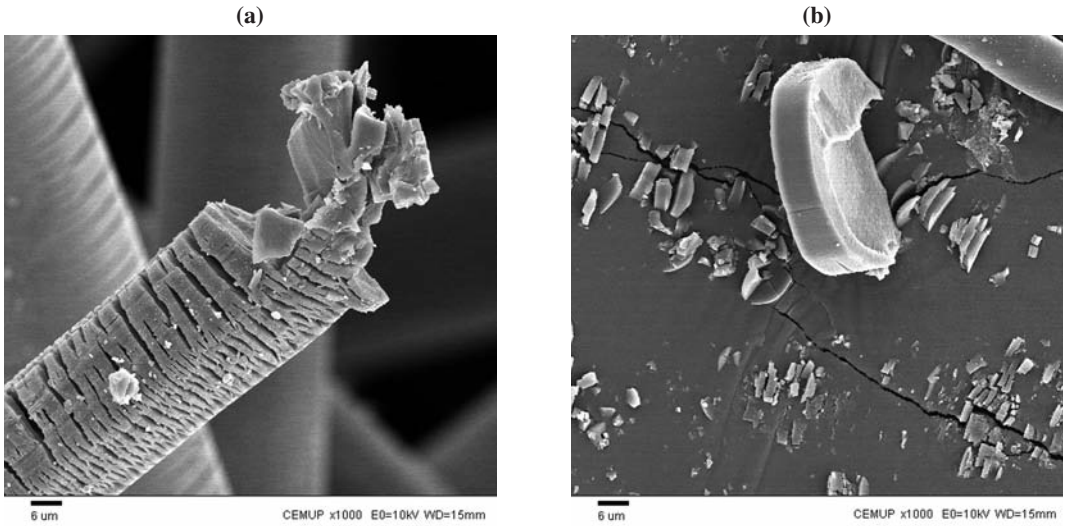


Fig. 9 – Degradação das fibras do GTX 1.1 após exposição ao ciclo C3 (ampliação de 1000 vezes): (a) fibra quebrada; (b) resíduos de fibras libertado pelo geotêxtil.

As propriedades mecânicas dos geotêxteis (resistência à tracção e extensão na força máxima) alteraram-se durante a exposição aos ciclos climatéricos (C1, C2 e C3) devido à ocorrência de degradação das suas fibras constituintes. Os resultados obtidos para a força de tracção máxima e para a extensão na força máxima do GTX 1.1, antes e após a exposição aos diferentes ciclos, encontram-se no Quadro 4.

Quadro 4 – Resistência à tracção e extensão na força máxima do GTX 1.1.

Tipo de exposição	**Resistência à tracção ($kN.m^{-1}$)**	**Extensão (%)**	**Resistência Residual (%)**
Intactos	14,3 *(5,5 %)*	87,3 *(5,2 %)*	–
Ciclo C1	5,46 *(9,8 %)*	37,3 *(5,1 %)*	**38,2**
Ciclo C2	3,22 *(21 %)*	29,9 *(15 %)*	**22,5**
Ciclo C3	1,20 *(47 %)*	20,1 *(16 %)*	**8,4**

(entre parêntesis encontram-se os valores dos coeficientes de variação obtidos; 5 amostras)

A resistência à tracção dos geotêxteis GTX 1.1 diminuiu drasticamente após a exposição aos ciclos climatéricos, sendo essa diminuição mais pronunciada após a exposição ao ciclo C3 (os geotêxteis apresentavam uma resistência residual de apenas 8,4 %). A diminuição gradual da resistência à medida que se aumenta a radiação incidente total demonstra o efeito nocivo dos raios UV nos geotêxteis. A extensão na força máxima também diminuiu após a exposição aos ciclos climatéricos, passando do valor de 87,3 % nos materiais intactos para 20,1 % após a exposição ao ciclo C3. As curvas médias força-extensão obtidas para o geotêxtil GTX 1.1, antes e após a exposição, encontram-se ilustradas na Figura 10.

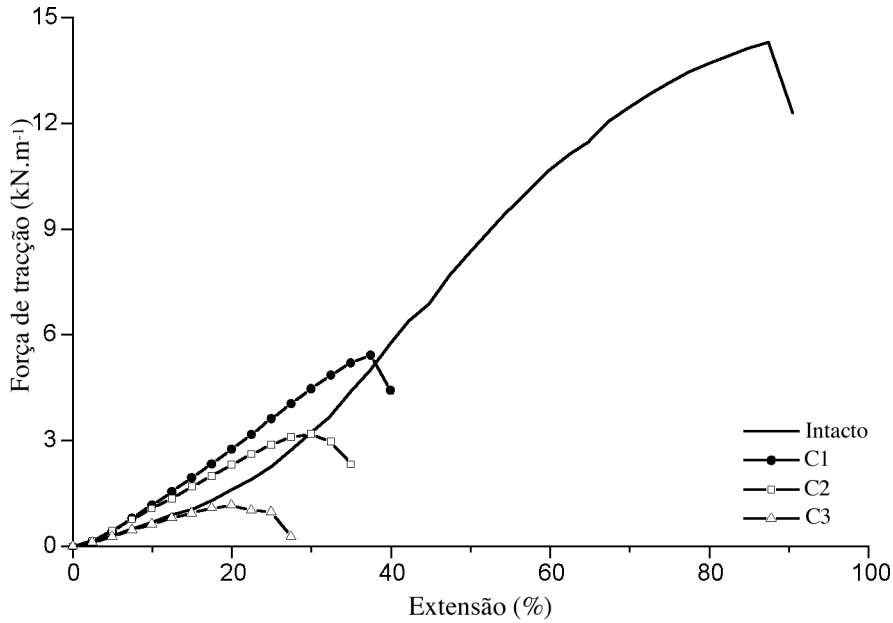


Fig. 10 – Influência da exposição aos ciclos climatéricos C1, C2 e C3 na forma das curvas força-extensão para o GTX 1.1.

4.3 – Geotêxtil GTX 1.2

A exposição do geotêxtil GTX 1.2 (0,4 % de C944) aos ciclos climatéricos no QUV não originou alterações visualmente detectáveis nos materiais. No entanto, a análise por microscopia electrónica de varrimento mostrou a existência da ocorrência de degradação das fibras constituintes, embora essa degradação fosse sempre menor que a degradação observada para o GTX 1.1 no ciclo de exposição correspondente. Os resultados obtidos para as propriedades mecânicas (resistência à tracção e extensão na força máxima) do geotêxtil GTX 1.2, antes e após a exposição aos diferentes ciclos, encontram-se no Quadro 5.

Quadro 5 – Resistência à tracção e extensão na força máxima do GTX 1.2.

Tipo de exposição	Resistência à tracção ($kN.m^{-1}$)	Extensão (%)	Resistência Residual (%)
Intactos	14,6 *(7,9 %)*	87,4 *(6,5 %)*	–
Ciclo C1	10,3 *(8,5 %)*	47,4 *(6,6 %)*	**70,5**
Ciclo C2	6,18 *(21 %)*	34,9 *(13 %)*	**42,3**
Ciclo C3	4,67 *(11 %)*	30,0 *(5,3 %)*	**31,2**

(entre parêntesis encontram-se os valores dos coeficientes de variação obtidos; 5 amostras)

A exposição dos geotêxteis GTX 1.2 aos ciclos climatéricos provocou uma diminuição da sua resistência à tracção. O aumento do tempo de exposição aos raios UV e a diminuição do tempo de condensação à superfície dos materiais (de C1 para C3) provocou uma diminuição gradual da resistência dos geotêxteis, indicando a preponderância da exposição UV relativamente à condensação na degradação polimérica dos materiais. A diminuição na resistência à tracção foi acompanhada por uma diminuição da extensão na força máxima, que passou de 87,4 % nos materiais intactos para 30.0 % após a exposição ao ciclo C3. As curvas médias força-extensão obtidas para o geotêxtil GTX 1.2, antes e após os 3 ciclos de exposição, encontram-se na Figura 11.

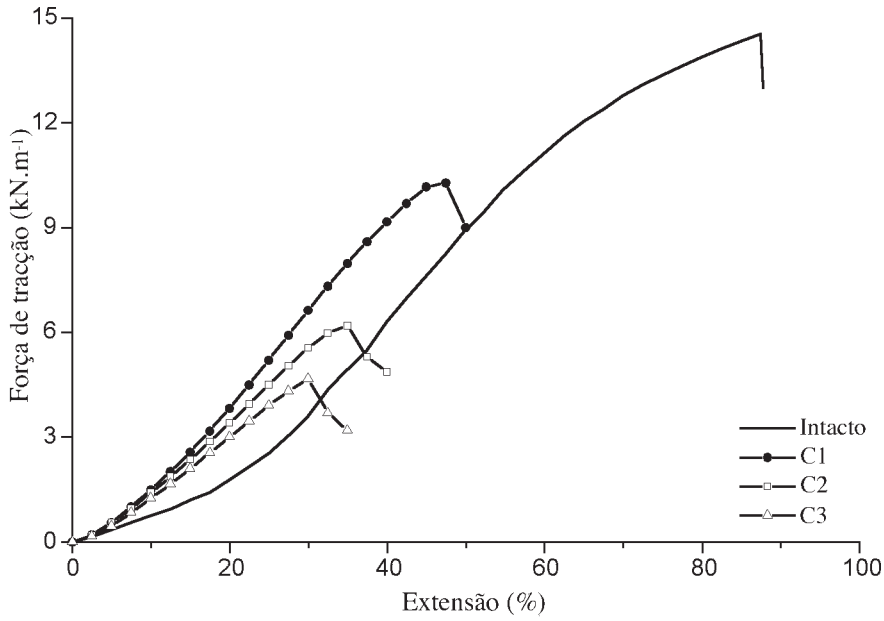


Fig. 11 – Influência da exposição aos ciclos climatéricos C1, C2 e C3 na forma das curvas força-extensão para o GTX 1.2.

A degradação completa do GTX 1.0 (sem C944) e a degradação apenas parcial dos geotêxteis GTX 1.1 (0,2 % de C944) e GTX 1.2 (0,4 % de C944), após a exposição aos três ciclos climatéricos, são resultados que mostram que a incorporação do aditivo C944 é extremamente importante na retardação da degradação polimérica. Além disso, a incorporação de uma maior quantidade de C944 no GTX 1.2 resulta numa maior protecção, uma vez que se verificou uma menor degradação do GTX 1.2 relativamente ao GTX 1.1. A resistência residual do GTX 1.2 foi aproximadamente o dobro da resistência residual do GTX 1.1 após a exposição aos ciclos C1 e C2 (C1: 70,5 % contra 38,2 %; C2: 42,3 % contra 22,5 %). É interessante notar este facto, uma vez que a quantidade de C944 existente no GTX 1.2 é precisamente o dobro da existente no GTX 1.1. Após a exposição ao ciclo C3, a diferença entre a resistência residual do GTX 1.2 e do GTX 1.1 foi mais pronunciada (31,2 % no GTX 1.2 contra 8,4 % no GTX 1.1). Na Figura 12 encontram-se ilustradas as curvas médias força-extensão obtidas para os geotêxteis GTX 1.1 e GTX 1.2 após exposição aos ciclos C1, C2 e C3.

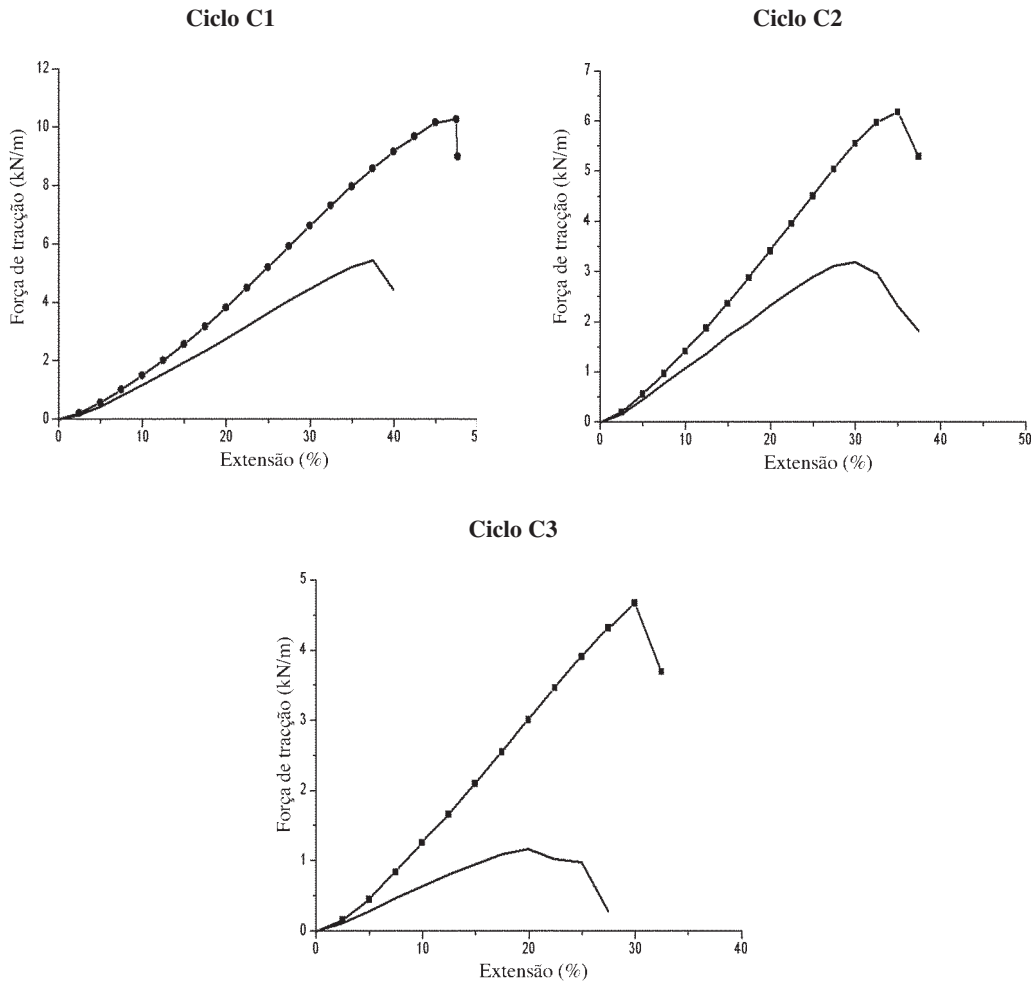


Fig. 12 – Comparação da forma das curvas força-extensão obtidas para os geotêxteis GTX 1.1 e GTX 1.2 após exposição aos ciclos C1, C2 e C3.
(–) GTX 1.1 (-•-) GTX 1.2

5 – CONCLUSÕES

A durabilidade dos geotêxteis (polipropileno) foi drasticamente afectada pela exposição aos factores climatéricos simulados no QUV (raios UV, chuva, humidade e orvalho). A exposição dos geotêxteis estabilizados quimicamente com o aditivo C944 (GTX 1.1 e GTX 1.2) não originou a sua degradação completa, ao contrário do que aconteceu para o geotêxtil sem qualquer estabilização química (GTX 1.0), o que demostra a importância da incorporação do aditivo C944 na formulação destes materiais. Apesar de não se terem degradado por completo, os geotêxteis GTX 1.1 e GTX 1.2 sofreram uma redução significativa na sua resistência à tracção e extensão na força máxima após a exposição aos ciclos climatéricos simulados no QUV. A menor degradação do GTX 1.2 (0,4 % de C944) relativamente ao GTX 1.1 (0,2 % de C944) mostrou que a incorporação de uma maior quantidade de C944 resulta numa maior protecção contra a degradação dos geotêxteis sofrida por acção de factores climatéricos. A microscopia electrónica de varrimento permitiu observar a degradação sofrida pelas fibras constituintes dos geotêxteis, após a exposição aos diferentes ciclos climatéricos no QUV.

A exposição dos geotêxteis durante um maior ou menor período de tempo aos raios UV, à chuva, à humidade e ao orvalho é praticamente inevitável na maioria das aplicações, pelo que, a incorporação de aditivos químicos na sua formulação é extremamente importante de modo a prevenir e/ou retardar a degradação promovida por factores climatéricos.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar os seus agradecimentos ao Dr. Luís Carvalho e à empresa CARVALHOS pelo fabrico das fibras e geotêxteis estudados ao longo deste trabalho. Os autores agradecem também o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), POCTI e FEDER (Projecto de investigação: POCTI/ECM/42822/2001).

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

EN 965 (1994): Geotextiles and geotextiles-related products – Determination of mass per unit area.

EN 29073-3 (1992): Textiles – Test methods for nonwovens. Part 3: Determination of tensile strength and elongation.

DURABILIDADE DE GEOMEMBRANAS EM AMBIENTES DE ÁGUAS MINERAIS SULFÚREAS

Durability of Geomembranes in Sulphureous Mineral Water Environments

L. M. Ferreira Gomes*
F. Riscado Santos**
M. Figueiredo Nunes***

RESUMEN – No presente artigo apresentam-se os resultados de ensaios físico e mecânicos em geomembranas do tipo PEAD, em situações de amostras imersas durante oito meses em água mineral sulfúrea corrente e em água mineral sulfúrea parada, de modo a investigar a estabilidade das propriedades destes materiais ao longo do tempo. Os resultados são comparados com os obtidos na situação de amostras devidamente acondicionadas. Analisa-se a composição química da água mineral, quer na situação de água jovem, quer nas situações de águas envelhecidas, sem e em contacto com as geomembranas, para se averiguar da possível contaminação das águas minerais na sequência da eventual degradação daqueles geossintéticos.

SYNOPSIS – In the present paper the results of physical and mechanical tests on a HDPE geomembrane when immersed during eight months in running sulphurous mineral water and in stationary sulphurous mineral water are studied in order to investigate the stability of the properties of this material with time. The results are also compared with those obtained in the situation of samples duly acondicionated. The chemical composition of both fresh and aged mineral water is studied, with and without contact with the geomembrane. Finally, the possibility of contamination of the mineral water, due to eventual geosynthetics degradation, is analyzed.

1 – INTRODUÇÃO

Este trabalho insere-se num conjunto de estudos de maior amplitude, em que, além dos ensaios em geomembranas, foram desenvolvidos estudos em vários tipos de geotêxteis (Riscado Santos, 2002; Riscado Santos et al, 2002). Foram ainda realizados estudos sobre a composição físico-química da água mineral e respectivas áreas de ocorrência (Ferreira Gomes e Machado Saraiva, 1997; Ferreira Gomes e Albuquerque, 1998; Ferreira Gomes et al., 2000; Ferreira Gomes et al., 2001a, 2001b, e Ferreira Gomes, et al., 2002) onde potencialmente estes geossintéticos poderão ser aplicados, quer em obras de drenagens, quer em obras de impermeabilização junto a captações que interessa manter intocáveis relativamente à qualidade da água mineral. São exemplo disso, de entre muitos, os casos das captações associadas às unidades termais do país, em que a água mineral é do tipo sulfúrea, como é o caso das Termas de S. Pedro do Sul, das Termas de Unhais da Serra e muitas outras. Os critérios e exigências de qualidade têm levado à obrigatoriedade legal de implementação de perímetros de protecção e consequentemente tem aumentado a necessidade de melhorar e reordenar os espaços, por vezes urbanos, junto às captações e em especial na zona de Protecção Imediata. Tem, assim, havido necessidade de efectuar obras de drenagem, eventualmente com geotêx-

* Professor Associado do Departamento de Eng.ª Civil e Arquitectura da Universidade da Beira Interior.
** Director de Departamento dos Serviços Municipalizados da Covilhã.
*** Professor Associado do Departamento de Ciência e Tecnologia Têxteis da Universidade da Beira Interior.

teis, para intersectar ressurgências hidrominerais, de modo a manter as áreas secas ou sem excesso de humidade, minorando a possibilidade de desenvolvimento de ambientes que possam levar à contaminação do aquífero. Por outro lado, também pode ocorrer a colocação de telas impermeáveis, como as geomembranas, em zonas sensíveis à contaminação, para evitar o contacto entre fluidos superficiais eventualmente contaminados e a água mineral. Assim, a aplicação dos geossintéticos nestes ambientes, de águas extremamente agressivas, exige o estudo do comportamento destes materiais ao longo do tempo. Nestas situações, a preocupação relativa à qualidade da água mineral é acrescida, pois a haver alteração dos geossintéticos poderá resultar a contaminação desta, inviabilizando o desenvolvimento do Termalismo. Devido às exigências do sector, o controlo de qualidade da água efectua-se de um modo sistemático, frequentemente de quatro em quatro meses com análises físico-químicas parciais, e de quatro em quatro anos em análises completas com pesquisas de elementos menores.

A importância da presente pesquisa é grande, uma vez que as zonas de Termas antigas, são na generalidade locais onde há captações de água mineral, por vezes termal (quente), que, ao ser usada, obriga a obedecer a critérios de qualidade extremamente exigentes. Salienta-se que a maioria das Termas legalizadas em Portugal apresenta águas do tipo sulfúrea, sendo algumas delas muito quentes como é o caso de S. Pedro do Sul, onde a água ressurge à temperatura de 68,7ºC. Para se evidenciar a importância deste assunto, refere-se que só no ano 2004 frequentaram as Termas de S. Pedro do Sul 25453 pessoas, tendo sido gerada uma receita directa de cerca de $4{,}6 \times 10^6$ euros (em tratamentos e consultas) e uma receita indirecta de cerca de 15×10^6 euros (considerando que, em geral, cada aquísta esteve nas Termas 15 dias e gastou em média 40 euros/dia em alimentação, dormida, etc.). Facilmente se conclui, que não se pode permitir a contaminação deste recurso, e que portanto todo o risco tem que ser minimizado ao máximo.

As geomembranas são constituídas por polímeros sintéticos, designadas por PEAD (Polietileno de alta densidade). Em termos químicos os polímeros sintéticos são constituídos no geral por compostos de carbono e hidrogénio, organizando-se em grupos por vezes muito complexos. O elemento mais simples que forma qualquer polímero constituinte dos geossintéticos é o monómero (Figura 1). Na polimerização dá-se a junção dos monómeros de modo a formarem macromoléculas, variando as propriedades do polímero de acordo com o número e o tipo de monómeros que o constituem.

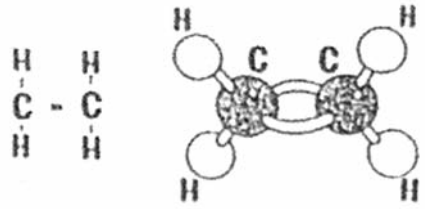


Fig. 1 – Esquema da estrutura e composição química dos elementos mais simples que formam os polímeros sintéticos das geomembranas (adaptado de Pinto, 2000).

Durabilidade, pode definir-se, de um modo geral (Monteiro, 1998), pela capacidade de resistência dos materiais aos processos degenerativos, provocados por diversos agentes, não só ao longo dos anos de serviço, mas também antes e durante a sua instalação em obra. Os geossintéticos, apesar de serem materiais com uma aplicação crescente em engenharia, nomeadamente em obras de carácter ambiental, apresentam ainda hoje, como principal reserva (Lopes et al., 2001), a questão da durabilidade. A degradação dos geossintéticos depende naturalmente do meio onde são inseridos ou utilizados, sendo as causas principais: os raios ultravioletas, o efeito de termo-oxidação e de foto-oxidação, o ataque químico directo por poluentes no solo, na água e na atmosfera, o ataque biológico, as acções mecânicas e ainda a fluência. É de salientar que a acção conjunta do calor e/ou das radiações solares com o oxigénio é responsável por alterações nas cadeias moleculares consti-

tuintes dos polímeros, as quais incluem quebras de ligações químicas. Também a combinação do ataque químico e do carregamento podem acelerar certos tipos de degradação. Naturalmente que essas alterações acarretam modificações nas propriedades dos polímeros e consequentemente dos geossintéticos. Salienta-se que a oxidação é uma das principais formas de degradação química dos polímeros. Alguns geossintéticos contêm antioxidantes para estabilização a curto prazo (para a fase de produção que ocorre a altas temperaturas) e para estabilização a longo prazo (para a fase de serviço a baixas temperaturas). Assim, se estes antioxidantes forem desagregados pela água ou se ficarem saturados pelo oxigénio, a degradação do polímero pode tornar-se bastante rápida.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

A geomembrana estudada é de polietileno de alta densidade do tipo liso (PEAD). A água mineral utilizada neste estudo é originária de Unhais da Serra.

Para a realização dos estudos apresentados, a geomembrana foi cortada em provetes (de dimensão adequada aos ensaios a efectuar), que se podem dividir em três grupos, de acordo com o seguinte:

i) provetes imersos em tinas com água mineral termal parada, a uma temperatura constante de 20º C, em Laboratório;
ii) provetes imersos em tinas com água mineral corrente, à temperatura natural de 37°C, junto à captação das Termas, no interior de um casoto adaptado especialmente para o efeito (Figura 2);
iii) provetes devidamente acondicionados, protegidos de qualquer situação que pudesse alterar a sua qualidade: local sombrio, abrigado da luz, da humidade e de poeiras, à temperatura de cerca de 20°C.

Fig. 2 – Geossintéticos em tinas sujeitos a água sulfúrea corrente, nas Termas. Nota: os resíduos esbranquiçados correspondem a um produto natural, típico, que se desenvolve ao longo do tempo.

A razão de se estudarem provetes imersos em tinas com água mineral termal parada prende-se com a necessidade de adquirir mais sensibilidade sobre o que poderá acontecer em termos de alteração química da água depois desta ter estado em contacto com as geomembranas. Na natureza há sempre movimento contínuo da água subterrânea, dentro do que é comum para um aquífero semiconfinado, como é o presente caso, com coeficiente de permeabilidade da ordem de grandeza de 2.3 a 3.1 m/dia (Ferreira Gomes e Machado Saraiva, 1997). Na situação de água corrente, devido à contínua renovação, torna-se difícil encontrar alterações em termos químicos. Chama-se a atenção para o facto da água na situação designada por água corrente se mover com maior rapidez do que na realidade (e portanto ser uma situação claramente artificial), onde existem elementos (solos e outros materiais) que contribuam para a redução da velocidade. A situação real é assim de difícil simulação, em especial quando se pretende estudar algumas variáveis de modo controlado. De qualquer modo, admite-se de que o poder reactivo da água sulfúrea em contínua renovação possa ser muito superior ao da água sulfúrea parada, pelo que se procedeu ao estudo nessas condições.
Os provetes i) e ii) ensaiaram-se ao longo de 6 meses seguidos e também no oitavo mês. Após a retirada dos provetes das tinas, estes eram colocados em local sombrio, seco e arejado no laboratório durante 1 dia e depois mais 2 dias em estufa ventilada a 22°C. Os provetes iii) foram apenas ensaiados no início, no meio e no fim dos trabalhos, para os seus resultados servirem de referência. Os ensaios realizados às geomembranas, ao longo do tempo, foram: Massa por unidade de área, Resistência ao Punçoamento Estático (CBR), e Resistência à Tracção. Na implementação do plano experimental, tratamento e apresentação de resultados seguiram-se em geral os procedimentos descritos nas Normas Europeias (EN) e adoptadas pela Organização Internacional de Normalização (ISO). Salienta-se no entanto que se adaptaram por vezes algumas modificações a estas Normas, uma vez que na presente pesquisa, o objectivo considerado mais importante foi *verificar em termos relativos* o que aconteceria às geomembranas ao longo do tempo, em meios agrestes constituídos por águas sulfúreas. Algumas particularidades sobre aspectos das metodologias, e que são entendidas merecer referência, apresentam-se no presente trabalho.

A *Massa por unidade de área* foi determinada seguindo-se os procedimentos na Norma EN 965 (1995).

Os ensaios de Resistência ao Punçoamento Estático foram efectuados de acordo com os procedimentos em EN ISO 10319 (1996). Utilizou-se a prensa normalmente usada nos ensaios triaxial e CBR do Laboratório de Mecânica dos Solos (Figura 3), em associação a um êmbolo (com 50 mm de diâmetro e 75 mm de altura) e a um anel dinamométrico de capacidade de 29,4 kN, e utilizou-se ainda um sistema próprio de fixação do provete ao molde CBR, construído para o efeito.

No tratamento de resultados, para cada provete traçou-se o gráfico de variação de força aplicada com o deslocamento, efectuou-se a correcção da curva de acordo com o apresentado na Figura 4 e determinaram-se a força de rotura (F_{rp}), o deslocamento relativo à rotura (D_{rp}), e ainda o "módulo de deformação punçoante" (E_{tp}), de acordo como estão definidos na própria Figura 4. Salienta-se que (E_{tp}) foi introduzido no presente trabalho, além do exigido na norma de base ao ensaio, de modo a adquirir o máximo de sensibilidade sobre os objectivos em análise. O resultado final de cada um dos vários parâmetros (F_{rp}, D_{rp} e E_{tp}) de cada amostra corresponde à média dos resultados obtidos em 4 provetes.

Nos ensaios de Resistência à Tracção, seguiram-se os procedimentos em EN ISO 10319 (1996), e utilizou-se uma máquina de tracção universal (Figura 5), com uma célula de carga de capacidade máxima de 5 kN e garras com largura de 10 cm.

Em cada fase de estudo foram ensaiados 4 provetes. No tratamento de resultados, para cada provete, de acordo com a Figura 6 foram traçados os gráficos de variação da *força de tracção aplicada (F_i) com deformação (d_i),* tendo-se efectuado sempre que necessário a correcção da curva resultante, devido ao menos bom ajuste inicial do provete às garras. Assim, para cada provete, determinaram-se a força máxima (F_r), a deformação corrigida na rotura (D_r) e ainda o parâmetro

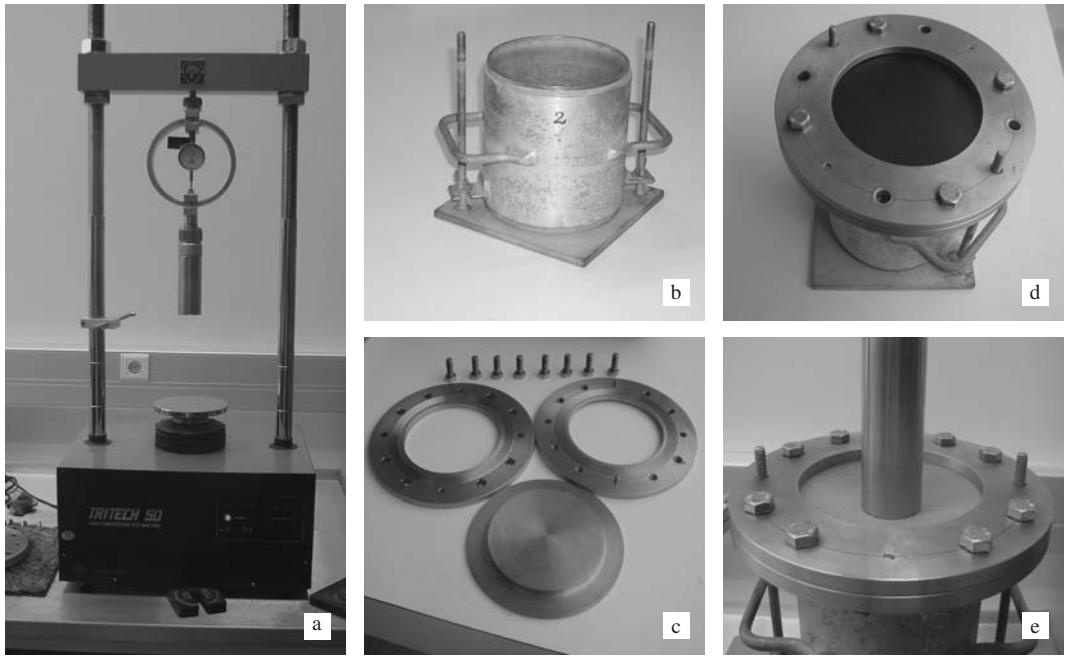


Fig. 3 – Prensa e sistemas auxiliares para a realização do ensaio de Resistência ao Punçoamento Estático nos geossintéticos; a - prensa, b - molde CBR; c - sistema de anéis de fixação do provete; d- provete de geomembrana a ser fixado no molde; e - detalhe de um provete no início do ensaio.

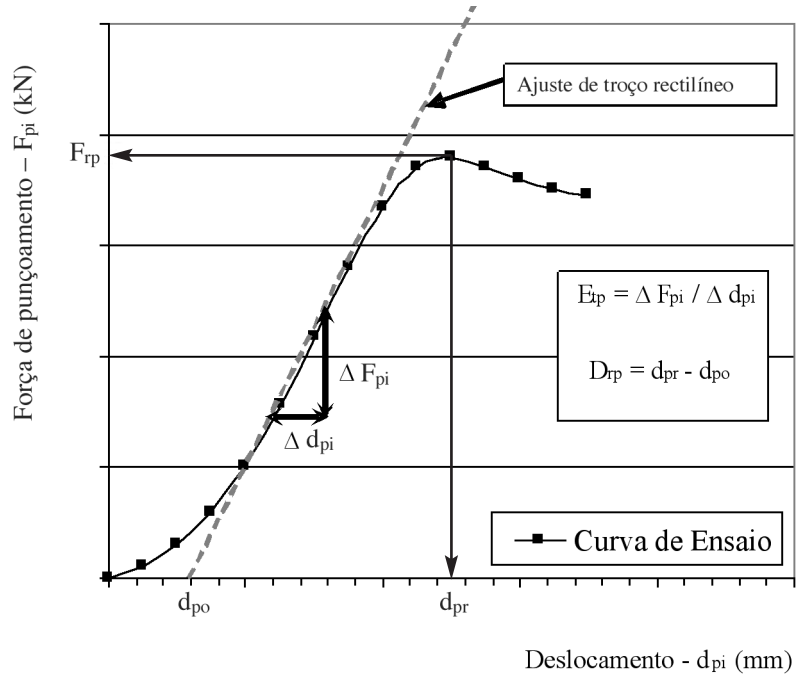


Fig. 4 – Esquema sobre o tratamento de resultados do ensaio de Resistência ao Punçoamento Estático, com definição do "módulo de deformação punçoante" (E_{tp}).

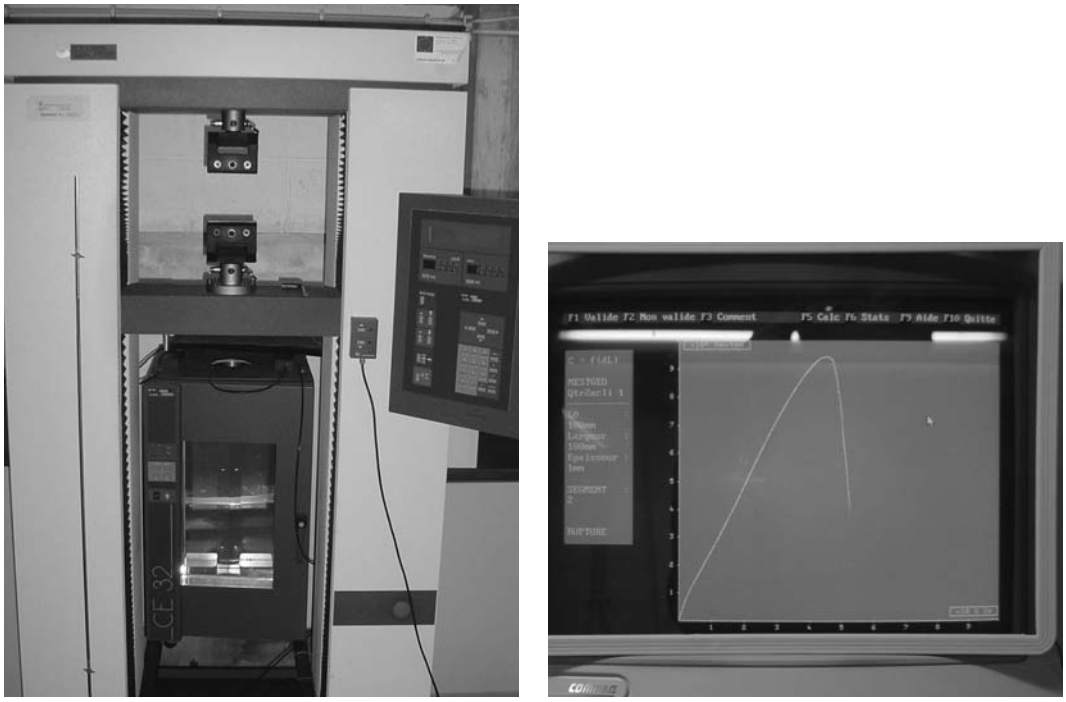


Fig. 5 – Aspectos da máquina (dinamómetro) utilizada nos ensaios de Tracção de geomembranas: a - visão global, b - consola de registo automático de resultados.

de deformabilidade tangente (Et), de acordo como definidos na Figura 6. O resultado apresentado para cada ensaio (F_r, D_r e E_t), é a média dos resultados dos 4 provetes.
Sobre os resultados considerou-se ainda o seguinte tratamento:

$R_r = F_r \cdot C$,
$V_t = E_t \cdot 100\ C$,

em que:

R_r, é a resistência à rotura (em kN/m);
V_t, é a rigidez tangente (em kN/m), com base em E_t obtido a partir do troço rectilíneo da curva Fi (em kN) versus d_i (em %);
F_r, é a força máxima registada (em kN);
C =1/B ; B= largura do provete em metros.

Enfatiza-se que a norma de base ao presente ensaio, genericamente seguida, orienta para a determinação da rigidez secante, no entanto no presente trabalho entendeu-se ser mais consistente de acordo com os objectivos em causa, introduzir o parâmetro E_t e consequentemente V_t, expresso de um modo similar ao apresentado na norma para a situação da rigidez secante.

Os estudos sobre a composição físico-química dos parâmetros principais das águas minerais foram efectuados pelo Laboratório de Análises do Instituto Superior Técnico. Analisaram-se as águas nas situações: i) jovem, e ii) envelhecida após o contacto com os provetes de geomembranas, e também na situação iii) envelhecida sem contacto com qualquer provete, para os resultados servirem de referência. No estudo são utilizados também os resultados da análise físico-química completa mais recente da água jovem, efectuada pelo Laboratório do Instituto Geológico e Mineiro em 1994, em termos dos elementos menores (espécies vestigiárias). Quanto às técnicas utilizadas, de acordo com o

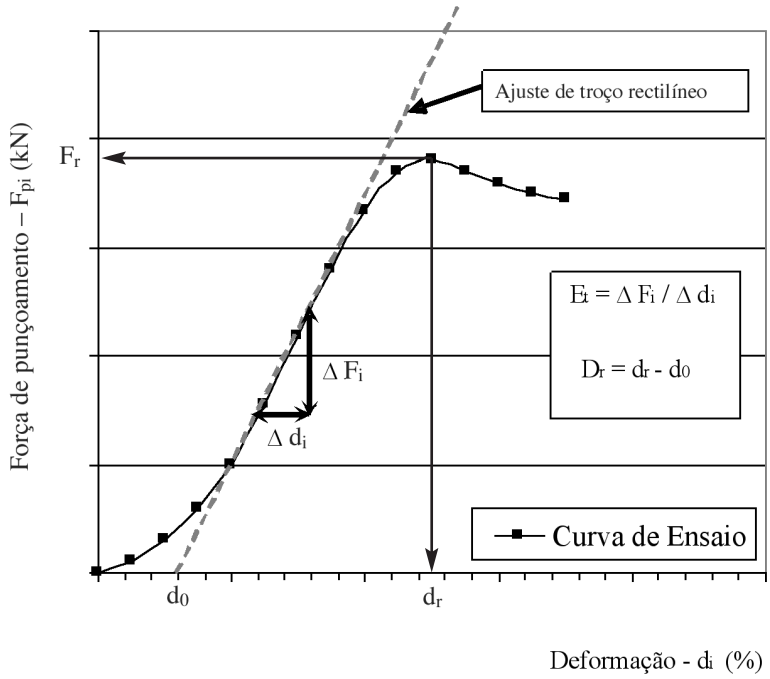


Fig. 6 – Esquema sobre o tratamento de resultados no ensaio de Resistência à Tracção, com definição da deformabilidade tangente (E_t).

referido nos relatórios das análises físico-químicas, são métodos de doseamento por Cromatografia Iónica, Espectrofotometria de Absorção Molecular e Atómica com Chama, Calorimetria e Fotometria de Chama nas espécies maioritárias, e ainda técnicas de Espectrometria de Absorção Molecular na zona do visível nas espécies vestigiárias dos elementos não metálicos, técnicas de Espectrometria de Emissão com Plasma Condutivo nas espécies vestigiárias dos elementos metálicos; o Boro e o Alumínio em particular foram doseados por Espectrometria de Emissão com Plasma Indutivo.

Devido a estas águas apresentarem características especiais e em particular as de Unhais da Serra, foram alvo de um estudo científico, no domínio físico-químico, por Rocha Pereira (1991) referindo que uma das características principais é o seu carácter marcadamente redutor. Como regra, estas águas apresentam valor de pH superior a 7, concentração de sílica superior a 10% em relação à mineralização total, concentração de fluoreto superior a 5 mg/l, existência de formas reduzidas de enxofre pouco estáveis (HS^- e $S_2\ O_3^{2-}$) e a presença de HCO_3^- e Na+ como o anião e catião, respectivamente, dominantes. Existem também nestas águas outros aniões e catiões importantes, como o cloreto, o sulfato, carbonato e silicato nos aniões, e o cálcio nos catiões. Estão ainda presentes alguns gases como sejam o gás carbónico, o azoto, o radão, etc, e alguns oligoelementos (elementos menores).

3 – RESULTADOS E INTERPRETAÇÃO

Os resultados obtidos nos ensaios de Massa por unidade de área, de Resistência ao Punçoamento Estático, e de Resistência à Tracção, em provetes mantidos em ambiente seco, indicam-se no Quadro 1. Estes valores servirão de referência à análise dos resultados obtidos nos meios de água corrente (ac) e água parada (ap). Salienta-se que são resultados obtidos em três ensaios (meses: 0, 4 e 8).

Quadro 1 – Resultados dos ensaios físicos e mecânicos das geomembranas em ambiente seco.

Tipo de ensaio		N.º de ensaios	Mínimo	Médio	Máximo
Massa por unidade de área - M (g/m^2)		3	960,77	979,05	994,84
Resistência ao Punçoamento Estático	F_{rp} (kN)	3	2,66	3,13	3,52
	E_{tp} (kN/m)	3	0,8002	0,0886	0,0971
	D_{rp} (mm)	3	67,65	86,75	98,71
Resistência à Tracção	R_r (kN/m)	3	18,95	19,18	19,48
	$V_T/100$ (kN/m)	3	718,38	744,04	767,20
	D_r (%)	3	10,89	11,69	12,80

Em relação à Massa por unidade de área, os resultados finais dos vários ensaios, em termos médios, obtidos nos provetes imersos em água corrente e em água parada, apresentam-se na Figura 7. Um exemplo de um ensaio individual apresenta-se na Figura 8. Nos ensaios realizados obtiveram-se sempre resultados diferentes, no caso da água ser corrente ou parada, no entanto, esta variação não é considerada significativa.

Na Figura 9 apresentam-se os resultados do ensaio de Resistência ao Punçoamento Estático, obtidos ao longo dos oito meses, em água corrente e água parada. Exemplo de resultados de ensaio típico obtido nos vários provetes, apresenta-se na Figura 10. Todos os resultados dos ensaios de Resistência ao Punçoamento Estático indicam que a resistência em termos de F_{rp}, é sempre menor quando as geomembranas ficam imersas do que na situação de ambiente seco. Ao longo do tempo há a tendência clara da resistência diminuir continuamente, quer em água parada, quer em água corrente. Através das equações da variação de F_{rp} ao longo do tempo, verificam-se perdas de resistência 0,95% e 1,05% por mês, em água corrente e em água parada respectivamente. Chama-se a atenção para a importância destes valores, uma vez que, a verificarem-se, apontam para uma perda de resistência total na ordem de 8 e 9 anos para a água mineral corrente e parada, respectivamente. Em relação à situação de E_{tp}, verificam-se tendências similares às de F_{rp}, no sentido de diminuir à medida que aumenta o tempo de imersão. Verifica-se o contrário com as deformações (D_{rp}), uma vez que, com o tempo, as geomembranas se tornam mais deformáveis. Esta situação é evidenciada na forma dos provetes, que têm tendência de tomar a forma de um "chapéu" (Figura 10), tanto mais alto e mais perfeito, quanto maior o tempo de imersão.

Os resultados do ensaio de Resistência Tracção, em termos de força de rotura, deformação corrigida na rotura e rigidez tangente, obtidos ao longo dos oito meses, na água corrente e na água parada, apresentam-se na Figura 11. Exemplos de ensaio típico com os vários provetes, e ainda de um provete a ser ensaiado no momento da rotura, apresentam-se na Figura 12. Apesar dos resultados dos três primeiros meses dos provetes em contacto com a água mineral, terem apresentado ligeiro acréscimo de resistência em relação às amostras acondicionadas ao longo do tempo, tal como nos ensaios de punçoamento estático, também na tracção-deformação, os resultados indicam que há uma perda de resistência quando os provetes ficam imersos. R_r diminui em cerca de 2,33% e 1,38% por mês, em geomembranas imersas em água corrente e em água parada, respectivamente. Note-se que estes valores apontam para uma degradação muito maior que nos ensaios de punçoamento, levando a perdas de resistências totais ao fim de cerca de 4 a 6 anos. Em relação a Vt verificam-se tendências similares nas geomembranas imersas em água corrente e em água parada. Sobre a deformação para atingir a rotura, esta torna-se ligeiramente maior com o tempo de imersão, em ambos os meios de água corrente e água parada.

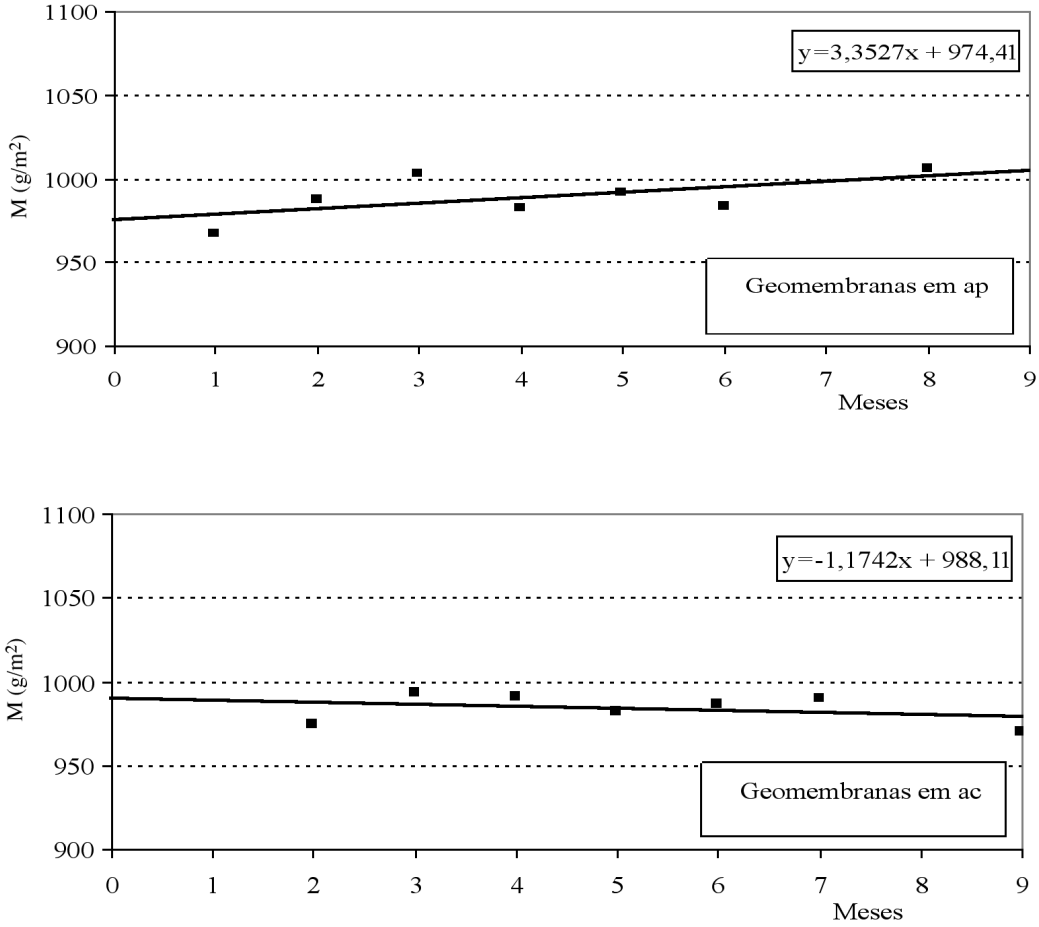


Fig. 7 – Variação da Massa por unidade de área de geomembranas imersas em água parada (ap) e em água corrente (ac), ao longo de 8 meses.

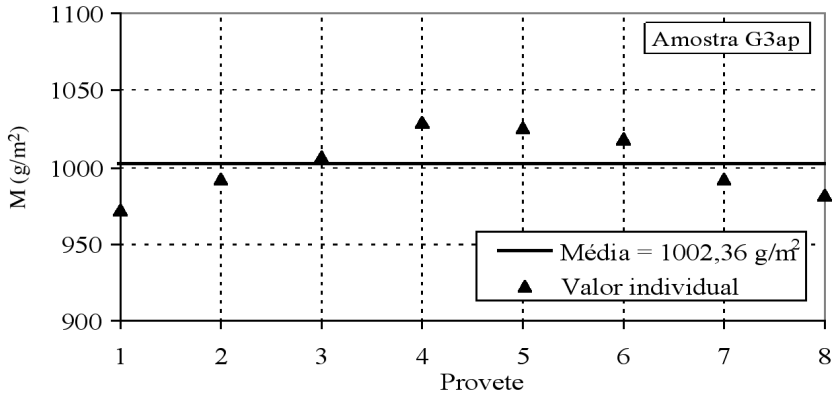


Fig. 8 – Variação da Massa por unidade de área de 8 provetes de geomembrana, após imersão durante 3 meses, em água parada.

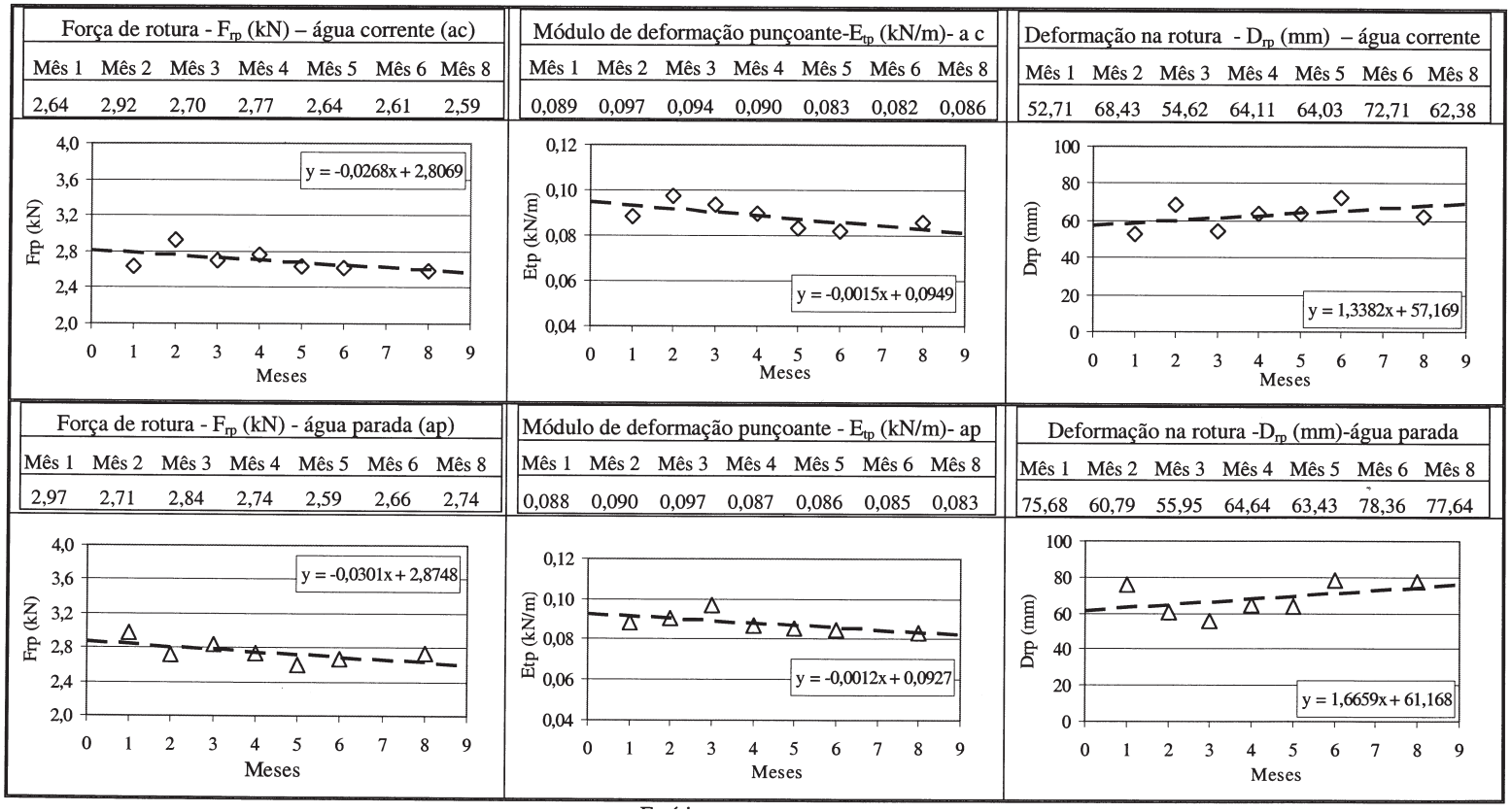


Fig. 9 – Resultados dos ensaios de Resistência ao Punçoamento Estático ao longo do tempo, em geomembranas imersas em água corrente e água parada.

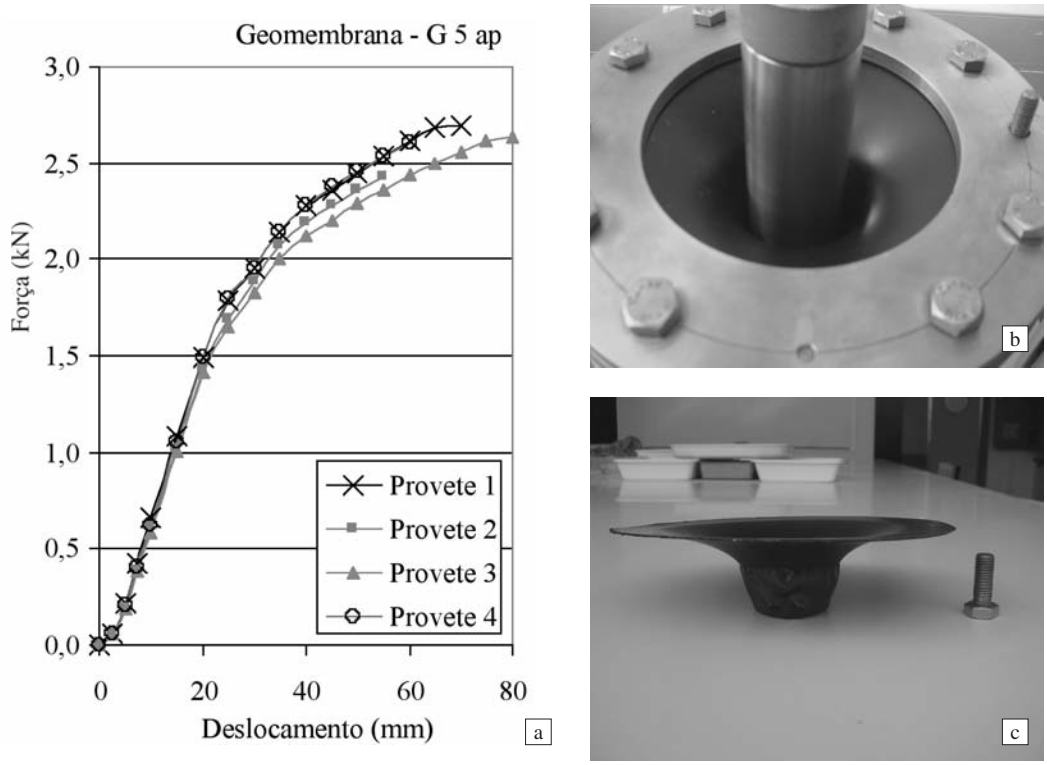
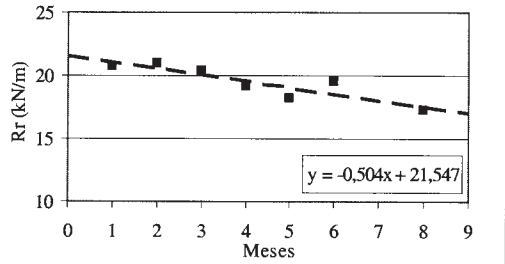


Fig. 10 – Resultados típicos de ensaios de Resistência ao Punçoamento Estático (a); no decorrer do ensaio (b); provete após ter sido ensaiado (c).

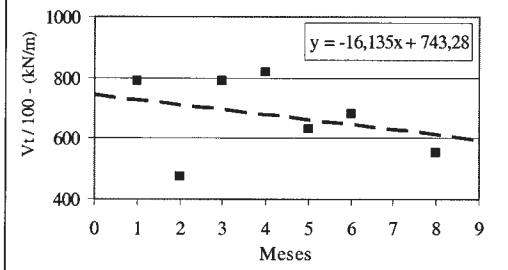
Em relação à água mineral, apresentam-se no Quadro 2 os resultados das análises físico-químicas da água armazenada ao longo de oito meses, para as situações sem e em contacto com a geomembrana. No mesmo quadro apresentam-se ainda os resultados das análises físico-químicas da mesma água mineral, na situação jovem. Por água jovem entende-se aquela que é recolhida imediatamente após o seu ressurgimento do aquífero mineral, sem ter qualquer contacto com as geomembranas.

A água envelhecida em contacto com a geomembrana apresenta em termos genéricos uma composição química ligeiramente diferente da água jovem, no entanto situação similar verifica-se na água envelhecida sem contacto com a geomembrana, o que se justifica devido ao envelhecimento da própria água. Entretanto, salienta-se que situação particular verificou-se para o Nitrato, em que a água em contacto com a geomembrana apresenta um valor com relativo significado em relação à água jovem e envelhecida sem contacto com a geomembrana. Uma análise mais aprofundada poder-se-á efectuar com estudos detalhados dos elementos menores, incluindo os metais pesados, bem como pesquisa de mais produtos como hidrocarbonetos, cianetos e outros, até porque o facto de haver diminuição significativa da resistência da geomembrana ao longo do tempo poderá ter na sua origem reacções químicas, que interessará investigar com maior detalhe.

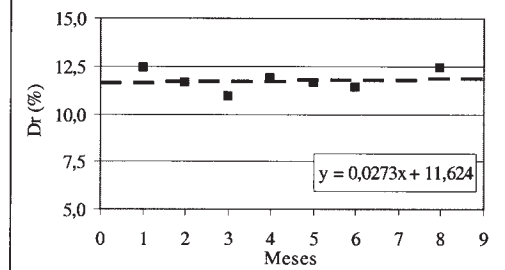
Resistência à rotura - R_r(kN/m) - água corrente (ac)						
Mês 1	Mês 2	Mês 3	Mês 4	Mês 5	Mês 6	Mês 8
20,69	20,96	20,40	19,18	18,22	19,49	17,27



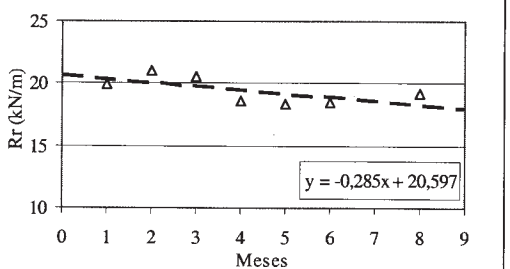
Rigidez tangente - V_t/100 (kN/m) - ac						
Mês 1	Mês 2	Mês 3	Mês 4	Mês 5	Mês 6	Mês 8
786,1	475,18	787,06	819,98	632,33	680,15	554,28



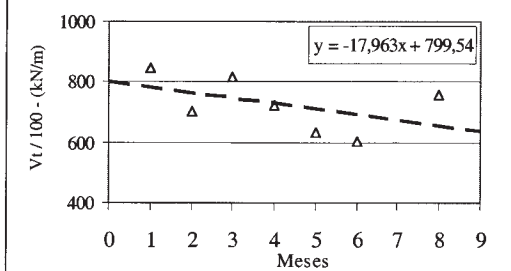
Deformação na rotura - D_r (%) –Água Corrente						
Mês 1	Mês 2	Mês 3	Mês 4	Mês 5	Mês 6	Mês 8
12,38	11,63	10,88	11,88	11,61	11,38	12,40



Resistência à rotura - R_r (kN/m) - água parada (ap)						
Mês 1	Mês 2	Mês 3	Mês 4	Mês 5	Mês 6	Mês 8
19,95	21,02	20,48	18,53	18,29	8,5	19,14



Rigidez tangente - V_t/100 (kN/m)- ap						
Mês 1	Mês 2	Mês 3	Mês 4	Mês 5	Mês 6	Mês 8
844,75	703,23	817,88	720,45	631,60	602,88	755,05



Deformação na rotura - D_r (%) -água parada						
Mês 1	Mês 2	Mês 3	Mês 4	Mês 5	Mês 6	Mês 8
11,47	11,65	11,55	12,22	12,30	11,71	12,05

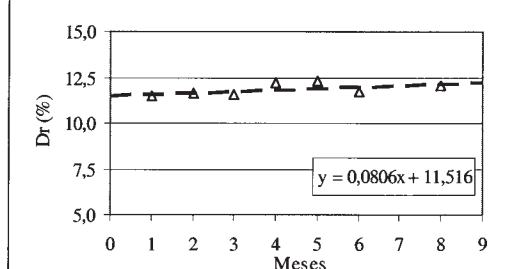


Fig. 11 – Resultados dos ensaios de Resistência à Tracção ao longo do tempo, em geomembranas imersas em água corrente e em água parada.

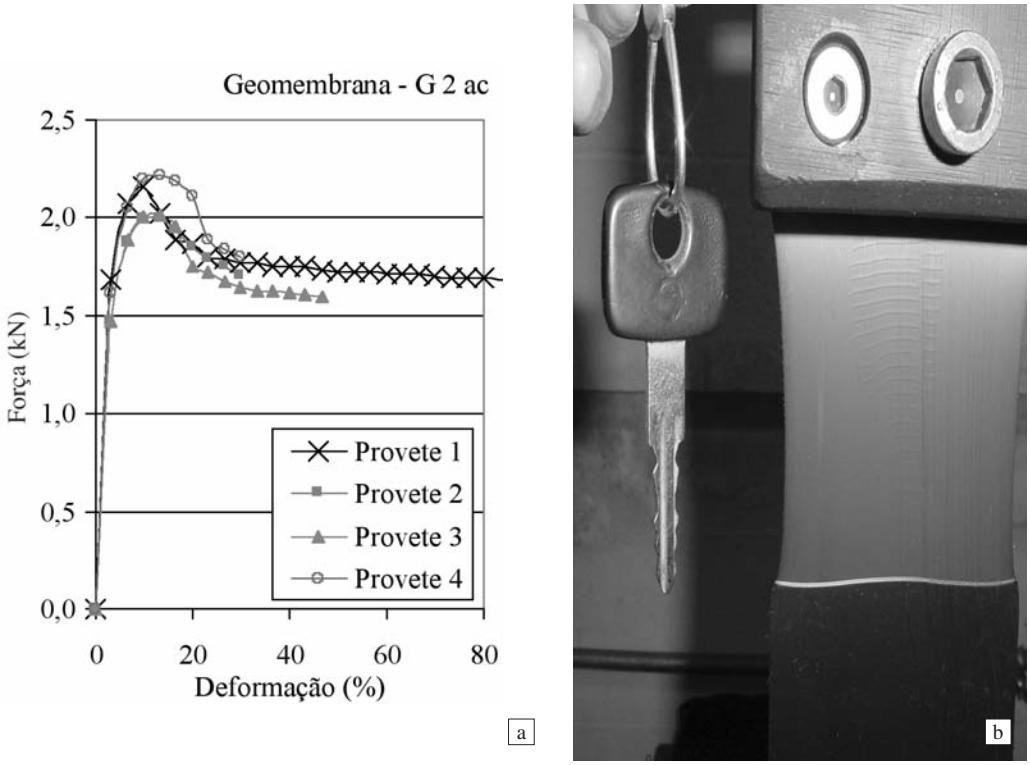


Fig. 12 – Resultados típicos de ensaios de Resistência à Tracção (a); detalhe de um ensaio no momento rotura (b).

Quadro 2 – Resultados das análises físico-químicas da água mineral sulfúrea das Termas de Unhais da Serra, antes e depois do contacto com as geomembranas imersas durante 8 meses.

Parâmetro		Água jovem sem contacto		Água armazenada[3]	
		[1]	[2]	Sem contacto	Após contacto com a geomembrana
pH		8,84	8,74	7,28	8,14
Condutividade - µs cm $^{-1}$		292	281	318	320
Alcalinidade total (em HCl 0,1N)-ml/l		16,7	15,5	15.9	16,1
Resíduo seco (a 180ºC) - mg/l		225,8	211,0	249,0	238,0
Dureza total (em p.p. 10^5 de $CaCO^3$)		0,9	0,9	1,0	1,1
Anidrido carbónico livre (CO_2) - mg /l		n.d.	n.d.	8	n.d.
Sulfuração total (em I_2 0,01N) - ml/l		11,2	11, 1	<1,2	<1,2
Sílica (SiO_2) - mg/l		53,2	52,0	58,0	57,0
Mineralização Total - mg /l		263,9	253,5	286,6	287,4
catiões (mg/l)	Sódio (Na^+)	67,1	63,0	70,0	70,0
	Cálcio (Ca^{2+})	3,1	3,4	3,9	4,0
	Potássio (K^+)	1,9	1,9	1,9	1,9
	Magnésio (Mg^{2+})	0,12	0,17	0,15	0,16
	Lítio (Li^+)	0,30	0,27	0,3	0,3
	Amónio (NH_4^+)	0,04	0,17	n.d.	n.d.

[1]análise físico-química completa efectuada em 25/03/94; [2]análise físico-química efectuada em 31/05/01; [3]análises físico-químicas efectuadas em 01/10/01, após a água ter estado armazenada 8 meses; n.d. – não determinado.

Quadro 2 (Continuação) – Resultados das análises físico-químicas da água mineral sulfúrea das Termas de Unhais da Serra, antes e depois do contacto com as geomembranas imersas durante 8 meses.

Parâmetro		Água jovem sem contacto		Água armazenada[3]	
		[1]	[2]	Sem contacto	Após contacto com a geomembrana
aniões (mg/l)	Hidrogenocarbonato (HCO_3^-)	83,0	82,7	97,0	98,4
	Cloreto (Cl^-)	25,2	22,1	26,8	26,6
	Sulfato (SO_4^{2-})	6,9	7,6	13,8	13,8
	Fluoreto (F^-)	15,0	14,0	14,7	14,8
	Carbonato (CO_3^{2-})	3,0	2,3	n.d.	n.d.
	Nitrato (NO_3^-)	< 0,10	< 0,3	<0,3	0,4
	Nitrito (NO_2^-)	< 0,002	< 0,005	<0,005	<0,005
	Hidrogenosulfureto (HS^-)	1,8	1,8	<0,2	<0,2
	Silicato ($H_3SiO_4^-$)	8,6	6,1	n.d.	n.d.
Elementos menores (mg/l)	Fosfatos ($H_2PO_4^-$)	0,058	n.d.	n.d.	n.d.
	Alumínio (Al_3^+)	<0,020	n.d.	n.d.	n.d.
	Manganês (Mn^{2+})	0,013	n.d.	n.d.	n.d.
	Brometo (Br^{2-})	0,264	n.d.	n.d.	n.d.
	Boro (B_3O_3)	0,104	n.d.	n.d.	n.d.
	Berílio (Be)	0,0008	n.d.	n.d.	n.d.
	Chumbo (Pb)	0,006	n.d.	n.d.	n.d.
	Prata (Ag)	< 0,0008	n.d.	n.d.	n.d.
	Cádmio (Cd)	0,0003	n.d.	n.d.	n.d.
	Vanádio (V)	< 0,003	n.d.	n.d.	n.d.
	Ytrío (Y)	< 0,0001	n.d.	n.d.	n.d.
	Estanho (Sn)	< 0,003	n.d.	n.d.	n.d.
	Crómio (Cr)	< 0,002	n.d.	n.d.	n.d.
	Ferro (Fe^{2+})	<0,025	<0,03	<0,03	<0,03
	Bário (Ba^{2+})	<0,002	n.d.	n.d.	n.d.
	Iodeto (I^-)	<0,001	n.d.	n.d.	n.d.
	Arsénio (As_2O_3)	0,029	n.d.	n.d.	n.d.
	Tungsténio (W)	0,028	n.d.	n.d.	n.d.
	Cobre (Cu)	<0,001	n.d.	n.d.	n.d.
	Zinco (Zn)	0,013	n.d.	n.d.	n.d.
	Antimónio (Sb)	0,008	n.d.	n.d.	n.d.
	Níquel (Ni)	< 0,003	n.d.	n.d.	n.d.
	Cobalto (Co)	< 0,001	n.d.	n.d.	n.d.
	Nióbio (Nb)	< 0,0005	n.d.	n.d.	n.d.
	Molibdénio (Mo)	0,006	n.d.	n.d.	n.d.

[1]análise físico-química completa efectuada em 25/03/94; [2]análise físico-química efectuada em 31/05/01; [3]análises físico-químicas efectuadas em 01/10/01, após a água ter estado armazenada 8 meses; n.d. – não determinado.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em relação aos ensaios mecânicos, a geomembrana imersa em água mineral sulfúrea empobrece as suas qualidades. Chega a perder resistência ao punçoamento estático na ordem de 1,05% e 0,95% por mês, quando imersa em água parada e em água corrente, respectivamente. Em relação aos ensaios de tracção a situação é ainda mais grave, uma vez que a resistência apresenta reduções da ordem de 1,38 % e 2,33% por mês nas amostras imersas em água parada e em água corrente, respectivamente. Os referidos resultados mostram períodos de vida da geomembrana, em termos de perda total de resistência, na ordem de 8 a 9 anos, (punçoamento estático) e de 4 a 6 anos (tracção-deformação).

Quanto aos resultados das análises físico-químicas da água mineral, ao comparar os resultados das águas jovem e envelhecida, com e sem contacto com a geomembrana, verificam-se, para os elementos químicos principais, pequenas diferenças, com a excepção do Nitrato, que aparece com algum significado na água envelhecida parada, em contacto com a geomembrana. Se na realidade, no controlo de qualidade de uma água mineral, o Nitrato passasse a aparecer com aqueles níveis, seria um indicador de poluição da água mineral do aquífero.

Uma vez que a geomembrana, em termos mecânicos, apresenta mudanças significativas com o tempo, torna-se necessário levar a cabo uma pesquisa mais detalhada sobre elementos menores, como os metais pesados, e ainda a pesquisa de mais produtos como hidrocarbonetos, cianetos e outros, com vista a uma maior clarificação dos aspectos envolvidos na sua degradação.

Note-se que os provetes no processo de imersão e envelhecimento, não estiveram sujeitos a quaisquer esforços mecânicos, situação que alerta para o facto de que, se as geomembranas estiverem em utilização em ambientes de águas sulfúreas, a durabilidade poder ser mais reduzida.

Por fim, salienta-se que os resultados obtidos justificam um estudo mais aprofundado da durabilidade das geomembranas, sendo de realçar que só se usou um tipo de geomembrana, um número limitado de provetes, e portanto, as conclusões apresentadas não devem ser tomadas como gerais nem definitivas.

5 – AGRADECIMENTOS

Agradece-se à Geodreno - Fábrica de Drenos e Geotêxteis, Lda. com sede em Ramada – Odivelas, empresa que forneceu a Geomembrana estudada na presente pesquisa. Agradece-se aos Técnicos dos Laboratórios de Geotecnia, Sr. Joaquim Manuel Varandas, e de Materiais Têxteis, Sr. Eduardo Jorge Ramos de Jesus, pelo intensivo e dedicado trabalho no âmbito da realização dos ensaios. Agradece-se ainda à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), os apoios concedidos no âmbito do Centro de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior (CECUBI), onde esta pesquisa se insere.

6 – REFERÊNCIAS

EN 965. Geotextiles and geotextile-related products-Determination of mass per unit area, 1995

EN ISO 10319. Geotextiles – Wide –width tensile test, 1996

EN ISO 12236. Geotextiles and geotextile-related products-Static puncture test (CBR-test), 1996

Ferreira Gomes, L. M. e Machado Saraiva, C. M. Protection areas of Unhais da Serra Spa. Proc. Int. Symp. Eng. Geol. and the Environment. Balkema. Vol.2; pp.1851-1855, Athens, 1997.

Ferreira Gomes, L. M. e Albuquerque, F. A utilização em multi-usos da água minero-termal do Campo Geotérmico de S. P. do Sul. 4º Cong. da Água, APRH, p.243 de relatos e resumos,14p. de CD, paper 062, Lisboa, 1998.

Ferreira Gomes, L. M.; Machado Saraiva, C. M.; Ramalho Eanes, J. S. e Pissarra Cavaleiro, V. M. Estudos hidrogeoambientais na zona da Fonte Santa da freguesia de Águas de Penamacor. 5º Cong. da Água. APRH, p111 de relatos e resumos, paper em CD, 15p. Lisboa, 2000.

Ferreira Gomes, L. M.; Gouveia Pereira, J. J.; Reis Ferreira, S. M. e Bezerra, A. Contribuição para o conhecimento do modelo geohidráulico da água mineral das Termas do Carvalhal.- Castro Daire. 6º Cong.da Água. APRH, p.81 de resumos de comunicações, paper em CD, 11p. Porto, 2002.

Ferreira Gomes, L. M.; Afonso de Albuquerque, F. J.; e Fresco, H. Protection areas of the São Pedro do Sul Spa, Portugal. Engineering Geology 60, Elsevier, pp.341-349, 2001a .

Ferreira Gomes, L. M.; Daniel, J. e Pissarra Cavaleiro,V. M. O recurso hidromineral das Termas de Longroiva como uma nova água mineral em classificação. II Sem.de Rec.Geológicos, Ambiente e Ord.do Território. UTAD. pp.CO-85 a CO 97, V.Real, 2001b

Lopes, M. L; Lopes, P. e Monteiro, A.V. Estudo da acção dos agentes atmosféricos em geotêxteis não tecidos. Rev. Águas e Resíduos; pp.11 a 16, 2001.

Monteiro, A. J. R. V. Comportamento dos geossintéticos face a agentes presentes em aterros - uma contribuição. Dissertação para obtenção do Grau Mestre. Univ. do Porto.168 p., 1998.

Pinto, I. M. Notas sobre geossintéticos. Mestrado Eng. Civil. Coimbra, 2000.

Riscado Santos, F. Estabilidade físico-mecânica e hidráulica de geossintéticos em águas minerais termais. Dissertação para obtenção do Grau Mestre em Eng.ª Civil - Construção. Univ. da Beira Interior. Covilhã, 108 p., 2002.

Riscado Santos, F.; Ferreira Gomes, L. M. e Figueiredo Nunes, M. Estabilidade de parâmetros hidráulicos de geotêxteis em ambientes de águas minerais sulfúreas. 8º Cong. Nacional de Geotecnia. SPG-LNEC. 15-18 de Abril. Lisboa. pp.1837-1847, 2002.

Rocha Pereira, M. P. J. F. As águas sulfúreas sódicas das Termas de Unhais da Serra e de Manteigas. Diss. No âmbito de Provas de Capacidade Cientifica. Univ. da Beira Interior. Covilhã, 100 p., 1991.

7 – LISTA DE SÍMBOLOS

ac – água corrente
ap – água parada
B – largura de um provete
C – Carbono
D_r – deslocamento relativo à rotura no ensaio de Resistência à Tracção
D_{rp} – deslocamento relativo à rotura no ensaio de Resistência ao Punçoamento Estático
EN – norma europeia
EN ISO – norma europeia adoptada pela ISO
E_t – deformabilidade tangente no ensaio de Resistência à Tracção
E_{tp} – módulo de deformação punçoante no ensaio de Resistência ao Punçoamento Estático
F_r – força de rotura no ensaio de Resistência à Tracção
F_{rp} – força de rotura no ensaio de Resistência ao Punçoamento Estático
H – Hidrogénio
ISO – Organização Internacional de Normalização
M – Massa por unidade de área
PEAD – Polietileno de alta densidade
R_r – resistência à rotura no ensaio de Resistência à Tracção
V_t – rigidez tangente no ensaio de Resistência à Tracção

TESES DE DOUTORAMENTO E MESTRADO EM PORTUGAL: 2004

TESES DE DOUTORAMENTO

Estudo do Comportamento de Estruturas Reforçadas com Geogrelhas

AUTOR: António Agostinho Martins Mendonça
INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
ORIENTADORA: Maria de Lurdes Lopes (FEUP)

RESUMO: A utilização de geogrelhas no reforço de estruturas de suporte em solos tem vindo a sofrer um incremento significativo nos últimos anos. Adicionalmente, tem-se verificado que este tipo de estruturas tem registado um comportamento adequado em serviço e, muito particularmente, quando são solicitadas por acções sísmicas. Assim sendo, e no sentido de melhorar o conhecimento dos fenómenos envolvidos, achou-se interessante a análise no presente trabalho do comportamento de estruturas reforçadas com geogrelhas, quer sob o ponto de vista estático, quer sob uma perspectiva dinâmica.

A primeira parte do trabalho corresponde a uma revisão bibliográfica onde se resumem os métodos de reforço de solos e dos mecanismos de interacção solo-reforço, bem como dos métodos empregues para a sua avaliação (Capítulo 2). De seguida, no Capítulo 3 são resumidos os diferentes métodos em que se fundamenta o dimensionamento e análise, em condições estáticas, de estruturas de solo reforçado com geossintéticos e, no Capítulo 4 apresentam-se os diversos métodos de análise de estabilidade sísmica de aterros.

A segunda parte do trabalho inicia-se no Capítulo 5 com a apresentação do aterro com taludes reforçados com geogrelhas, construído e instrumentado no âmbito da empreitada do lanço Régua/Reconcos do Itinerário Principal 3 (IP3) com uma altura máxima reforçada de, aproximadamente, 20m. No Capítulo 6 descreve-se o plano de observação do comportamento do aterro apresentado no Capítulo 5, bem como a metodologia seguida na instalação dos equipamentos de monitorização e analisa-se os resultados da observação da estrutura.

Nos Capítulos 7 e 8 faz-se a modelação numérica do aterro com taludes reforçados com geogrelhas construído e instrumentado no âmbito da empreitada do lanço Régua/Reconcos do IP3 por recurso ao programa de cálculo automático FLAC (versão 4.00), quer em condições estáticas (Capítulo 7), quer em condições dinâmicas (Capítulo 8).

No Capítulo 9, após a descrição da centrifugadora do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), são modeladas fisicamente estruturas de solo reforçadas com geogrelhas, dando-se atenção particular ao aterro construído no IP3 apresentado nos capítulos anteriores.

Finalmente, no Capítulo 10 apresentam-se as principais conclusões do trabalho e são indicadas sugestões para desenvolvimentos futuros de investigações nesta área.

Cartografia Geotécnica do Concelho de Almada e o Sistema de Informação Geo-Almada

AUTORA: Ana Paula Fernandes da Silva
INSTITUIÇÃO: Universidade Nova de Lisboa
ORIENTADOR: José Alcino Rodrigues Carvalho (UNL)

RESUMO: O desenvolvimento de sistemas de informação geográfica (SIG) para áreas urbanas é prática corrente já em alguns países comunitários, como o Reino Unido, Países Baixos ou Alemanha; o objectivo é sempre o de obter cartografia temática para o meio urbano e proporcionar uma verdadeira análise multisectorial para o planeamento. Na presente investigação pretendeu-se desenvolver uma metodologia genérica que pudesse vir a ser utilizada em Portugal a fim de complementar aqueles sistemas com informação geocientífica tendo, para o efeito, sido seleccionada a área do Município de Almada.

Executaram-se os trabalhos vulgarmente associados à cartografia geotécnica, tais como:

- pesquisa e recolha de informações,
- estudo fotogeológico e levantamento de terreno numa escala grande (1:5 000),
- recolha de amostras superficiais (profundidade inferior a três metros) para caracterização geotécnica - identificação, e caracterização física e mecânica em laboratório.

Para além disso, o trabalho incluiu ainda a criação e exploração de uma base de dados, geocientíficos e georreferenciados, no que se convencionou designar de Sistema de Informação Geo-Almada (SIGEO-ALMADA). Os software utilizados foram o GEOMEDIA PROFESSIONAL® e Site Select CAD® da Intergraph e a base de dados relacional ACCESS® da Microsoft.

O sistema desenvolvido implicou a obtenção de um conjunto de dados básicos em formato digital, como a morfologia (modelo digital de terreno e cartografia hipsométrica e de declives); litologia e tectónica (carta litológica), geomorfologia (cartas de inventário de movimentos de terrenos e de fenómenos de erosão) e inventário de pontos de prospecção e ensaios (carta de documentação). A partir desta geo-informação e utilizando as ferramentas de análise e manipulação disponibilizada pelos SIG, derivaram-se cartas de unidades geotécnicas, susceptibilidade aos movimentos de terrenos e de erosão potencial; finalmente sintetizou-se, a partir da informação anterior, uma carta de aptidão à construção, em função dos parâmetros geológicos e geotécnicos estudados.

A informação disponibilizada torna-se particularmente útil nas fases de estudo preliminar de projectos, na caracterização geotécnica de grandes estruturas e como ferramenta multidisciplinar de investigação e guia para o aprofundar do conhecimento do terreno. A utilização de tecnologias de informação aumenta ainda o leque de potenciais aplicações, especialmente para os tradicionais utilizadores de informação geológica e geotécnica, bem como para a revisão do PDM de Almada e para a prossecução de uma verdadeira gestão sustentada do território do Município.

Comportamento Geomecânico de Aterros de Resíduos Minerais

AUTOR: Francisco João Belo Farinha
INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa
ORIENTADOR: Carlos Dinis da Gama (IST)

RESUMO: Os requisitos de qualidade ambiental exigidospela sociedade contemporânea, tiveram repercussões sobre o tratamento que as empresas do sector mineiro devem promover sobre os residuos que produzem.
Nestas últimas incluem-se essencialmente os escombros resultantes das operações de exploração mineira e os rejeitados provenientes da fase de beneficiaçãoo dos minerais, não incluindo os subprodutos desta actividade industrial que são susceptfveis de aproveitamento futuro.
A mudança de atitudes, forçada pela nova legislação promulgada, implica na adopção de metodologias adequadas à caracterização geomecânica dos resíduos minerais, a critérios de dimensionamento dos aterros e a sua integração ambiental e paisagística.
Todos estes aspectos são abordados nesta dissertação, envolvendo fundamentos teóricos, estudo de casos de aplicação e concluindo com a sugestão de metodologias para o adequado projecto de novos aterros de resíduos minerais.

Impactes Ambientais do Uso de Explosivos na Escavação de Rochas, com Ênfase nas Vibrações

AUTOR: Pedro Alexandre Marques Bernardo
INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa
ORIENTADOR: Carlos Dinis da Gama (IST)

RESUMO: Descrevem-se as bases científicas, com origem na Dinâmica das Rochas, em que assentam os critérios usados no dimensionamento, previsão e minimização dos impactes ambientais associados a este tipo de aplicação. São igualmente descritos e comentados alguns métodos de dimensionamento recomendáveis para a utilização de explosivos em escavações de maciços rochosos. São detalhados os impactes ambientais mais frequentes das operações de escavação, nomeadamente daquelas que utilizam as substâncias explosivas, avaliando a sua importância relativa, em termos do nível de risco associado. Neste contexto, é efectuada uma revisão do estado da arte a respeito dos referidos impactes, com ênfase para os inerentes ao uso de explosivos. Em cada um destes impactes, são abordadas as causas associadas à sua génese, os efeitos nocivos resultantes, aspectos estatísticos, metodologias de controle e monitorização e as medidas de minimização mais usuais.
É discutida a importância da frequência das vibrações causadas por detonações, na predição dos danos em estruturas anexas aos locais de escavação, atendendo aos conceitos de segurança estrutural e aos critérios aplicáveis a maciços submetidos a vibrações.
As conclusões do estudo apontam para a necessidade de incorporar a frequência na actual normalização portuguesa de danos para as estruturas, em consequência de vibrações oriundas de detonações e fenómenos similares.

TESES DE MESTRADO

Modelação Numérica de Ensaios de Arranque de Geossintéticos. Estudos Paramétricos

AUTOR: David Alexandre de Brito Pereira
INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
ORIENTADOR: José Couto Marques (FEUP)

Efeitos Diferidos no Tempo Associados à Escavação de Túneis Superficiais

AUTORA: Mafalda Reis Lima Lopes
INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
ORIENTADOR: Jorge Almeida e Sousa (FEUP)

Avaliação da Compartimentação de Maciços Rochosos por Meio de Técnicas de Integridade Sónica

AUTOR: Fernando Manuel Vicente Barroso
INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa
ORIENTADOR: Carlos Dinis da Gama (IST)

Novas Tecnologias da Aplicação de Solo-cimento

AUTORA: Maria de Lurdes Santos Cruz
INSTITUIÇÃO: Universidade do Minho
ORIENTADOR: Said Jalali (UM)

SOCIEDADE PORTUGUESA DE GEOTECNIA

10.º CNG UNL, 2006

UNIVERSIDADE NOVA

GEOTECNIA MULTIDISCIPLINAR

10.º CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA

Boletim N.º 1

Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Patrocínios
Universidade Nova de Lisboa

22 a 25 de Maio de 2006

CONVITE

A SPG - **Sociedade Portuguesa de Geotecnia** e a **UNL - Universidade Nova de Lisboa** têm o prazer e a honra de convidar os interessados a participar no 10.º Congresso Nacional de Geotecnia, a realizar em Lisboa, no Campus de Campolide em Lisboa, de 22 a 25 de Maio de 2006.

Este acontecimento pretende fortalecer a multi e a inter-disciplinaridade da Geotecnia, designadamente reunindo temas e preocupações com que a maioria dos geotécnicos se vê confrontada nas suas actividades profissionais.

Assim, para além da interacção tradicional da Geologia com a Geotecnia vai dar-se ênfase especial aos aspectos ambientais e sísmicos que condicionam a concepção, projecto e realização de obras geotécnicas.

ORGANIZAÇÃO

Foi acordado com a Comissão Científica do Congresso distribuir os trabalhos da seguinte forma:

1.º dia
Tema 1 (Geologia e Geotecnia) + Tema 3 (Ambiente)

2.º dia
Tema 2 (Sísmica) + Tema 4 (Prática profissional e formação)

3.º dia
Conferências temáticas proferidas por personalidades de reconhecido mérito

4.º dia
Visitas técnicas a obras em curso na Região de Lisboa e Vale do Tejo (Metro, REFER, Autoestradas)

Serão seleccionadas comunicações quer para constarem nas actas do Congresso e no CD-ROM, quer para apresentação oral, ou ainda em "posters".

Durante as sessões do Congresso, decorrerá uma exposição técnica, dedicada a actividades no âmbito da Geotecnia.

Como eventos sociais está previsto um concerto de piano no 3.º dia, antes da sessão de encerramento, a que se seguirá um banquete na Estufa Fria no Parque Eduardo VII.

Os almoços decorrerão na Cantina do edifício da Residência de estudantes no Campus de Campolide.

TEMAS GERAIS

O Congresso terá como temas gerais:

- **Geologia e Geotecnia**, nos seus temas clássicos e em recentes desenvolvimentos,
- **Sísmica**, na caracterização das acções dinâmicas e no comportamento sísmico de obras geotécnicas,
- **Ambiente**, na poluição dos terrenos e nas técnicas de remediação,
- **Prática profissional e formação**, em engenharia geotécnica.

CONFERÊNCIAS GERAIS

Estão previstas nos seguintes temas:

- A Geotecnia na formação dos Engenheiros Civis.
- Fiabilidade e Reabilitação de Fundações.
- Casos de Obra e Patologias Complexas.

CONFERÊNCIAS TEMÁTICAS

Estão previstas nos seguintes temas:

- Geosintéticos. Dimensionamento.
- Barreiras de estanqueidade.
- Aplicação a Portugal do Eurocódigo 7.
- Engenharia Sísmica Geotécnica. Eurocódigo 8.
- Geotecnia em Obras do Metropolitano de Lisboa.

COMUNICAÇÕES

São especialmente desejadas comunicações nos seguintes sub-temas:

- Novas Técnicas de Prospecção e de Instrumentação Geotécnica. Geotecnia em Obras Lineares.
- Cartografia de Riscos Naturais. Zonagem e Microzonagem Sísmicas. Dinâmica dos Solos. Resposta Sísmica de Terrenos. Liquefacção Sísmica.
- Melhoramento em Terrenos de Fundação e de Obras Subterrâneas. Casos de Obra e Patologias. Geossintéticos. Caracterização da Fiabilidade em Obra. Durabilidade. Casos de Obra e Patologias.
- Comportamento Sísmico de Aterros Sanitários, Taludes, Túneis, Cortinas Ancoradas, Escoradas e Pregadas.
- Contaminação de Terrenos e de Águas Subterrâneas. Recuperação de Áreas Degradadas. Técnicas de Remediação.
- Aterros Sanitários. Barreiras e Confinamentos Activos. Patologias. Modelação do Transporte de Poluentes em Solos.
- Responsabilidades na Segurança na Abertura de Escavações.
- Medidas para Implementação da Qualidade dos Projectos e das Obras Geotécnicas.

APRECIAÇÃO DAS COMUNICAÇÕES

Os interessados terão de enviar os resumos das comunicações em formato livre e de modo a não exceder 500 palavras.
Os autores dos resumos aceites deverão enviar as comunicações dentro do prazo previsto no calendário.
A Comissão Científica apreciará os trabalhos e decidirá sobre a sua aceitação ou sobre a necessidade de alteração ao trabalho.
As fases subsequentes de elaboração e apreciação final das comunicações são as indicadas no calendário do Congresso.

CALENDÁRIO E DATAS LIMITE

- Envio dos resumos ..... até 30 Maio 2005
- Aceitação dos resumos e envio de instruções para apresentação das comunicações ..... até 15 Julho 2005
- Boletim N.º 2 com a ficha de inscrição definitiva ..... até 30 Out 2005
- Envio de comunicações ..... até 16 Dez 2005
- Aceitação das comunicações e informação sobre eventuais alterações ..... até 31 Jan 2006
- Envio da versão definitiva das comunicações após revisão ..... até 29 Fev 2006
- Boletim N.º 3 com o programa definitivo ..... até 31 Março 2006
- 10.º Congresso Nacional de Geotecnia ..... 22 a 25 Maio 2006

CORRESPONDÊNCIA E INFORMAÇÕES

A correspondência deverá ser dirigida para:
Comissão Organizadora do 10.º Congresso Nacional de Geotecnia A/C Prof. António Mineiro
Edifício da Reitoria, Universidade Nova de Lisboa, Campus de Campolide, 1099-085 LISBOA.
Tels.: +351 21 371 56 26 • Móvel: + 351 91 834 08 44
Fax (particular): +351 21 797 79 13

CONTACTOS

Secretariado
Anabela Dominguez • E-mail: *10cng@unl.pt*
Tels.: +351 21 371 56 07 • Móvel: +351 96 408 71 73
(Geral Reitoria: +351 21 371 56 00)
Fax: +351 21 371 56 30
(Geral Reitoria: +351 21 371 56 14)

Sítios
Congresso: http://www.unl.pt/10cng
SPG: http://www.lnec.pt/spg

Inscrições
Pode proceder à sua inscrição on-line no sítio do 10.º Congresso Nacional de Geotecnia:
http://www.unl.pt/10cng

Preços	Até 03/02/2006	Após 03/02/2006
Sócios da SPG	300 €	360 €
Não Sócios	360 €	420 €
Estudantes	100 €	120 €

A inscrição inclui:
- Participação nas sessões técnicas
- Participação numa visita técnica
- Almoços nos três dias (22 a 24 de Maio)
- Participação nos eventos sociais e culturais
- Actas impressas dos Congressos e em CD-ROM
- Cafés nos intervalos das sessões técnicas

Os estudantes têm direito a participar nas sessões técnicas, ao CD-ROM com as comunicações e, caso haja lugares disponíveis, a uma visita técnica.

Exposição Técnica
22 a 24 de Maio de 2006
Edifício da Reitoria e Parque de Estacionamento.

COMISSÃO DE ACOMPANHAMENTO

Presidente da Assembleia Geral e Direcção da SPG
Presidente do Congresso
Luís Ribeiro e Sousa (Geotecnia)
Fernando Santana (Ambiente)
Pedro Sêco e Pinto (Sísmica)

COMISSÃO CIENTÍFICA

Presidente: António Correia Mineiro (UNL)
António Gomes Coelho (LNEC)
António Gomes Correia (UM, SPG)
António Pinto da Cunha (LNEC)
António Pires Carreto
António Silva Cardoso (FEUP)
Carlos Dinis da Gama (IST)
Carlos Sousa Oliveira (IST)
Emanuel Maranha das Neves (IST)
José Alves Paula (OE)
João Monteiro (Normetro)
Joaquim Barreto (Metropolitano de Lisboa)
José Delgado Rodrigues (LNEC)
José Luís Machado do Vale (Tecnasol FGE, SPG)
José Mateus de Brito (Cenorgeo, SPG)
Luís Leal Lemos (FCTUC)
Luís Ribeiro e Sousa (LNEC, FEUP)
Manuel Matos Fernandes (FEUP)
Pedro Sêco e Pinto (LNEC, FCTUC)
Ricardo Oliveira (COBA, UNL)
Rui M. Correia (LNEC)

COMISSÃO ORGANIZADORA

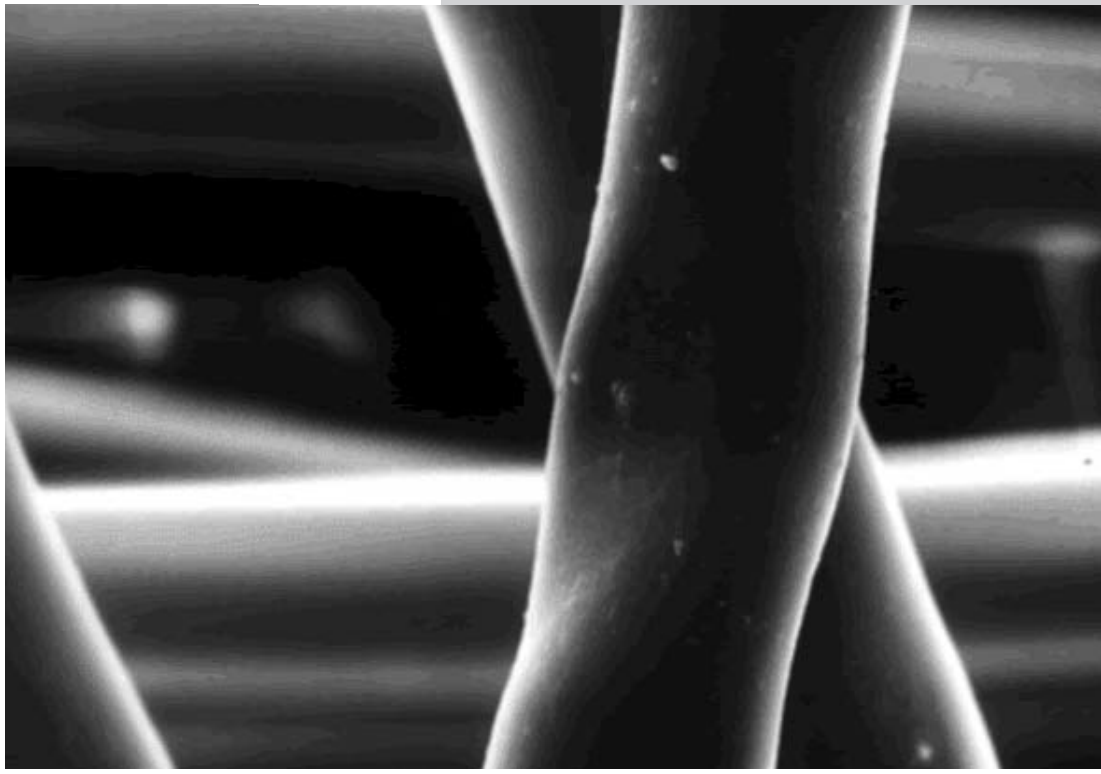
Presidente: António Correia Mineiro (UNL)
Ana Quintela (FCTUNL)
António Antão (FCTUNL)
Carlos Manuel Nunes da Costa (FCTUNL)
Claudino Cardoso (UA)
Jorge Almeida e Sousa (FCTUC)
José Alcino Rodrigues Carvalho (FCTUNL)
Laura Caldeira (LNEC, FCTUNL)
Paula Varatojo (FCTUNL)
Teresa Santana (FCTUNL)

LOCAL E DATA

O 10.º Congresso Nacional de Geotecnia irá decorrer em Lisboa, no Campus de Campolide da Universidade Nova de Lisboa, nos dias 22 a 25 de Maio de 2006.

FEUP

23 e 24 NOV 2005



I SEMINÁRIO PORTUGUÊS SOBRE GEOSSINTÉTICOS

Promovido pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e a Comissão Portuguesa de Geossintéticos (Capítulo Português da IGS), em colaboração com a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Secretariado | informações | inscrições

Clotilde Bento
FEUP-DEC
Rua Dr. Roberto Frias
4200-465 Porto

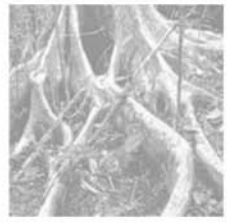
Tel | 22 5081944
Fax | 22 5081446
e-mail | clotilde@fe.up.pt

www.fe.up.pt/geossinteticos

Tecnasol FGE

Fundações e Geotecnia, SA

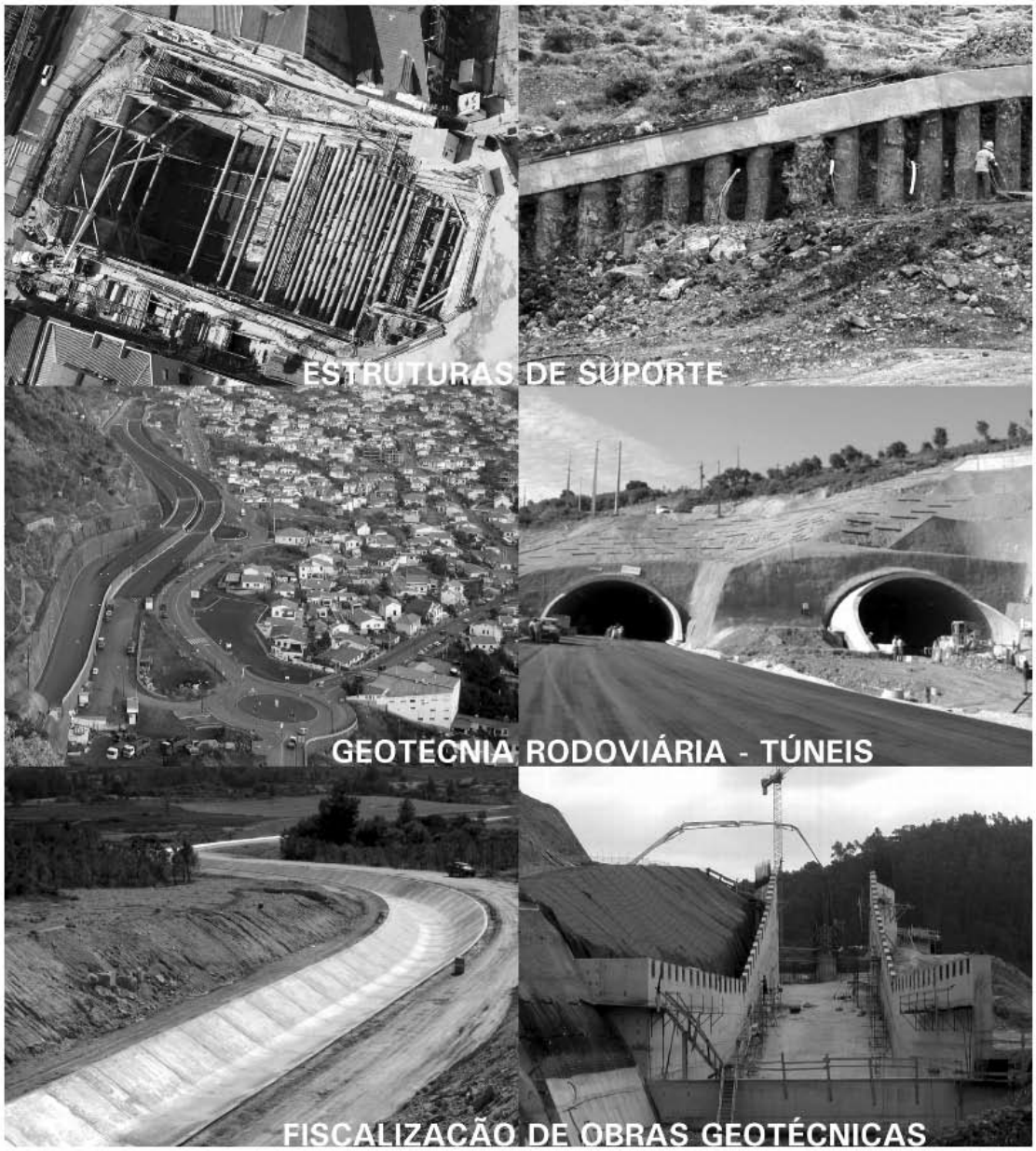
Fundações
Estabilização de Taludes
Pré-esforço
Reabilitação de Estruturas
Entivações/Contenções
Impermeabilizações
Injecções
Instrumentação
Geotecnia
Jet Grouting
Obras Subterrâneas



As Raízes nem sonham
até onde podemos ir

Rua das Fontaínhas, 58 - Venda Nova - 2700-391 AMADORA
Tel. +351.214 908 600 - Fax +351.214 747 036
TecnasolFGE@esoterica.pt

Engenharia Geotécnica



CENORGEO – Engenharia Geotécnica, Lda.
Grupo CENOR www.cenor.pt

Av. Almirante Gago Coutinho, 133 – 1749-043 Lisboa
Tel. 218437300 • Fax: 218437317
E-mail: cenorgeo@cenorgeo.pt

Certificado ISO 9001 por
BVQI

Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo

MCSC

mlpc PORTANCEMETRE

Rua Dr. João de Barros 13-E/G, 1500-230 LISBOA • Tel: 21 715 21 11 Fax: 21 715 04 60 • e.mail: mail@geocontrole.pt • www.geocontrole.pt

CETE
Normandie
Centre
Centre d´Études
Techniques de
L´Équipement

mlpc

Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE

COBA

GEOLOGIA E GEOTECNIA

Hidrogeologia • Geologia de Engenharia • Mecânica das Rochas • Mecânica de Solos
Fundações e Estruturas de Suporte • Obras Subterrâneas • Obras de Aterro
Estabilidade de Taludes • Geotecnia Ambiental• Cartografia Geotécnica

- Planeamento de Recursos Hídricos
- Aproveitamentos Hidráulicos
- Produção e Transporte de Energia Eléctrica
- Abastecimento de Água e Saneamento Básico
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Qualidade do Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Sistemas de Informação Geográfica
- Controle de Segurança e Reabilitação de Obras
- Gestão e Fiscalização de Empreendimentos

EMPRESA CERTIFICADA APCER ISO 9001 · CERTIFIED IQNet MANAGEMENT SYSTEM

PORTUGAL
REGIÃO CENTRO E SUL
Av. 5 de Outubro, 323
1649-011 LISBOA
Tel.: (351) 210125000, (351) 217925000
Fax: (351) 217970348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6º.
1050-152 LISBOA
Tel.:(351) 217925000
Fax:(351) 213537492

REGIÃO NORTE
Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º.
4450-203 MATOSINHOS
Tel:(351) 229380421
Fax:(351) 229373648
E-mail: engico@mail.telepac.pt

ANGOLA
Edifício Maianga
Rua João Rodrigues nº 1- LUANDA
Tel.: (244-2) 370191
Fax: (244-2) 370191
E-mail: coba-angola@snet.co.ao

MOÇAMBIQUE
Av. da Namaacha, Km 6
Complexo CMC escritório nº85 - Matola
Tel.: (258-1) 780909
E-mail: coba.mz@teledata.mz

ARGÉLIA
42, Rue Rahmoun-Dekkar (ex-Mauduit)
El Biar - ARGEL
Tel.: (213) 61513813
Fax: (213) 21924140

BRASIL
São Paulo
COBA S/C Ltd. - Rua Cardeal Arco Verde
1745 Cj. 94, Bloco A, Pinheiros
São Paulo CEP 05407 - 002
Tel.: (55 11) 381 55 416
Fax: (55 11) 381 52 249

Fortaleza
Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 408
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 261 17 38
Fax: (55 85) 261 50 83
E-mail: coba@esc.te.com.br

SISTEMA INTERNACIONAL DE CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA*

A Generalidades

- A 1 Fundações em solos e rochas no âmbito da engenharia
- A 2 Aspectos históricos
- A 3 Classificação bibliográfica
- A 4 Livros de texto, manuais e periódicos geotécnicos
- A 5 Nomenclatura
- A 6 Empresas, Institutos e Laboratórios
- A 7 Sociedades e Reuniões
- A 8 Ética profissional. Imposições legais. Regulamentos e Normalização
- A 9 Educação

B Geologia de engenharia

Incluindo descrições e registo de processos naturais relativos a solos e rochas

- B 0 Generalidades
- B 1 Formação de solos e rochas
- B 2 Hidrogeologia
- B 3 Movimentos de terrenos e subsidências
- B 4 Catástrofes naturais
- B 5 Caraterísticas climatológicas
- B 6 Geologia submarina
- B 7 Geologia estrutural
- B 8 Geologia extraterrestre
- B 9 Geomorfologia e Classificação de terrenos
- B 10 Mineralogia e Petrografia
- B 11 Descrições gerais de características regionais de solos e rochas

C Prospecção geotécnica

Equipamentos e técnicas de prospecção. Amostragem e ensaios de campo de solos e rochas, excluindo a determinação de propriedades de engenharia

- C 0 Generalidades
- C 1 Prospecção aérea
- C 2 Prospecção geofísica
- C 3 Sondagens de furação
- C 4 Escavações exploratórias
- C 5 Técnicas de furação, equipamentos e registo dos resultados
- C 6 Amostragem, transporte das amostras
- C 7 Medida das condições de campo
- C 8 Ensaios de campo, excluindo ensaios para determinação das propriedades de engenharia (vejam-se os Grupos D e F)
- C 9 Relatórios de prospecções geotécnicas

D Propriedades dos solos. Determinações no laboratório e no campo

Conceitos, teorias, métodos de determinação, equipamentos e resultados

- D 0 Generalidades
- D 1 Classificação e identificação
- D 2 Propriedades físico-químicas
- D 3 Composição, estrutura e densidade
- D 4 Permeabilidade e capilaridade
- D 5 Compressibilidade
- D 6 Deformação por corte e propriedade de resistência
- D 7 Propriedade dinâmicas
- D 8 Propriedades térmicas
- D 9 Compactibilidade
- D 10 Propriedades de misturas solo-aditivo

E Análise de problemas de engenharia de solos

Métodos de análise teóricos, empíricos e práticos

- E 0 Generalidades
- E 1 Tensões "in situ" devidas à gravidade, à aplicação de cargas e a escavações
- E 2 Problemas de deformações e assentamentos
- E 3 Capacidade de carga de solos
- E 4 Capacidade de carga de estacas
- E 5 Problemas de pressão de terras
- E 6 Estabilidade de taludes, aterros e escavações
- E 7 Problemas de percolação e outros problemas hidráulicos
- E 8 Problemas dinâmicos
- E 9 Acção do gelo e problemas de transferência de calor
- E 10 Análise do comportamento de pavimento e das respectivas bases
- E 11 Interacção solo-veículo (Traficabilidade)
- E 12 Interacção solo-estrutura
- E 13 Cálculos por computador

F Propriedades das rochas. Determinação no laboratório e no campo

Conceitos, teorias, métodos de determinação, equipamentos e resultados

- F 0 Generalidades
- F 1 Classificação e identificação
- F 2 Propriedades físico-químicas
- F 3 Composição, estrutura e densidade
- F 4 Permeabilidade e capilaridade
- F 5 Compressibilidade e expansibilidade
- F 6 Deformação por corte e propriedades de resistência
- F 7 Propriedades dinâmicas
- F 8 Propriedades especiais das rochas

G Análises de problemas de engenharia de maciços rochosos

Métodos de análises teóricos, empíricos e práticos

- G 0 Generalidades
- G 1 Tensões "in situ" devidas à gravidade, à tectónica, à aplicação de cargas e a escavações
- G 2 Problemas de deformação
- G 3 Capacidade de carga dos maciços rochosos
- G 4 Estabilidade de taludes, escavações e cavernas
- G 5 Percolação e outros problemas hidrológicos
- G 6 Problemas dinâmicos
- G 7 Problemas de acção do gelo e de transferência de calor
- G 8 Cálculos por computador

H Projecto, construção e comportamento de obras de engenharia

Descrição de casos práticos. Sínteses de Investigações, Projecto, Construção incluindo Equipamento, e Comportamento

- H 0 Generalidades
- H 1 Fundações de estruturas
- H 2 Estruturas de suporte, paredes corta-águas e barragens de betão
- H 3 Escavações não suportadas
- H 4 Barragens de terra e de enrocamentos e aterros
- H 5 Estruturas subterrâneas
- H 6 Bases e pavimentos de estradas, caminho de ferro e aeroportos
- H 7 Portos, canais e projectos de protecção costeira
- H 8 Condutas enterradas e aquedutos
- H 9 Taludes
- H 10 Uso do Solo

K Métrodos de construção e equipamento

Incluindo o melhoramento das condições dos solos e dos maciços

- K 0 Generalidades
- K 1 Rebaixamento e drenagem
- K 2 Processos de impermeabilidade e de injecção
- K 3 Pré-cargas e recolocação de solos
- K 4 Escavação de solos e rochas, seu processamento e transporte
- K 5 Processos de compactação
- K 6 Estabilização de solos e controlo da erosão
- K 7 Estacas e sua colocação
- K 8 Fundação por caixões e por pegões
- K 9 Métodos de construção de fundações superficiais
- K 10 Construção de fundações e de paredes corta-águas empregando lamas pesadas
- K 11 Suportes de solos e rochas
- K 12 Métodos de construção e tipos de equipamento em águas profundas
- K 13 Trabalhos de protecção contra o gelo
- K 14 Técnicas de superfície para melhoria das condições de deformação e de estabilidade

M Materiais de construção

- M 0 Generalidades
- M 1 Aço
- M 2 Madeira
- M 3 Materiais betuminosos
- M 4 Materias plásticos e similares
- M 5 Cimento e materiais químicos
- M 6 Betão
- M 7 Tintas e vernizes
- M 8 Elementos de construção

S Mecânica da neve e do gelo e respectiva engenharia

- S 0 Generalidades
- S 1 Cobertura de neve e de gelo
- S 2 Propriedades da neve e do gelo
- S 3 Engenharia da neve e do gelo

T Disciplinas correlacionadas

- T 0 Generalidades
- T 1 Ciências puras
- T 2 Geociências
- T 3 Agricultura e pedologia
- T 4 Meteorologia e climatologia
- T 5 Biociências
- T 6 Engenhaaria civil
- T 7 Engenharia de minas e prospecção mineira
- T 8 Engenharia mecânica
- T 9 Engenharia electrotécnica
- T 10 Engenharia oceánica
- T 11 Engenharia militar e naval
- T 12 Instrumentação e Técnica de medida
- T 13 Ciência bibliotecária
- T 14 Problemas do ambiente e conservação da natureza
- T 15 Prospecção de petróleo

*Tradução do INTERNATIONAL GEOTECHNICAL CLASSIFICATION SYSTEM

INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

Os trabalhos a publicar na revista são classificados como "Artigos", "Notas Técnicas" e "Discussões" de artigos anteriormente publicados na revista Geotecnia. Artigos que descrevam o estudo de casos de obra envolvendo trabalho original relevante na prática da engenharia civil são particularmente encorajados.

Entende-se por "Nota Técnica" a descrição de trabalho técnico-científico cujo grau de elaboração não está suficientemente avançado para dar lugar a um artigo, a qual não deve ter mais do que 10 páginas.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Cada trabalho será analisado por dois relatores, de acordo com o tema do trabalho.

Os pareceres dos relatores serão apresentados no prazo de dois meses. Caso haja uma divergência significativa na apreciação do artigo será solicitada uma apreciação de um terceiro relator.

1 – Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.

2 – Deve ser apresentado um original do artigo em papel A4 e em suporte informático. Está disponível um "template" para Microsoft Word que o autor poderá utilizar. O título, o(s) nome(s) do(s) autor(es) e o texto do artigo (incluindo figuras, tabelas e/ou quadros) devem ser guardados no suporte informático em ficheiro único e devidamente identificado.

3 – O Título do trabalho não deve exceder 75 caracteres incluindo espaços, devendo ser apresentado em português e inglês.

4 – A seguir ao título deve(m) ser indicado(s) o(s) nome(s) do(s) autor(es) e um máximo de três referências aos seus graus académicos ou cargos profissionais.

5 – Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder as 150 palavras, e que será seguido de tradução livre em inglês (abstract). Logo a seguir ao resumo/abstract devem ser indicadas três palavras-chave que indiquem o conteúdo do artigo.

6 – Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas A(4) com espaçamento normal.

7 – As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada.

8 – As equações não devem ser manuscritas e serão numeradas junto ao limite direito da folha.

9 – Todos os símbolos devem estar, dum modo geral, em conformidade com a lista publicada no volume dos "Proceedings of the Nineth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering" (Tóquio 1977) e com a lista de símbolos organizada em Março de 1970 pela "Commission on Terminology, Symbols and Graphics Representation" da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.

10 – As referências bibliográficas no meio do texto devem ser feitas de acordo com a Norma Portuguesa NP 405-1 de 1994, indicando o nome do autor (sem iniciais) seguido do ano de publicação entre parêntesis [por exemplo: Skempton e Henkel (1975) ou Lupini et al (1981)]. No caso de mais de uma referência relativa ao mesmo autor e ao mesmo ano, devem ser usados sufixos a), b), etc.

11 – O artigo deve terminar por uma lista de referências bibliográficas organizada por ordem alfabética do nome (apelido) do primeiro autor, seguido do(s) nome(s) do(s) outro(s) autor(es), e caso o(s) haja, do ano de publicação, do título da obra, editor e local (ou referência completa da revista em que foi publicado).

12 – Só serão aceites discussões de artigos publicados até seis meses após a publicação do número da revista onde este se insere. As discussões serão enviadas ao autor, o qual poderá responder. "Discussões" e "Respostas" serão, tanto quanto possível, publicadas conjuntamente.

13 – O título das discussões e da resposta é o mesmo do artigo original, acrescido da indicação "Discussão ou Resposta". Seguidamente, deve constar o nome do autor da discussão ou da resposta, de acordo com o estabelecido no ponto 4.

14 - As instruções para publicação de discussões e respostas são idênticas às normas para publicação de artigos.

15 – Com o artigo deve ser enviada uma folha de rosto com o título do trabalho e com a direcção completa do Autor de contacto, E-mail, Telefone e Fax.

16 – As discussões, os artigos e as folhas de rosto devem ser enviadas para spg@lnec.pt (versão digital) e para o endereço do Secretariado da SPG (versão impressa em papel e CD).

Secretariado da Sociedade Portuguesa de Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal

3 **Mecanismos de rotura no extremo norte da arriba fóssil da Costa de Caparica**
Pedro C. da Cunha Lamas, J. A. Rodrigues-Carvalho

17 **Influência da precipitação na ocorrência de deslizamentos em Coimbra, nos últimos 139 anos**
Mário *Quinta Ferreira, Luís J. L. Lemos, Luís F. M. Pereira*

31 **Proceso de saturación de ensayos triaxiales**
Nelly Vieira Faria, António Viana da Fonseca, Cristiana Ferreira

43 **Alguns aspectos da durabilidade de geotêxteis e factores climatéricos – Simulação laboratorial**
José Ricardo Carneiro, Paulo Almeida, Maria de Lurdes Lopes

57 **Durabilidade de geomembranas em ambientes de águas minerais sulfúreas**
L. M. Ferreira Gomes, F. Riscado Santos, M. Figueiredo Nunes

73 **Teses de Doutoramento e Mestrado em Portugal: 2004**
A Direcção