

116 Julho
2009

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental



DIRECTOR:

António Silva Cardoso, FEUP

DIRECTOR - ADJUNTO:

Newton Moreira de Souza, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:

Jaime Alberto dos Santos, IST
Armando Nunes Antão, FCT/UNL
Márcio Muniz de Farias, UnB
Maria Giovana Parizzi, UFMG

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. A partir de Março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pelas Sociedades de Geotecnia de Portugal e Brasil: SPG, ABMS e ABGE.

COMISSÃO EDITORIAL 2009-2010

Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia – Lisboa
Alexandre Tavares, FCTUC – Coimbra
A. J. Correia Mineiro, FCT-UNL – Caparica
A. Pinto da Cunha, LNEC – Lisboa
Adriano Virgílio Damiani Bica, UFRGS – Porto Alegre
A. Viana da Fonseca, FEUP – Porto
Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ – Rio de Janeiro
António Pinelo, IEP – Almada
Benedito S. Bueno, USP – São Carlos
Celso Lima, Hidrorumo – Porto
Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG – Pelotas
Dario Cardoso de Lima, UFV – Viçosa
E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO – Rio de Janeiro
E. Maranhã das Neves, IST – Lisboa
Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG – Belo Horizonte
Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV – Viçosa
Ely Borges Frazão – São Paulo
Emílio Velloso Barroso, UFRJ – Rio de Janeiro
F. Guedes de Melo, Consulgeo – Lisboa
Fernando A. B. Danziger, UFRJ – Rio de Janeiro
Fernando Saboya, UENF – Campos do Goytacases
Francis Bogossian, Geomecânica – Rio de Janeiro
Frederico Garcia Sobreira, UFOP – Ouro Preto
J. Almeida e Sousa, FCTUC – Coimbra
J. Bilé Serra, LNEC – Lisboa
J. de Oliveira Campos, UNESP – São Paulo
J. Delgado Rodrigues, LNEC – Lisboa
Jorge Vasquez, EDIA – Beja
J. Vieira de Lemos, LNEC – Lisboa
José F. T. Jucá, UFPe – Recife
José Mateus de Brito, Cenorgeo – Lisboa
José Neves, IST – Lisboa

Laura Caldeira, LNEC – Lisboa
Lindolfo Soares, USP – São Paulo
Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP – Ouro Preto
Luiz Antônio Bressani, UFRGS – Porto Alegre
Luiz Ferreira Vaz, Themag – São Paulo
Luiz Nishiyama, UFU – Uberlândia
Luís Leal Lemos, FCTUC – Coimbra
Luís Ribeiro e Sousa, LNEC – Lisboa
M. Matos Fernandes, FEUP – Porto
Maria da Graça Lopes, ISEL – Lisboa
Marcus P. Pacheco, UERJ – Rio de Janeiro
Margareth Mascarenhas Alheiros, UFPe – Recife
Maria Eugênia Boscov, USP – São Paulo
Maria Lurdes Lopes, FEUP – Porto
Maurício Ehrlich, UFRJ – Rio de Janeiro
Milton Vargas, Themag – São Paulo
Nuno Grossmann, LNEC – Lisboa
Nuno Guerra, FCT-UNL – Caparica
Osni José Pejon, USP – São Carlos
Oswaldo Augusto Filho, USP – São Carlos
Pedro Sêco e Pinto, LNEC – Lisboa
R. F. de Azevedo, UFV – Viçosa
Renato Pinto da Cunha, UnB – Brasília
Ricardo Oliveira, Coba – Lisboa
Romero César Gomes, UFOP – Ouro Preto
Rui M. Correia, LNEC – Lisboa
Tácio M. Campos, PUC-Rio – Rio de Janeiro
Telmo Jeremias, LNEC – Lisboa
Tiago Miranda, U.Minho – Guimarães
Waldemar Hachich, USP, São Paulo
Wilson Shoji Iyomasa, IPT, São Paulo



SPG

a/c LNEC

Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa, Portugal
Tel.: (+351) 21 844 33 21
Fax: (+351) 21 844 30 21
e-mail: spg@lneec.pt
<http://www.lneec.pt/SPG>



ABMS

Av. Prof. Almeida Prado, 532
IPT – Prédio 54
05508-901 São Paulo, Brasil
Tel./Fax: (+55.11) 3768 7325
e-mail: abms@abms.com.br
<http://www.abms.com.br>



ABGE

Av. Prof. Almeida Prado, 532
IPT – Prédio 59
05508-901 São Paulo, Brasil
Tel.: (+55.11) 3767 4361
Fax: (+55.11) 3719 0661
e-mail: abge@ipt.br
<http://www.abge.com.br>

- 3** Retroanálise 3D do túnel do término de Odivelas. Análise do risco de danos em edifícios adjacentes
Gonçalo Diniz Vieira
Jorge Almeida e Sousa
- 25** Resistência ao cisalhamento de interface entre geossintéticos de reforço e solo de cobertura de aterros sanitários
Heraldo Nunes Pitanga
Jean-Pierre Gourc
Orencio Monje Vilar
- 39** Alguns resultados de ensaios de fluência e rotura em fluência à tracção de geossintéticos
António Miguel Paula
Margarida Pinho-Lopes
Maria de Lurdes Lopes
- 65** Avaliação da efetividade do encapsulamento de um solo contaminado por borra oleosa ácida
José Waldomiro Jiménez Rojas
Karla Salvagni Heineck
Nilo Cesar Consoli
- 83** Aplicação em laboratório de técnicas de biorremediação em um solo residual contaminado com diesel e biodiesel
Liliane R. R. Meneghetti
Antônio Thomé
Norimar Denardin
Vinícius Girardello
Vagner S. Berté
- 99** Caracterização e comportamento mecânico de resíduos sólidos pré-tratados
José Antonio Cancino Calle
Maurício Ehrlich
Claudio Fernando Mahler

RETROANÁLISE 3D DO TÚNEL DO TÉRMINO DE ODIVELAS. ANÁLISE DO RISCO DE DANOS EM EDIFÍCIOS ADJACENTES

3D back analysis studies of “término de Odivelas” tunnel in Lisbon. Application of a risk assesment methodology to evaluate potencial damages on buildings

Gonçalo Diniz Vieira*

Jorge Almeida e Sousa**

RESUMO – Neste trabalho apresenta-se a obra do túnel do Término de Odivelas, pertencente à Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa e os resultados da monitorização efectuada durante o ano de 2003. Em seguida determina-se os parâmetros que definem as curvas empíricas de Gauss e de Yield Density que melhor se ajustam à realidade, descreve-se a metodologia usada nos estudos de retroanálise da obra, com destaque para a modelação numérica tridimensional e retiram-se algumas conclusões acerca das características dos terrenos interessados pela escavação, pertencentes à Formação de Benfica. Em seguida, descreve-se uma metodologia de avaliação do risco de danos em edifícios, efectuada com base em métodos empíricos e análises numéricas bidimensionais e tridimensionais. Comparam-se os resultados obtidos da sua aplicação a um edifício de cinco pisos situado nas proximidades do túnel do Término de Odivelas. Por fim, retiram-se algumas conclusões acerca da importância da consideração da rigidez equivalente do edifício e a sua interacção com o meio circundante.

SYNOPSIS – In this paper it is presented the Término de Odivelas tunnel, comprised in the Yellow Line extension of Lisbon’s underground. This case study includes the results observed during the tunnel’s construction – which occurred during the year of 2003 – and the adjustments to the parameters defining the empirical curves that foresee the movements induced by the tunnel construction. Back analysis studies are executed and described, with evidence to tridimensional numerical formulations that have allowed to draw some conclusions on geotechnical parameters and characteristics of the geological formations affected by the tunnel’s construction (the soil is comprised in the usually designated Benfica’s Formation). Then, it is proposed and described a risk assessment methodology able to evaluate the potential damages caused in those pre-existing buildings. The results obtained through the use of this methodology, giving evidence to tridimensional numerical formulations, are compared with the case study of a five-storage building located near the Odivelas tunnel. In the final, major conclusions regarding the importance of the building’s rigidity and its interaction with the surrounding scene are drawn.

PALAVRAS CHAVE –Túneis; Interacção solo-estrutura; Retroanálise 3D; Análise de risco de danos em edifícios.

* Eng. Civil, Mestre em Mecânica dos Solos e Eng. Geotécnica – LISCONCEBE S.A.,
E-mail: goncalodv@gmail.com

** Professor Doutor, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC),
E-mail: jas@dec.uc.pt

1 – INTRODUÇÃO

Quem estuda e projecta obras subterrâneas, em especial túneis construídos em meios densamente povoados, tem necessariamente de se preocupar com as estruturas existentes e avaliar/prever da forma mais aproximada possível os danos que lhes poderá causar.

Ora quanto melhor se entender o comportamento de um túnel e a sua interacção com a envolvente mais correcta será a avaliação dos potenciais danos induzidos. Para tal é usual recorrer-se à experiência adquirida em obras já executadas de forma a retirar alguns ensinamentos através, entre outros, de estudos paramétricos de retroanálise.

Neste sentido, a primeira parte deste trabalho pretende contribuir para a divulgação dos resultados da retroanálise realizada após a conclusão do túnel do Término de Odivelas.

Na segunda parte deste trabalho apresenta-se uma metodologia que pretende avaliar os efeitos da escavação dos túneis nos edifícios e infraestruturas existentes à superfície, para as várias fases de desenvolvimento de um projecto de túneis, baseada na experiência adquirida em Inglaterra na *Jubilee Line Extension* (Franzius 2003).

Para um melhor entendimento (i) faz-se um resumo dos movimentos associados à escavação de túneis superficiais, (ii) listam-se os métodos capazes de estimar esses deslocamentos, (iii) ilustra-se os movimentos experimentados pelos edifícios, (iv) classificam-se os danos de forma qualitativa e quantitativa e (v) define-se um conceito de risco de danos admissível. Por fim, avalia-se os resultados obtidos da sua aplicação para o caso de um edifício de cinco pisos (Lote 26) situado nas proximidades do túnel do Término de Odivelas.

2 – DESCRIÇÃO DA OBRA E ENVOLVENTE GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

O troço 2 do túnel do Término de Odivelas foi construído durante o ano de 2003 no âmbito do prolongamento da Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa entre o Campo Grande e Odivelas. O túnel tem cerca de 120 metros de extensão e fica compreendido entre o Posto de Tracção e o Posto de Ventilação PV4, onde a galeria atravessa o maciço a pouca profundidade sob alguns edifícios localizados à superfície (Figura 1).

O troço em análise desenvolve-se ao longo da formação geológica terciária de natureza sedimentar detrítica de origem continental, datada do Oligocénico, denominada por Formação *de Benfica* (ϕ). O túnel interessa maioritariamente a camada inferior (ϕ_{1c}) caracterizada como um complexo arenoso-silto-argiloso, com predominância de fracção arenosa e com ocorrências de seixos e calhaus rolados, umas vezes concentradas, outras dispersas. Para a sua caracterização geológica e geotécnica recorreu-se à execução de três sondagens verticais à rotação com colheita contínua de amostra, duas das quais (ST52 e ST53 – Figura 2) situadas nos limites do troço em estudo. Os furos de sondagem foram acompanhados por ensaios de penetração dinâmica (SPT) e instalou-se 2 piezómetros nos furos ST51 e ST52.

Durante o decorrer da obra foi possível observar que o maciço possui níveis lenticulares arenosos dispersos, de pequena espessura, que servem de caminho preferencial de percolação da água no interior do maciço. Esta situação pode ser observada a partir do registo fotográfico e da cartografia geológica da frente de escavação (Figuras 3 e 4). Este facto contribuiu para o aparecimento de água na frente que obrigou ao rebaixamento do nível freático na envolvente à obra.

Os parâmetros geotécnicos de projecto (Quadro 1) foram determinados com base na observação dos tarolos das sondagens, nos resultados dos ensaios SPT e na experiência adquirida em obras realizadas em formações semelhantes, nomeadamente na zona do Poço de Ataque da Linha Amarela. No entanto, já na fase de projecto se considerou que o valor adoptado para a coesão poderia ser optimista face aos resultados da observação visual do testemunho (Ferconsult 2001).

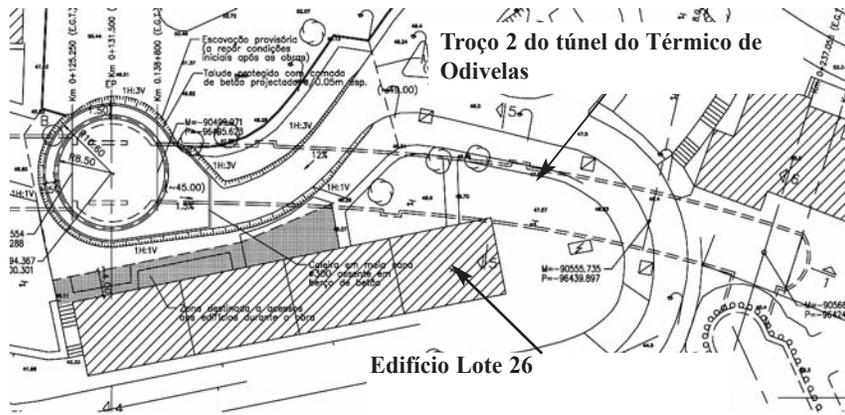


Fig. 1 – Traçado em planta do túnel do Têrmico de Odiveelas

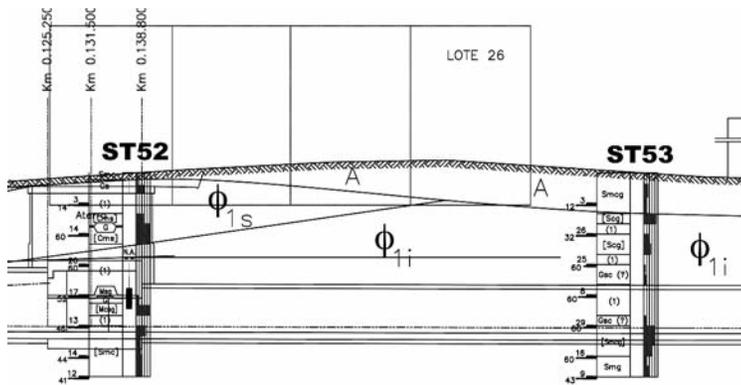


Fig. 2 – Perfil geológico e geotécnico interpretativo.



Fig. 3 – Frente de escavação ao km 0+174.

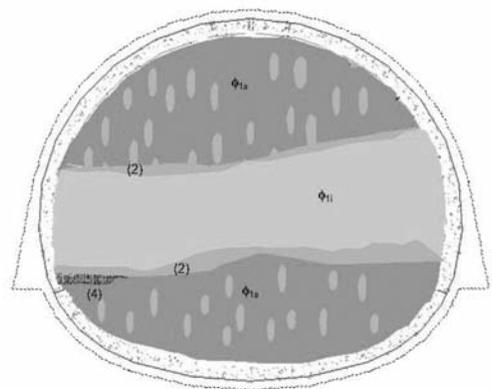


Fig. 4 – Cartografia da frente ao km 0+174.

Quadro 1 – Parâmetros de cálculo da camada inferior da *Formação de Benfica* (ϕ_1).

γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)	ν	K_0
21	50	35	160	0,25	0,5

A metodologia de construção baseou-se na filosofia associada ao NATM (New Austrian Tunnelling Method) e previu a aplicação de pré-suporte na frente composto por enfilagens de colunas de *jet grouting* armadas com tubos metálicos, instaladas no contorno exterior da abóbada, pregagens na frente em fibra de vidro e manutenção de banquetta frontal, além de drenos subhorizontais em avanço e drenos de vácuo subverticais na base dos hasteais.

A existência de edifícios à superfície condicionou o procedimento construtivo, tendo sido reforçado em função da sua sensibilidade a movimentos induzidos pela escavação, através da introdução de uma segunda família de enfilagens sobre a abóbada, a execução de soleira provisória entre as fases de calota e destroça e a execução de colunas subverticais de *jet grouting* para reforço das fundações dos hasteais (Melâneo *et al.* 2004).

Na Figura 5 representa-se esquematicamente a secção transversal da galeria em secção aberta e fechada, diferenciando o processo construtivo da execução, ou não, de soleira provisória na 1ª fase de escavação, no momento da aplicação do suporte inicial.

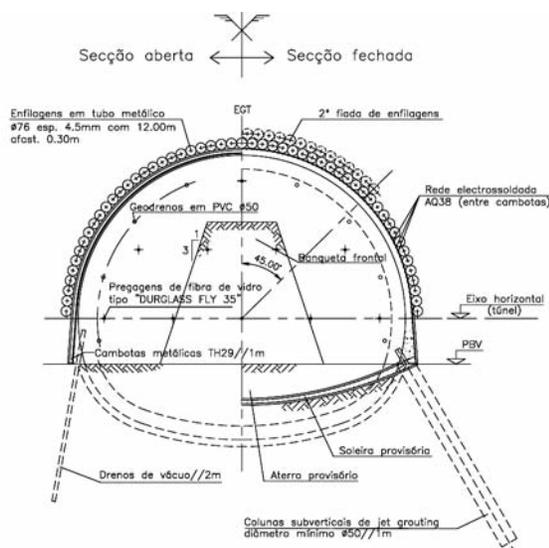


Fig. 5 – Escavação da secção transversal.

3 – INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO DA OBRA

Para realizar o acompanhamento das obras e monitorizar o seu comportamento estrutural e dos edifícios à superfície foi implementado um Plano de Instrumentação e Observação, estendido à área de influência do túnel, que compreendeu a instalação de extensómetros duplos, marcas de nivelamento superficial, inclinómetros, pinos de convergência no interior do túnel e piezómetros de tubo aberto. Estes aparelhos foram instalados em secções transversais de instrumentação que distam cer-

ca de 20m no sentido longitudinal do túnel (Figuras 6 e 7). Nos edifícios superficiais localizados dentro do perímetro de influência dos trabalhos de escavação (lotes 23 a 26) foram colocadas réguas graduadas para nivelamento geométrico e alvos reflectores.

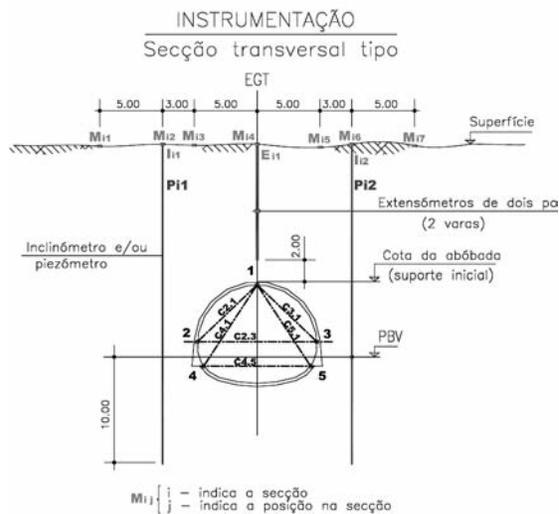


Fig. 6 – Secção de instrumentação tipo.

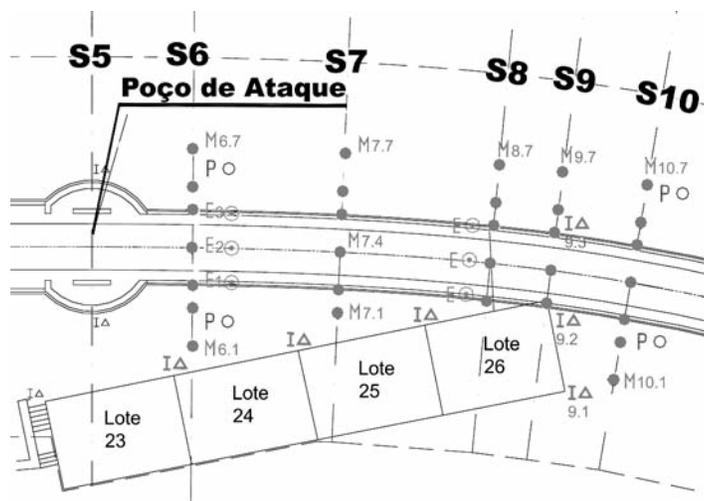


Fig. 7 – Localização dos aparelhos em planta.

Das leituras efectuadas destaca-se os assentamentos máximos à superfície que, na generalidade das secções transversais ao túnel, excederam os valores máximos previstos no projecto de execução, cuja grandeza ascendia a 8 a 10 mm.

Tendo presente a importância da previsão dos movimentos associados à construção de túneis através de métodos empíricos, nomeadamente nas fases preliminares do projecto, efectuou-se o

ajuste de alguns parâmetros que controlam as curvas empíricas de Gauss e de Yield-Density, de modo a aproximar os resultados aos observados em obra. A curva de distribuição normal ou de Gauss é usualmente a mais utilizada, podendo ser definida com base em apenas dois parâmetros: o assentamento máximo à superfície sobre o eixo do túnel (δ_{max}) e a abscissa do ponto de inflexão (i), através da expressão:

$$\delta(x) = \delta_{max} \cdot \exp(-x^2/2i^2) \tag{1}$$

Celestino e Ruiz (1998) propuseram uma nova curva para previsão dos deslocamentos superficiais, do tipo Yield-Density (YD), definida por três parâmetros (δ_{max} , a , b) e portanto mais flexível do que a tradicional curva de Gauss, dada pela seguinte expressão:

$$\delta(x) = \delta_{max} / [1 + (|x|/a)^b] \tag{2}$$

O ajuste foi efectuado para as secções de instrumentação S8 e S9, tendo-se obtido coeficientes de correlação aceitáveis para ambas as curvas, entre 0,81 e 0,97, donde se pode concluir que ambas as curvas se aproximaram bastante bem ao perfil de assentamentos registado à superfície (Figura 8). Os parâmetros das curvas que melhor se ajustam aos assentamentos medidos, situam-se dentro dos intervalos definidos no Quadro 2.

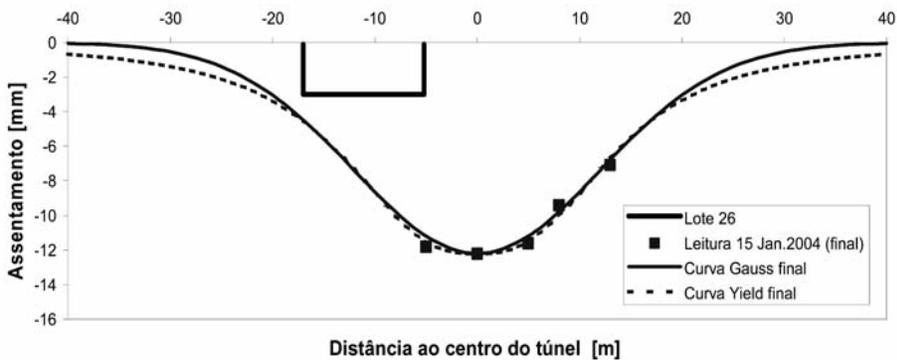


Fig. 8 – Secção S9: Ajuste com curvas de Gauss e YD.

Quadro 2 – Parâmetros ajustados das curvas de Gauss e YD.

Gauss	YD
$8,1 < i < 12,0$	$0,9 < a/D < 1,4$
$0,36 < K=i/Z_0 < 0,53$	$1,7 < b < 2,7$

sendo: Z_0 – profundidade do eixo; D – diâmetro do túnel.

4 – ESTUDOS DE RETROANÁLISE – ANÁLISE NUMÉRICA 3D

A informação disponível, tanto da fase de estudos de projecto como na fase de construção da obra, permitiu detectar algumas diferenças entre os resultados previstos e os observados, nomeadamente:

- i) a nível das convergências nos hasteais da galeria, tendo-se registado valores de 5 a 7mm para o interior da escavação, enquanto os resultados de projecto apontavam para deslocamentos horizontais praticamente nulos nos hasteais;

ii) a nível dos assentamentos superficiais, onde os assentamentos máximos registados nas marcas topográficas (cerca de 14mm) são superiores aos previstos nos estudos de projecto (8 a 10mm);

Estas diferenças alertaram para o facto de algumas das hipóteses assumidas nos estudos de projecto não se ajustarem à realidade, sendo o ponto de partida para a realização de estudos de retroanálise. Os estudos foram efectuados com recurso a análises paramétricas em modelos tridimensionais de elementos finitos, ajustando os resultados numéricos às leituras registadas pelos aparelhos de instrumentação da obra. Deu-se especial atenção ao valor do coeficiente de impulso em repouso, módulo de deformabilidade e coesão do maciço (Diniz Vieira 2007).

Assim, simulou-se a construção do túnel do troço 2 do Término de Odivelas num modelo tridimensional complexo em elementos finitos (3DEF), realizado no programa Plaxis 3D, que permite a simulação das diversas fases de escavação e suporte, tanto transversal como longitudinal, tornando possível a reprodução da construção do túnel de forma muito aproximada. Admitiu-se para os terrenos envolventes à escavação do túnel um comportamento elástico perfeitamente plástico segundo a lei de Mohr-Coulomb. O modelo possui 13895 elementos finitos triangulares e 38010 pontos nodais, 80 metros de comprimento, 80 metros de largura e 45 metros de profundidade (Figuras 9 e 10), tendo sido simulada uma sequência construtiva em 53 fases.

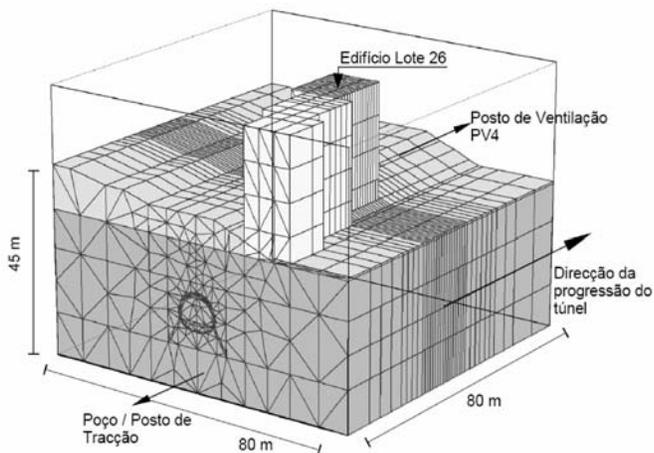


Fig. 9 – Modelo tridimensional de elementos finitos – Plaxis.

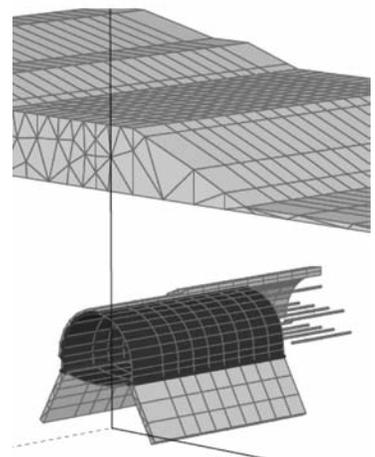


Fig. 10 – Pormenor da modelação do túnel.

Inicialmente os cálculos foram realizados em condições drenadas, considerando os parâmetros geotécnicos utilizados na fase de projecto o que permitiu a comparação dos resultados obtidos por via numérica com os reais, retirados da instrumentação da obra. Na Figura 11 ilustra-se a diferença obtida nos assentamentos superficiais para a secção S8.

Posteriormente, pretendeu-se aproximar os resultados obtidos dos cálculos numéricos aos valores lidos em obra através da resolução do problema inverso, que seguiu a aproximação por minimização dos resíduos (método indirecto), realizada de forma iterativa e “manual”, sem recurso a códigos automáticos para minimização de funções. Para tal, efectuaram-se análises de sensibilidade paramétrica fazendo variar os parâmetros do maciço escavado considerados mais relevantes, que controlam o comportamento da galeria, já referidos anteriormente (K_0 , c' e E).

A retroanálise tridimensional culminou com a aferição de alguns dos parâmetros geotécnicos dos terrenos interessados pela escavação utilizados no projecto, traduzindo-se:

- i) no aumento do valor do coeficiente de impulso em repouso, para cerca de 0,65 a 0,70, de modo a traduzir o provável estado de sobreconsolidação do maciço Oligocénico;

- ii) na diminuição do valor da coesão para cerca de 10 kPa, decorrente da predominância da fracção arenosa observada em obra;
- iii) na diminuição do valor do módulo de deformabilidade do maciço escavado, pertencente à *Formação de Benfica*, para cerca de 80 a 100 MPa.

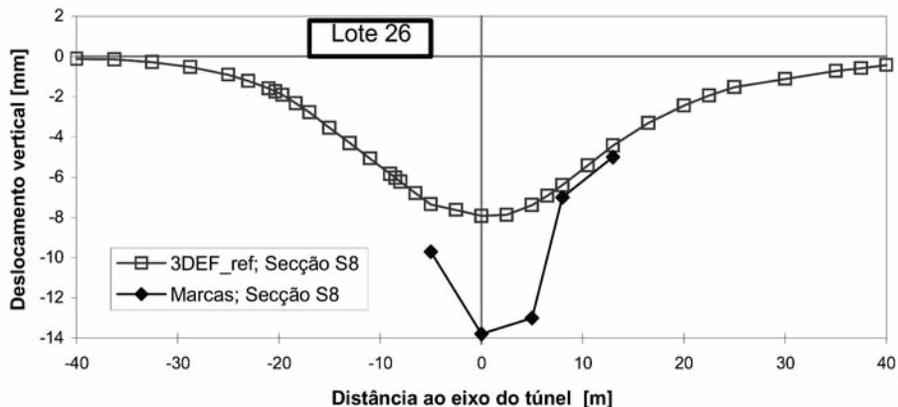


Fig. 11 – Secção S8: comparação dos assentamentos à superfície.

Com base nos novos parâmetros aferidos, procurou-se obter o valor da taxa de desconfinamento do maciço na altura da colocação do suporte (λ_{s0}) que melhor se adapta à realidade observada. Para tal determinou-se a curva de convergência na abóbada através de modelação bidimensional, tendo em consideração a existência do pré-suporte, e a curva de deslocamento na abóbada em função da distância à frente de escavação com recurso ao cálculo tridimensional.

Considerando que o suporte foi instalado a cerca de um metro da frente de escavação retirou-se o valor do deslocamento radial da 2ª curva ($u_{s0}=15$ mm) que foi introduzido na 1ª curva para se determinar o valor do coeficiente de desconfinamento concomitante (Figura 12).

Os resultados obtidos revelaram que para as condições de escavação deste troço o valor de λ_{s0} é de aproximadamente 60% (Diniz Vieira 2007).

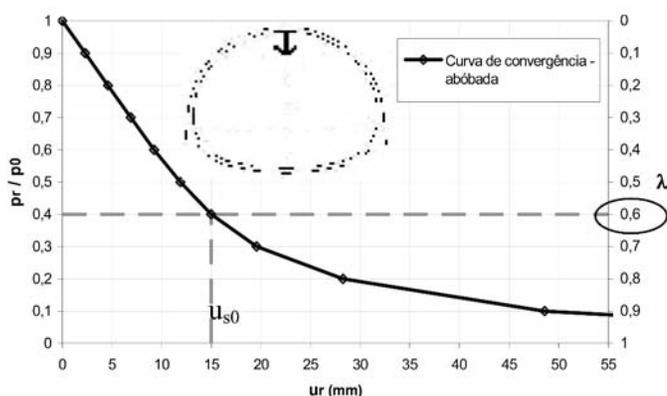


Fig. 12 – Curva de convergência na abóbada; Interação maciço-suporte.

Em seguida apresentam-se alguns dos resultados mais relevantes obtidos por simulação numérica tridimensional no modelo aferido com base nos estudos de retroanálise e comparam-se com as

leituras registadas nos aparelhos de instrumentação localizados no túnel do troço 2 do Término de Odivelas. Deu-se mais importância às secções S8 e S9 por se encontrarem aproximadamente a 2 do troço e atravessarem o edifício Lote 26.

Na Figura 13 representa-se a evolução dos assentamentos superficiais num ponto situado a eixo da secção S8, em função da distância à frente de escavação, tendo em conta a componente associada ao rebaixamento do nível freático de 2 a 3 mm.

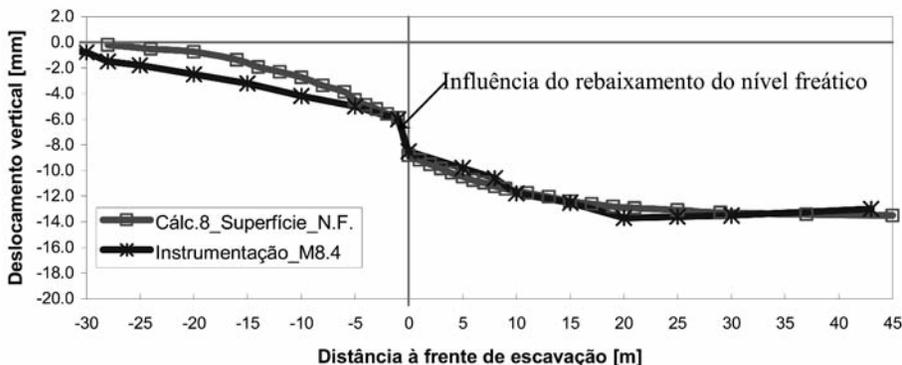


Fig. 13 – Secção S8: evolução dos assentamentos à superfície.

Na Figura 14 encontram-se representados os perfis transversais de assentamento à superfície obtidos no cálculo numérico tridimensional e as leituras registadas nas marcas topográficas instaladas na secção S8, para três momentos de execução da obra: quando a frente de escavação se encontrava 10m atrás da secção S8, na secção S8 e 20m à frente da mesma (também designados por -D; Frente e +2D).

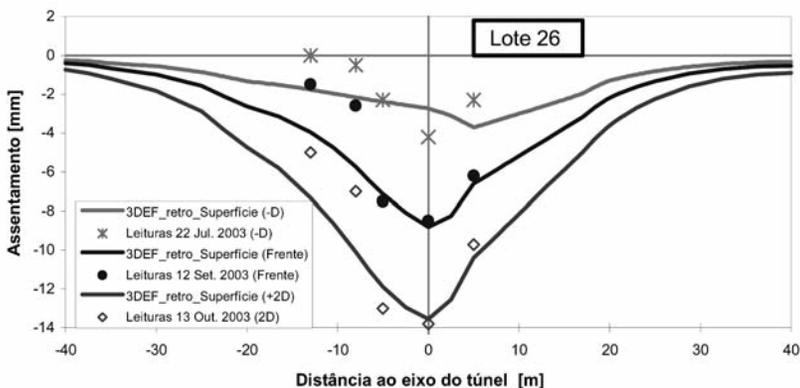


Fig. 14 – Secção S8: assentamentos à superfície versus leituras das marcas topográficas.

Da observação dos gráficos é possível verificar que os resultados numéricos se aproximam dos registados em obra, principalmente após a frente de escavação atravessar a secção analisada.

Na Figura 15 apresenta-se a evolução dos deslocamentos horizontais ao nível dos hasteais da galeria obtidos no cálculo numérico 3D e os valores registados em obra. Da análise da figura é possível observar que os deslocamentos horizontais se dirigem no sentido da escavação para o interior da galeria, *i.e.*, os hasteais tendem a convergir, o que está de acordo com as leituras efectuadas no interior da galeria.

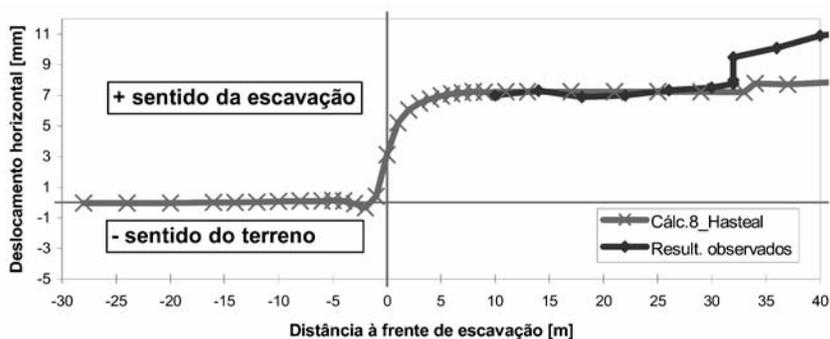


Fig. 15 – Secção S8: evolução dos deslocamentos horizontais.

5 – RISCO DE DANOS EM EDIFÍCIOS - ANÁLISE METODOLÓGICA

Os túneis construídos em zonas urbanas são normalmente pouco profundos e provocam inevitavelmente assentamentos à superfície que podem danificar os edifícios e infraestruturas existentes.

A previsão das deformações induzidas nas estruturas e a análise do risco de danos é uma parte essencial do projecto de túneis em meios urbanos que é transversal às várias fases de concepção, desde o planeamento e estudos de viabilidade, passando pelo projecto de execução até à sua construção. Aliás, a nova legislação relativa à contratação pública (DL 18/2008 de 29 de Janeiro; Portaria 701-H/2008 de 29 de Julho – art.131º, alínea s)) vem introduzir como parte obrigatória do projecto de execução de túneis a avaliação das classes de danos das edificações adjacentes ao túnel com base na avaliação dos deslocamentos, dando seguimento a uma prática já corrente.

Na previsão dos movimentos induzidos é frequente o recurso a formulações empíricas e simulações numéricas bidimensionais admitindo a superfície do terreno livre, i.e., desprezando a interacção entre o solo e a estrutura. No entanto, as recomendações da International Tunnelling Association sugerem que a rigidez dos edifícios não deve ser desprezada pois tem grande influência no nível e no tipo de deformações provocadas pela escavação e, conseqüentemente, nos potenciais danos causados nos mesmos.

5.1 – Deslocamentos e danos em edifícios induzidos pela escavação de túneis em solos

O primeiro passo para a avaliação do risco de danos num edifício consiste em determinar os perfis de deslocamentos, verticais e horizontais, ao nível da cota das fundações do edifício. A influência da escavação faz-se sentir a alguma distância da frente, provocando assentamentos e deslocamentos horizontais, transversais e longitudinais, como se pode observar na Figura 16.

Enquanto que, em condições de simetria relativamente à secção transversal, os assentamentos crescem progressivamente à medida que a frente de escavação se aproxima, atingindo o valor máximo ao eixo da galeria, os deslocamentos horizontais são nulos sobre o eixo do túnel e os seus valores máximos ocorrem em pontos próximos dos pontos de inflexão do perfil transversal dos assentamentos. No sentido longitudinal, verifica-se que os deslocamentos crescem à medida que a frente de escavação se aproxima da secção em análise, atingindo o valor máximo quando a frente se encontra sobre a mesma. O deslocamento decresce posteriormente para valores residuais à medida que a escavação progride e a frente se afasta (Figura 17).

Estes deslocamentos superficiais, que progridem com o avanço do túnel, são responsáveis pela perturbação das estruturas pré-existentes localizadas dentro da faixa de influência da escavação, podendo provocar assentamentos diferenciais e extensões nos edifícios capazes de causar danos mais ou

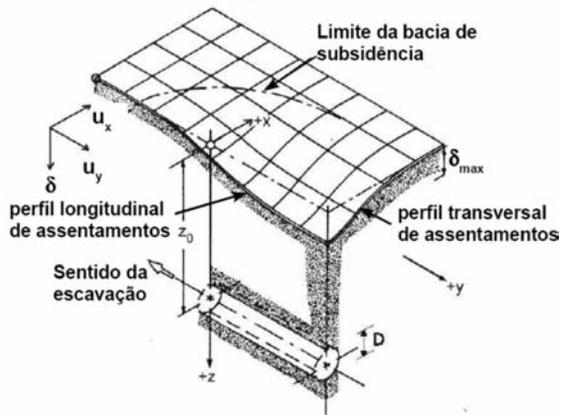


Fig. 16 – Representação 3D da bacia de subsidência.

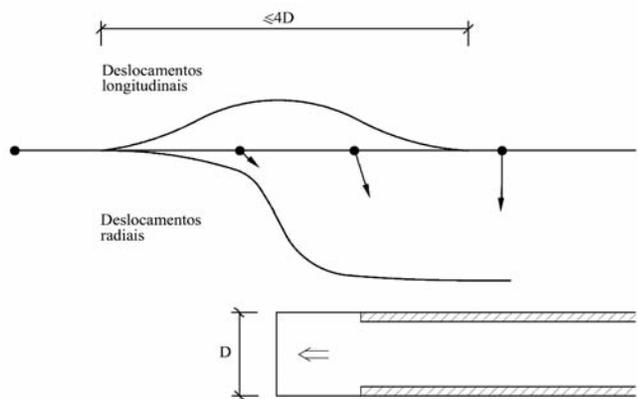


Fig. 17 – Deslocamentos longitudinais e radiais (adaptado de Almeida e Sousa 1998).

menos graves, potenciando o aparecimento de patologias. Na Figura 18 ilustra-se os diferentes tipos de movimentos transversais ao túnel experimentados pelos edifícios.

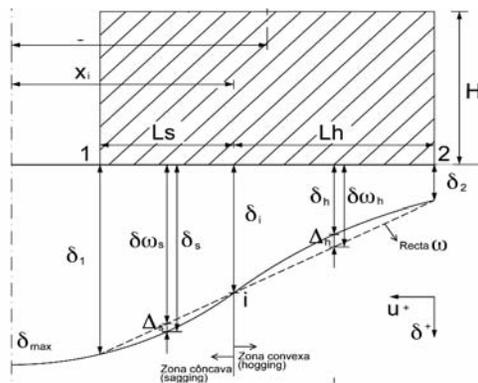


Fig. 18 – Esquema de deformações e distorções transversais ao túnel (Diniz Vieira 2007).

Os parâmetros tradicionalmente associados a critérios de avaliação dos danos em edifícios são o assentamento total (δ), o assentamento diferencial ($\Delta\delta$) e a distorção angular (β). Burland e Wroth (1974) mostraram que a deformação horizontal é um parâmetro fundamental para avaliar a fissuração em paredes de alvenaria. Boscardin e Cording (1989) aplicaram a teoria da viga em meio elástico e incluíram o parâmetro de extensão de tracção horizontal (ϵ_h) relacionando-o com a distorção angular. Em 1995, Burland estabeleceu um critério de danos em estruturas relacionando-os com a deformação horizontal (ϵ) e a razão de deflexão (Δ/L), para zonas distintas de comportamento do edifício, côncava e convexa.

A consideração da rigidez dos edifícios na avaliação dos danos foi estudada por Potts e Addenbrooke (1997) com recurso a modelos bidimensionais, e culminou na introdução de parâmetros que traduzem a rigidez relativa entre o maciço e o meio adjacente e na sua aplicação através de gráficos de dimensionamento expedito. Posteriormente, Franzius (2003) complementou os estudos com análises numéricas tridimensionais de forma a avaliar a influência da geometria da estrutura não só na direcção transversal mas também na direcção longitudinal.

Nesta teoria, denominada por método da rigidez relativa modificada, definem-se dois parâmetros, a rigidez de flexão relativa modificada ρ^*_{mod} e a rigidez axial relativa modificada α^*_{mod} (expressões 3 e 4), função das rigidezes de flexão e axial equivalentes do edifício (EI ; EA), do módulo de deformabilidade do solo (E_s), do comprimento do edifício nas direcções transversal (L_x) e longitudinal (L_y) ao eixo do túnel e da profundidade do mesmo (Z_0). Estes parâmetros devem ser introduzidos em gráficos de dimensionamento expedito (Figura 19) para, em conjunto com as correlações empíricas de classificação de danos propostas por Burland ou Boscardin e Cording, se obter o potencial risco de danos tendo em conta a influência do edifício.

$$\rho^*_{mod} = \frac{EI}{E_s L_x^2 Z_0 L_y} \quad (3)$$

$$\alpha^*_{mod} = \frac{EA}{E_s L_x L_y} \quad (4)$$

A previsão dos movimentos do terreno induzidos à superfície pode ser efectuada a partir de formulações empíricas baseadas na observação de várias obras e na experiência dos autores, ou recorrendo a modelos numéricos de elementos finitos, bidimensionais ou tridimensionais, tendo em atenção o faseamento construtivo e a interacção solo-estrutura.

Dos métodos empíricos mais utilizados destaca-se a curva de distribuição normal, também designada por curva de Gauss já atrás referenciada, que desde finais da década de 60 tem vindo a ser utilizada na estimativa dos assentamentos provocados pela escavação de túneis em diferentes situações. Notar que estas curvas resultaram da observação de inúmeras obras, quase todas realizadas num meio sem constrangimentos à superfície e que portanto não reflectem a influência das estruturas superficiais.

Os métodos numéricos constituem, actualmente, a ferramenta mais potente na previsão dos deslocamentos induzidos pela escavação de túneis. Quando simulados em estado de deformação plana, os modelos bidimensionais necessitam de introduzir algumas hipóteses relativas ao processo de desconfinamento ligado ao faseamento da escavação. Apenas os modelos tridimensionais (Figura 20) permitem considerar o carácter tridimensional do problema de uma forma directa, tirando partido do faseamento construtivo longitudinal e deste modo simular da forma mais aproximada a complexidade de situações ligadas à realização dos trabalhos de escavação, desde a heterogeneidade do solo, geometria do túnel e diferentes fases de escavação e de aplicação do suporte e de medidas de reforço.

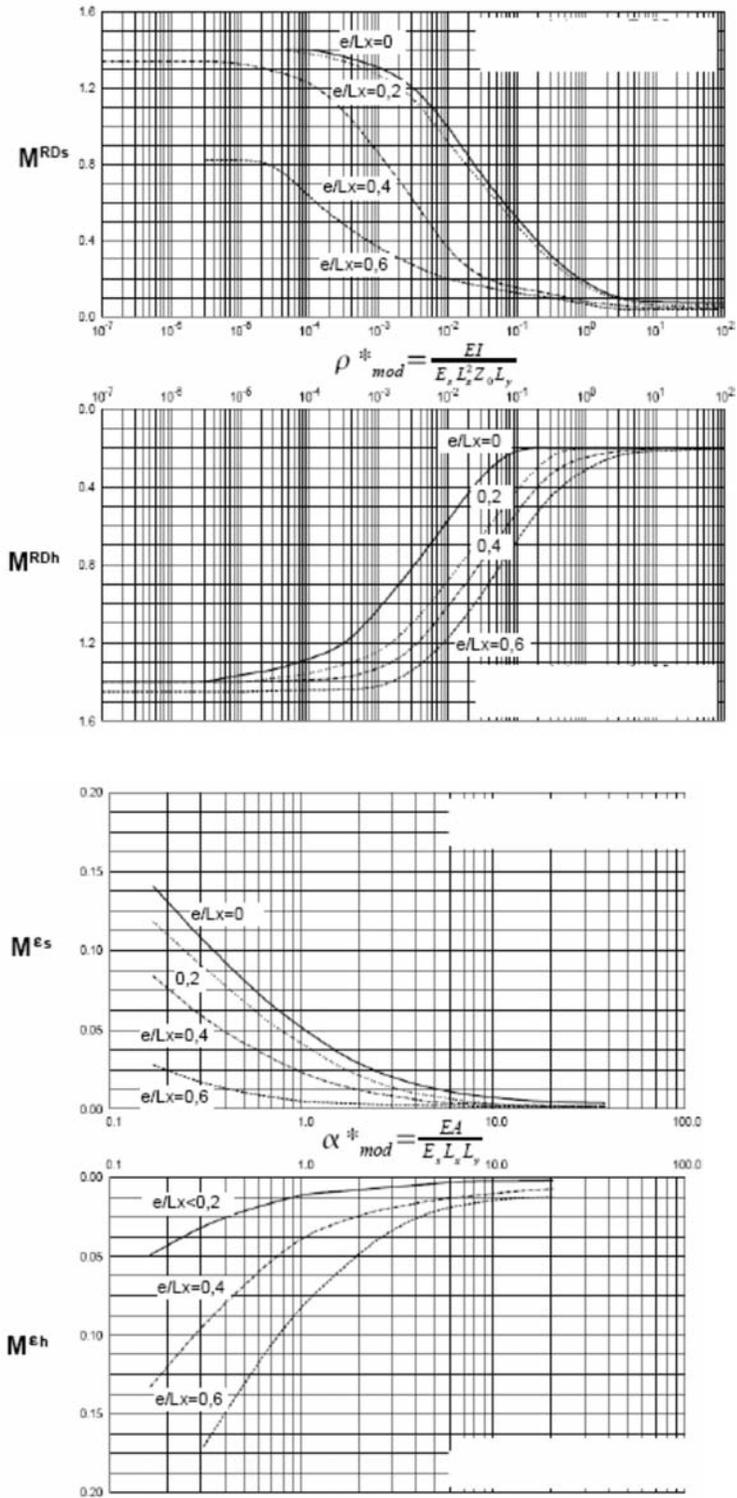


Fig. 19 – Curvas de dimensionamento em função de ρ^*_{mod} e α^*_{mod} (adaptado de Franzius 2003).

Os resultados obtidos de modelos tridimensionais permitem ainda avaliar qual a fase de escavação longitudinal que provoca maior rotação global num edifício superficial, não restringindo a análise ao plano transversal. Com efeito, com base nos assentamentos dos quatro cantos do edifício (Figura 21) é possível determinar a rotação relativa tridimensional (θ_{LxLy}) através da expressão proposta por Franzius (2003):

$$\theta_{LxLy} = \left[\frac{\delta_a - \delta_b}{L_y} - \frac{\delta_c - \delta_d}{L_x} \right] L_x \quad (5)$$

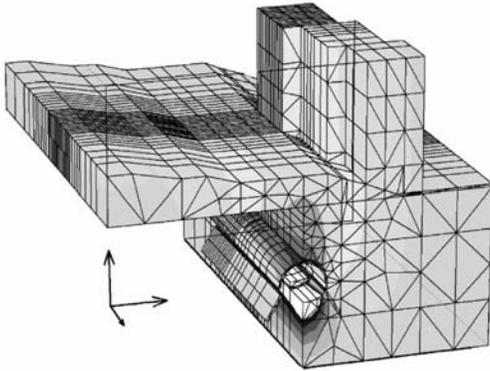


Fig. 20 – Deslocamentos (escala cromática) obtidos num modelo 3D (Plaxis).

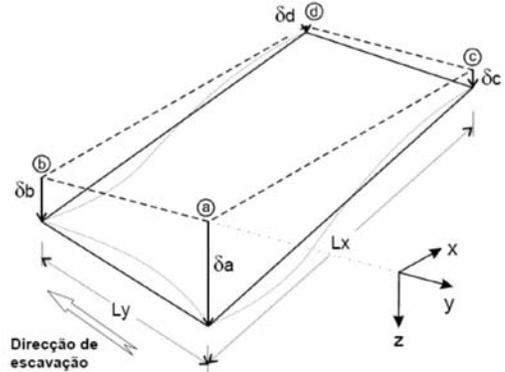


Fig. 21 – Deformação tridimensional de um edifício obtida com o assentamento nos cantos.

Consequentemente, é possível prever qual a fase de construção mais crítica para o edifício e tomar maiores precauções em obra, quer através de um refinamento da observação com leituras mais frequentes, quer por diminuição do avanço de escavação ou aplicação de outras medidas que se entendam necessárias mitigadoras dos deslocamentos induzidos.

5.2 – Conceito de risco de danos admissível – critério de paragem

Os danos nos edifícios podem ser agrupados em três grandes grupos: i) danos estéticos, que afectam a aparência visual da estrutura; ii) danos funcionais, que põem em causa a utilização da estrutura e iii) danos estruturais, que afectam a estabilidade da estrutura, podendo originar o colapso da mesma. Admite-se como risco de danos admissível para a generalidade das estruturas aquele que não ponha em causa a sua funcionalidade, não provoque incómodo dos seus habitantes e cuja pequena fissuração associada seja facilmente reparável e não acarrete encargos elevados.

No Quadro 3 apresenta-se um resumo da classificação dos danos proposta por Boscardin e Cording (1989), aplicável a estruturas de alvenaria e de betão armado dotadas de fundações contínuas, relacionando-a com o parâmetro de controlo definido pela extensão de tracção limite (ϵ_{lim}). A classificação inclui uma descrição típica dos danos e foi baseada em critérios práticos de reparação das fissuras.

O critério de danos em estruturas estabelecido por Burland (1995) relaciona-os com a razão de deflexão ($RD = \Delta/L$) e a deformação horizontal (ϵ). Soluções distintas são apresentadas, consoante a estrutura se situe na zona convexa (extensão e comportamento tipo “viga em consola”) ou na zona côncava (compressão e comportamento tipo “viga apoiada”) da curva dos

Quadro 3 – Classificação de danos em edifícios (Boscardin e Cording 1989).

Categoria de danos	Grau de severidade	Tipologia dos danos	Abertura aproximada das fissuras (mm)	ϵ_{lim} (%)
0	Insignificante	Micro-fissuras	<0,1	<0,05
1	Muito ligeiro	Estéticos	<1	0,05-0,075
2	Ligeiro	Estéticos; necessidade de reparação	<5	0,075-0,15
3	Moderado	Funcionais	5-15; ou várias fissuras <3mm	0,15-0,3
4	Severo	Funcionais a estruturais	15-25*	>0,3
5	Muito severo	Estruturais	>25*	

* o número de fissuras deverá ser considerado nesta classificação

assentamentos. O gráfico da Figura 22 reproduz este critério para o caso de estruturas com geometria próxima de $L/H=1$ e localizadas na parte convexa da curva.

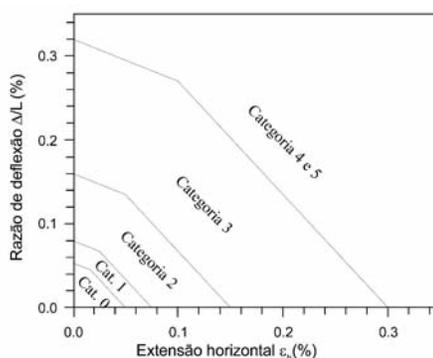


Fig. 22 – Categoria de danos (Burland, 1995).

Assim, ao longo das várias etapas evolutivas da análise metodológica do risco de danos apresentada em seguida, aplica-se um critério de paragem correspondente a este conceito de risco aceitável, para categorias de danos inferiores ou iguais a 2. Deverá ser prestada especial atenção aos edifícios que são mais sensíveis às deformações adicionais decorrentes da escavação, nomeadamente aqueles que se encontram em piores condições de conservação, contendo equipamento sensível à microdeformação ou particularmente importantes em resultado da sua antiguidade e interesse histórico, arquitectónico ou arqueológico. Nestes casos poderá utilizar-se um critério de paragem mais rigoroso, do tipo categoria 1.

5.3 – Metodologia de avaliação do risco de danos

Os vários conceitos acima expostos podem ser combinados de forma a desenvolver uma avaliação racional do risco de danos nos edifícios decorrente da escavação de túneis. A metodologia adoptada segue as orientações propostas por Franzius (2003), através da divisão da análise de risco de danos em três fases, utilizando inicialmente métodos de fácil aplicação associados a critérios de paragem conservativos, sendo posteriormente refinada caso os resultados obtidos não cumpram

certos critérios de controlo estabelecidos, isto é, indiciem a existência de danos inadmissíveis na estrutura. A aplicação da metodologia pressupõe a realização de uma vistoria prévia aos edifícios potencialmente afectados pela escavação, localizados no interior do corredor definido pelos limites da bacia de subsidência. Como critério inicial, poderá adoptar-se uma bacia centrada no eixo do túnel cuja largura na secção transversal é igual a $D+2.Z_0$, sendo D o diâmetro do túnel e Z_0 a profundidade do eixo do túnel (critério 45°).

Numa primeira fase, denominada *análise expedita*, determinam-se os deslocamentos associados à escavação por métodos empíricos simples, sem considerar a influência dos edifícios localizados à superfície. Com base nos resultados obtidos para cada edifício são utilizados critérios de paragem associados a parâmetros de deformação de fácil determinação (β ; δ) para avaliar qualitativamente os danos expectáveis. Os valores limite adoptados ($\beta < 1/500$ e $\delta < 10\text{mm}$) são os estabelecidos por Rankin (1988) para situações de danos reduzidos.

Para os edifícios que ultrapassam os limites acima estabelecidos, deverá iniciar-se a fase de *análise corrente* com a determinação dos parâmetros de deformação razão de deflexão (RD) e extensão horizontal (ϵ) para as duas zonas distintas da curva de assentamentos onde o edifício se poderá localizar: côncava e convexa. As curvas de assentamentos utilizadas são semelhantes às calculadas na fase anterior e o edifício é simulado como uma *viga elástica equivalente* infinitamente flexível, determinando-se o nível de risco por aplicação do gráfico da Figura 22. Caso a categoria de risco seja superior a 2 deverá aplicar-se o *método da rigidez relativa modificada* para ter em conta a rigidez e a geometria do edifício (uma extensão do método proposto por Potts e Addenbrooke em 1997) ou então recorrer à *modelação numérica bidimensional* para simular a escavação do túnel e a interacção com as estruturas existentes à superfície. É esperado que grande parte dos edifícios seja abrangido pelos critérios de controlo nesta fase. Para os restantes deverá ser realizada uma análise mais refinada.

Na última fase, correspondente à *análise detalhada*, é necessário simular todo o faseamento construtivo através de *cálculos numéricos tridimensionais*. É normalmente um processo bastante demorado que exige a realização de modelos complexos e um processador potente. A informação obtida é muita e variada, pelo que o tratamento dos resultados numéricos é de crucial importância para uma correcta aplicação dos critérios de controlo. Previamente à realização desta análise é aconselhável realizar uma inspecção complementar mais detalhada ao edifício, por forma a efectuar uma caracterização completa do mesmo, nomeadamente no que diz respeito à sua geometria e posicionamento relativamente ao túnel, à forma como foi construído, aos materiais utilizados e ao seu estado de conservação.

Na Figura 23 representa-se de forma esquemática e resumida a metodologia de análise de risco de danos utilizada no âmbito do presente trabalho.

5.4 – Medidas a empreender em função das categorias de risco

Sendo a análise de risco de danos em edifícios uma peça fundamental no projecto de túneis, especialmente em meios urbanos densamente povoados, esta poderá funcionar como uma ferramenta de apoio à decisão em todas as fases do projecto. Assim, como corolário dessa previsão, poderá recomendar-se a implementação de algumas medidas que irão variar consoante a fase do projecto em que se realiza a análise de risco, o grau de refinamento da análise (e consequentemente a confiança nos resultados obtidos), a categoria de risco potencial de danos resultante e a sensibilidade do edifício.

Caso o nível de danos expectável seja igual ou superior à categoria 3 dois conjuntos de medidas podem ser equacionadas:

- i) a adopção de medidas passivas ou correctivas que passam pela construção do túnel conforme previsto e posterior reparação dos danos e reabilitação das estruturas, considerando um reforço

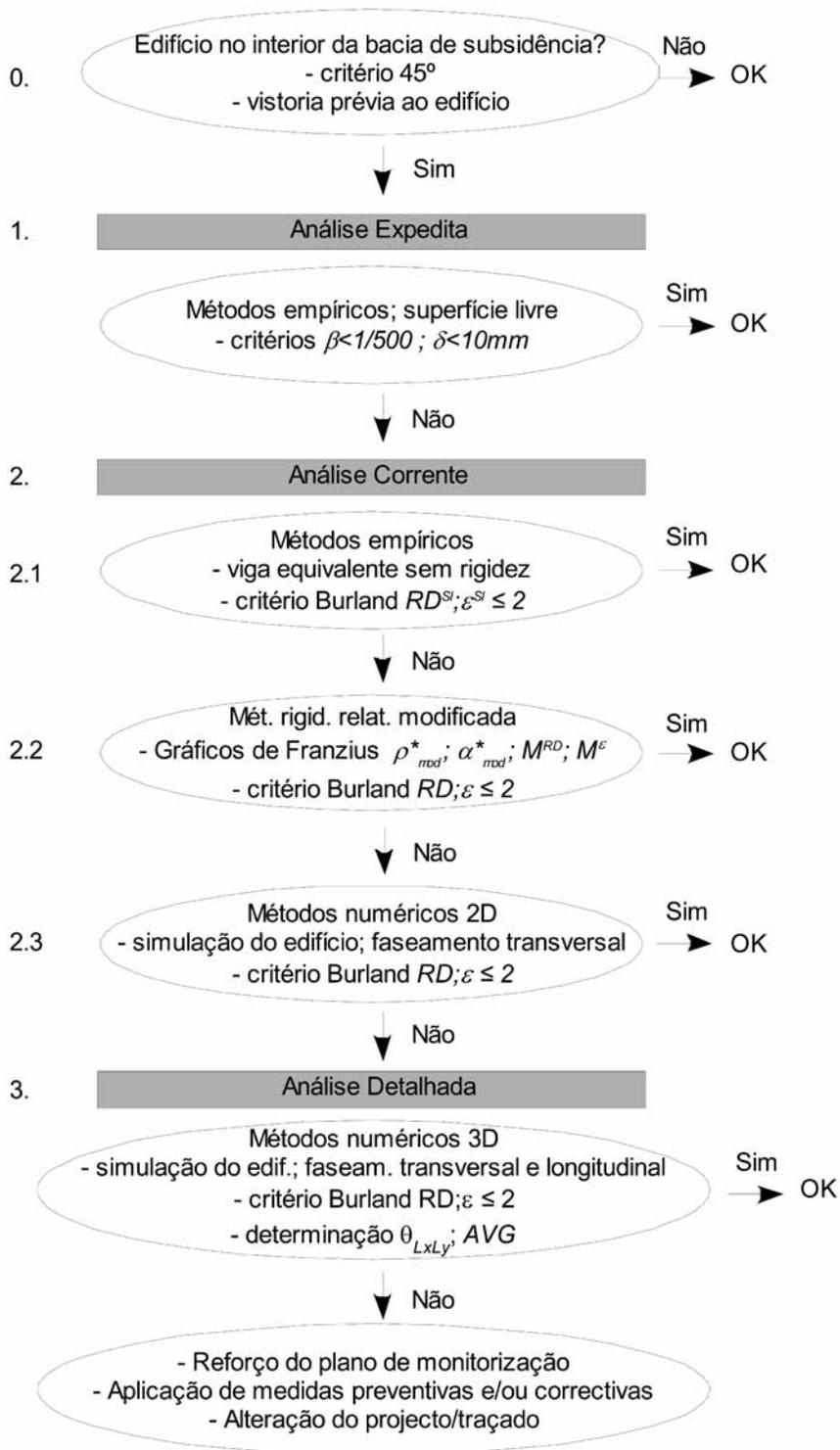


Fig. 23 – Esquema da metodologia proposta para análise do risco de danos (Diniz Vieira 2007).

dos aparelhos de instrumentação e aumento da frequência de leituras durante a fase de escavação. Neste caso é necessário ponderar se esta situação é aceitável do ponto de vista social, já que a funcionalidade das habitações poderá estar em risco, podendo levar à evacuação dos habitantes durante as obras e posterior reconstrução de parte ou da totalidade do edifício;

- ii) a adopção de medidas activas ou preventivas, consistindo quer na escolha de um método construtivo mais eficiente no controlo das deformações do maciço em torno da cavidade, quer na melhoria das características mecânicas do maciço, quer na realização de obras de recalce das fundações e reforço das estruturas antes de se iniciar a escavação ou, eventualmente, à alteração do traçado em planta ou em perfil, aumentando a profundidade do túnel.

6 – APLICAÇÃO DA METODOLOGIA AO EDIFÍCIO “LOTE 26”

6.1 – Descrição sumária do caso prático

O edifício em análise situa-se sobre o túnel mineiro do Término de Odivelas construído a pouca profundidade, tem oito andares, dois deles parcialmente enterrados, pertence a um conjunto de quatro prédios construídos em banda em meados dos anos 70 em betão armado e encontra-se em bom estado de conservação – ver Figura 24.

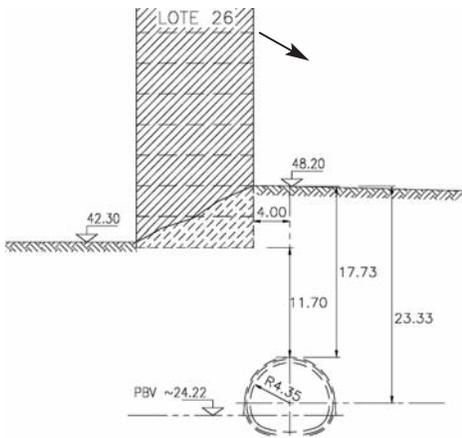


Fig. 24 – Localização do edifício Lote 26.

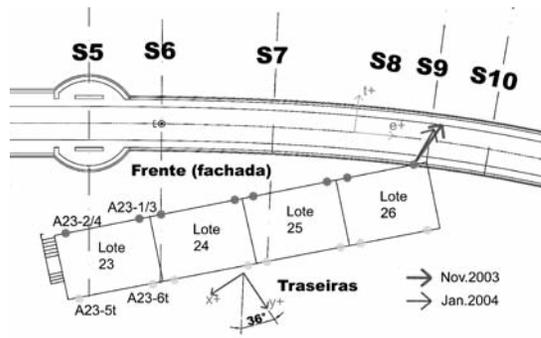


Fig. 25 – Localização do edifício Lote 26.

No âmbito do Plano de instrumentação e observação implementado em obra foram colocadas régua graduadas e alvos reflectores nos edifícios superficiais, tendo-se registado uma tendência de rotação dos edifícios no sentido da escavação, que se pode visualizar na Figura 25. O deslocamento máximo acumulado registado foi de 12,5 mm. Os danos observados resumem-se ao aparecimento de pequenas fendas nas juntas de dilatação entre lotes adjacentes e fissuras de alguma expressão num pequeno muro situado nas proximidades.

6.2 – Análise metodológica do risco de danos

Inicialmente, na fase de *análise expedita*, determinaram-se os deslocamentos associados à escavação do túnel com base na curva empírica de Gauss, tendo-se obtido $\delta_{max}=11,4$ mm e

$\beta_{max}=1/615$ no edifício. Em seguida iniciou-se a fase de *análise corrente* com a aplicação do critério de Burland após determinação dos parâmetros RD e ϵ utilizando o *método da rigidez relativa modificada*, chegando-se a uma categoria de danos expectável de grau 1 (Figura 26). Sendo assim, por aplicação dos critérios de controlo definidos anteriormente a análise de risco pararia por aqui pois a categoria de danos obtida já é considerada aceitável. Todavia, continuou-se a aplicar os restantes passos discriminados na metodologia como forma exemplificativa.

A etapa seguinte passa por recorrer a métodos numéricos bidimensionais para simular a escavação do túnel. Esta é uma análise já correntemente utilizada no projecto de túneis, que permite não só modelar o faseamento construtivo da secção transversal como simular as estruturas existentes à superfície, embora adoptando para estas uma modelação bastante simples. Para simular o avanço da frente de escavação e a descompressão do terreno envolvente ocorrida antes da aplicação do suporte, utilizou-se o factor de desconfinamento de 60%, aferido nos estudos de retroanálise da obra.

Por fim entrou-se na fase de *análise detalhada* com a realização de um cálculo numérico tridimensional onde foram modeladas 53 fases de cálculo, o que permitiu simular convenientemente o processo construtivo transversal e longitudinal da galeria. A análise dos resultados pôs em evidência a existência de rotação do edifício (Figura 27), ainda que de reduzida expressão, o que levou à conclusão de que os danos previsíveis são negligenciáveis a muito ligeiros, *i.e.*, correspondem à categoria 0 a 1.

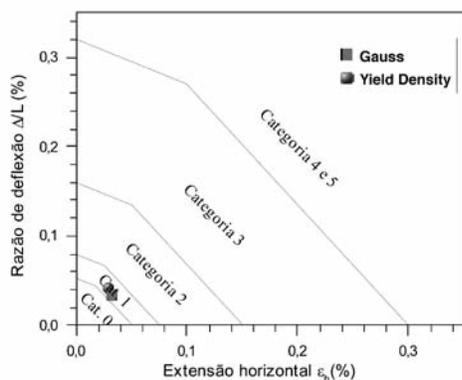


Fig. 26 – Categoria de danos na fase 2.

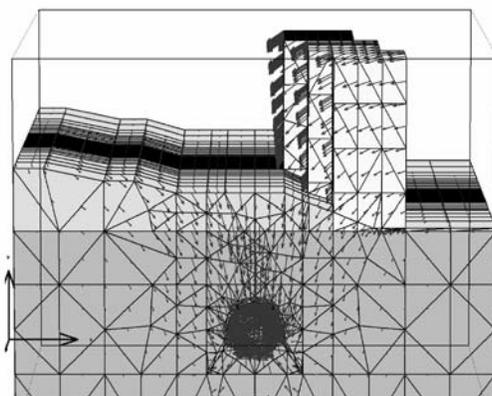


Fig. 27 – Movimentos obtidos do cálculo 3D.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma parte deste trabalho relacionou-se com os estudos de retroanálise tridimensional, que permitiram aproximar os resultados obtidos da modelação numérica aos deslocamentos medidos em obra e concluir que, provavelmente, o maciço se encontra sobreconsolidado e apresenta propriedades resistentes e de deformabilidade inferiores às assumidas no projecto de execução. Com base nos parâmetros aferidos procurou-se estimar o valor mais aproximado da taxa de desconfinamento do maciço no momento da colocação do suporte, tendo-se obtido $\lambda_{v,0} \approx 0,60$. Este valor poderá servir como referência na simulação do efeito tridimensional do problema em modelos bidimensionais em estado plano de deformação, para situações futuras semelhantes às encontradas no túnel analisado, quando não for possível recorrer à modelação numérica tridimensional.

Também se procurou ajustar as curvas empíricas de Gauss e de Yield Density à realidade observada, tendo presente a grande utilização que os métodos empíricos ainda gozam na previsão dos movimentos associados à construção de túneis em solos ou rochas brandas, nomeadamente nas fases preliminares do projecto.

Salienta-se as dificuldades sentidas na caracterização dos terrenos interessados pela escavação com base na campanha de prospecção realizada. Em complemento aos ensaios *in situ*, poderiam ter sido realizados ensaios laboratoriais (corte directo, triaxiais e edométricos) para determinar com maior rigor os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo e o seu estado de tensão inicial. No caso presente, as consequências não foram graves pois o acompanhamento diário da frente de escavação e as medidas de reforço aplicadas em obra, associados ao bom comportamento dos edifícios superficiais, dirimiram as possibilidades de se verificarem acidentes. No entanto, há que investir neste campo para controlar e diminuir o risco no futuro.

Na segunda parte do artigo, verificou-se que a influência da rigidez e geometria da própria estrutura é determinante para a correcta avaliação dos efeitos que a construção de túneis provoca nas mesmas, bem como o seu estado de conservação. O recurso aos métodos numéricos permite simular de forma mais precisa a interacção entre o terreno e a estrutura e o faseamento construtivo, especialmente no caso das modelações tridimensionais.

Ao combinar os perfis de deformação do terreno, os conhecidos critérios de classificação de danos, a sobreposição da extensão de tracção, os conceitos de extensão crítica e a interacção entre o terreno e a estrutura, é possível avaliar correctamente os efeitos potenciais das deformações induzidas nos edifícios sem simplificação excessiva. A metodologia de análise de risco de danos em edifícios apresentada tem subjacente estes conceitos, ao analisar evolutivamente o potencial de danos em função do refinamento exigido pela fase de projecto em que se insere e para cada situação em particular. Verificou-se que os resultados da sua aplicação são consonantes com a realidade observada, desde que seja considerada a rigidez equivalente do edifício e a sua interacção com o meio circundante.

Como comentário final, resta ressaltar que o projecto de um túnel não acaba com a entrega de um conjunto de desenhos e peças escritas elaboradas para o procedimento de formação do contrato de empreitada de construção. O projecto deve ser suficientemente dinâmico e flexível nas soluções propostas e nos métodos de intervenção para, durante a fase de construção da obra, se observar o seu comportamento e validar ou aferir os pressupostos assumidos na fase de concepção e, conseqüentemente, a solução construtiva (Almeida e Sousa 1998).

Neste contexto, a implementação de um sistema de observação eficiente associado a mecanismos de retroanálise das situações ocorridas assume especial importância e cria condições para, a curto prazo, dar uma resposta atempada aos problemas que sempre se colocam em obra, permitindo a optimização de soluções e a sua adequação à realidade encontrada. Numa perspectiva de médio prazo, os estudos de retroanálise estabelecem uma importante ponte entre a modelação e a realidade na medida em que possibilitam a correcção dos parâmetros geotécnicos previamente deduzidos da análise geológica, directamente a partir de medições em obra, numa tentativa de aprendizagem contínua com a experiência adquirida.

Esta experiência aumenta a fiabilidade da análise do risco de danos nos edifícios que, aplicada de forma metódica e sistemática, permite a ponderação do risco de forma consciente sendo um instrumento fundamental na ajuda à tomada de decisão, tanto nas fases preliminares do projecto como na frente da obra.

Por fim, acredita-se que a segurança destas obras subterrâneas aumenta na medida em que as experiências do passado são utilizadas no presente para projectar as obras do futuro.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores desejam expressar os seus agradecimentos ao Metropolitano de Lisboa, dono da Obra, pela autorização concedida para publicação do presente artigo.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida e Sousa, J. (1998). “Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e Modelação Numérica”. *Tese de doutoramento*, FCTUC, Coimbra.
- Boscardin, M.D. e Cording, E.G. (1989). “Building response to excavation induced settlement”. *ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division*, Vol. 115, nº1, 1-21.
- Burland, J.B. e Wroth, C.P. (1974). “Settlement of buildings and associated damage”. *Proc. of Conf. on Settlement of Structures*, Cambridge, UK, 611-654.
- Burland, J.B. (1995). “Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation”. *Earthquake Geotechnical Engineering*, Balkema, 1189-1201.
- Celestino, T. B. e Ruiz, A.P.T. (1998). “Shape of settlement troughs due to tunnelling through different types of soft ground”. *Felsbau*, Vol. 16, nº2, 118-121.
- Diniz Vieira, G. (2007). “Retroanálise 3D de um túnel superficial do metropolitano de Lisboa. Análise de risco de danos em edifícios”. *Tese de mestrado*, FCTUC, Coimbra.
- Ferconsult S.A. (2001). “Projecto da Empreitada ML 609/01: Execução dos Toscos do 55º Troço (Parcial) – Término de Odivelas, da Linha Amarela, do Metropolitano de Lisboa”.
- Franzius, J.N. (2003). “Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence”. *Tese de doutoramento*, Imperial College of Science, Technology and Medicine, Londres.
- Melâneo, F.; Jorge, C.; Leal e Sousa, R. e Diniz Vieira, G (2004). “Linha Amarela do Metropolitano de Lisboa – Término de Odivelas”. *Actas do IX Congresso Nacional de Geotecnia*, Vol. III, Aveiro, 319-330.
- Potts, D.M. e Addenbrooke, T.I. (1997). “A structure's influence on tunnelling-induced ground movements”. *Proc. Instn. Civ. Engrns. Geotech. Engng.* Vol. 125, 109-125.
- Rankin, W.J. (1988). “Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects”. *Engineering Geology of Underground Movements*, Londres. 79-92.

RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACE ENTRE GEOSSINTÉTICOS DE REFORÇO E SOLO DE COBERTURA DE ATERROS SANITÁRIOS

Interface shear strength between reinforcement geosynthetics and soil of landfill covers

Heraldo Nunes Pitanga*

Jean-Pierre Gourc**

Orencio Monje Vilar ***

RESUMO – Camadas de cobertura de aterros sanitários contemplam sistemas de revestimento composto constituídos por materiais granulares e geossintéticos cujas interfaces podem estar suscetíveis ao deslizamento. Com o propósito de redistribuir os esforços tangenciais atuantes no sistema, projetistas têm recomendado o emprego de geossintéticos de alta resistência à tração acima da interface mais fraca. Além da redistribuição desses esforços, é necessário que tais geossintéticos sejam suficientemente resistentes para impedir o deslizamento do solo de cobertura ao longo da interface. Esse artigo apresenta um estudo experimental visando aferir a melhoria potencial proporcionada por dois novos geossintéticos de reforço à resistência ao cisalhamento de interfaces com solo compactado. Um geotêxtil não-tecido liso, não reforçado, foi igualmente testado para fins comparativos. Para reproduzir as baixas tensões confinantes características de sistemas de cobertura, foi utilizado o equipamento plano inclinado modificado.

SYNOPSIS – Cap cover slopes of landfills are made up of different geosynthetic and mineral components whose interfaces can be susceptible to sliding. With the aim to redistribute the tangential efforts acting in the system, designers have used high tensile strength geosynthetics over the weaker interface. Besides the redistribution of these efforts, such geosynthetics must present enough resistance in order to prevent the cover soil from sliding throughout the interface. This article presents an experimental study aiming at to investigate the contribution of two new reinforcement geosynthetics in improving the shear strength of interfaces with compacted soil. A nonwoven geotextile was tested for comparison purpose. To reproduce the low normal stresses usual in landfill covers, the modified inclined plane test was used.

PALAVRAS CHAVE – Resistência ao cisalhamento de interface, geossintéticos, solo de cobertura.

1 – INTRODUÇÃO

Os aterros sanitários constituem uma técnica de disposição dos resíduos sólidos urbanos que se baseia em princípios de engenharia com o propósito de confinar tais resíduos nas menores área

* Doutorando, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil. E-mail: pitanga@sc.usp.br

** Professor Titular, Laboratoire d'Étude des Transferts en Hydrologie et Environnement (LTHE), Université Joseph Fourier (Grenoble I), Grenoble, França. E-mail : gourc@ujf-grenoble.fr

*** Professor Titular, Departamento de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil. E-mail: orencio@sc.usp.br

e volume possíveis e sem ocasionar impactos à saúde pública e ao meio ambiente. Tais estruturas têm, entre suas partes componentes, sistemas de revestimento de cobertura (Fig. 1) e de fundo (Fig. 2), os quais se destinam, essencialmente, a isolar do ambiente os resíduos acondicionados e seus derivados (gases e líquidos) gerados no corpo do aterro.

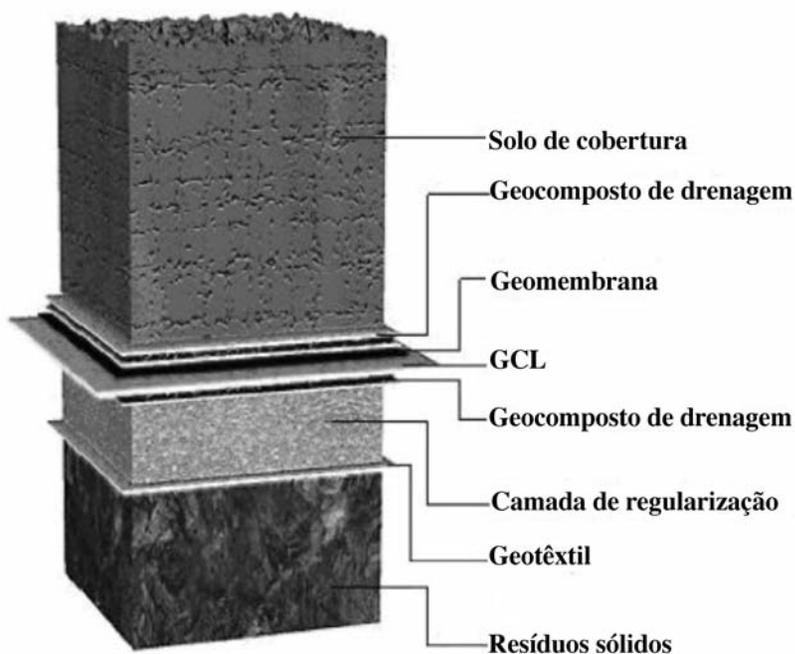


Fig. 1 – Sistema de revestimento de cobertura de aterro sanitário (modificado de Naue, 2008).

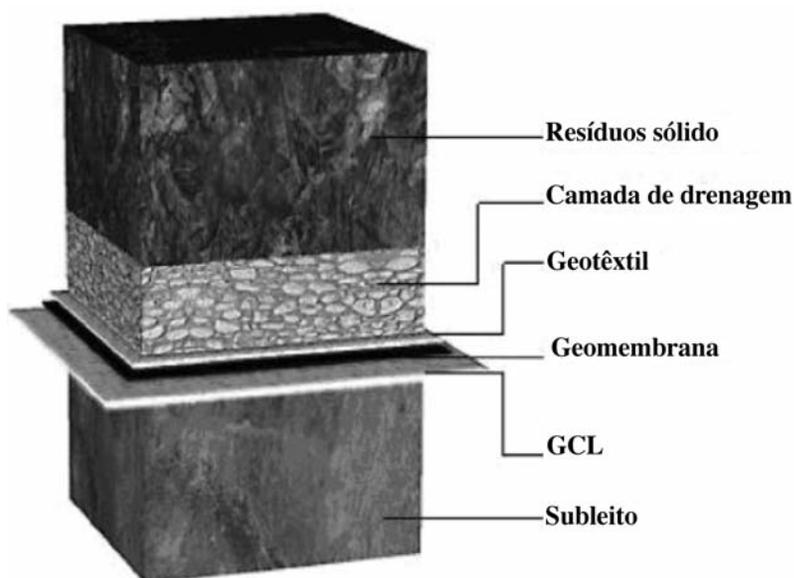


Fig. 2 – Sistema de revestimento de fundo de aterro sanitário (modificado de Naue, 2008).

Sistemas de revestimento, tanto de cobertura, quanto de fundo de aterros sanitários se deparam com problemas de estabilidade, os quais podem ocasionar o deslizamento de parte ou da totalidade dos mesmos. Quando a inclinação e o comprimento dos taludes laterais aumentam, as forças cisalhantes causadas pelo peso próprio também aumentam. Estas devem ser resistidas pela resistência ao cisalhamento das interfaces entre os elementos componentes do sistema de revestimento e pela resistência à tração desses componentes. Cargas de equipamentos empregados durante a fase construtiva, forças de percolação de água e eventos sísmicos constituem outros cenários que contribuem para o incremento das forças cisalhantes instabilizadoras (Koerner e Soong, 2005).

Se as forças cisalhantes são maiores que a força resistente gerada pelo atrito da interface menos resistente, o deslizamento ocorrerá ao longo dessa interface. Adicionalmente, se a resistência à tração mobilizada em decorrência dessa resistência de interface deficiente for insuficiente para contrabalançar tais forças cisalhantes, ocorrerão rasgos dos componentes geossintéticos com a subsequente ruptura do talude lateral (Fig. 3). Assim, tais sistemas devem ser projetados de modo a impedir a incidência de tais processos.

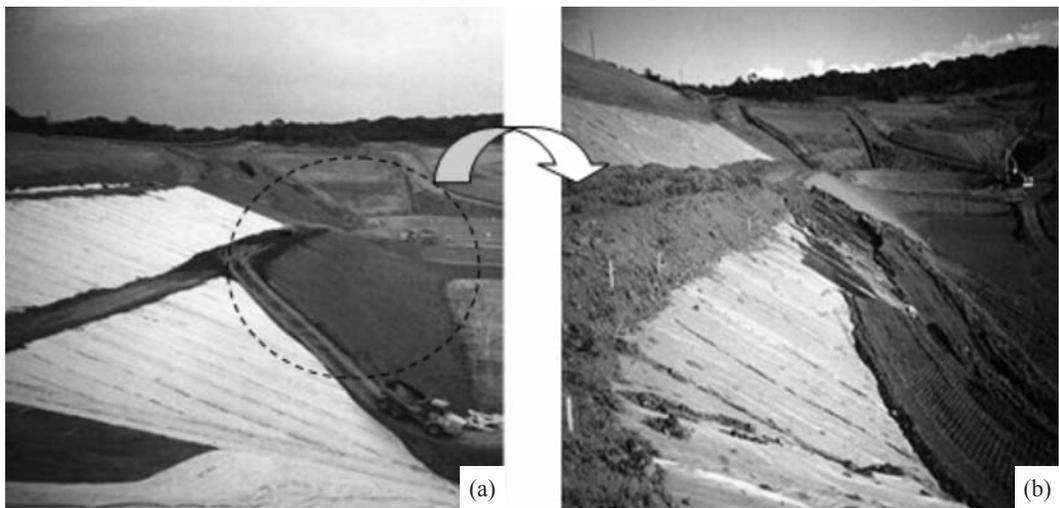


Fig. 3 – Exemplo de ruptura de sistema de revestimento de aterro sanitário: (a) antes da ruptura; (b) após a ruptura.

Particularmente no que diz respeito à camada de cobertura, uma forma de aumentar a estabilidade do sistema de revestimento consiste na inclusão de geossintéticos de reforço, em geral geogrelhas ou geotêxteis de alta resistência à tração, posicionados acima da interface crítica. No caso de sistemas de revestimento que contemplam geomembranas, tais reforços geossintéticos são necessários dado o fato de que tais barreiras devem trabalhar idealmente sob nenhum esforço de tração a fim de garantir sua baixíssima permeabilidade. Para atender a essas finalidades, muitos fabricantes têm criado novos produtos que contemplam a adição aos geotêxteis de superfícies rugosas, dotadas de elementos de reforço (geomantas, por exemplo, ver Fig. 4) destinados a garantir a estabilidade local na zona de contato entre o solo e o geossintético.

Dentro dessa perspectiva, esse artigo apresenta um conjunto de resultados experimentais destinados a aferir a eficiência de geossintéticos de reforço fabricados com a adição de elementos longitudinais e transversais de reforço à superfície de uma manta geotêxtil de base. Essa eficiência foi aferida via ensaios de resistência ao cisalhamento de interface realizados em equipamento plano inclinado modificado, o qual permite reproduzir as baixas tensões normais características das coberturas de aterros sanitários.

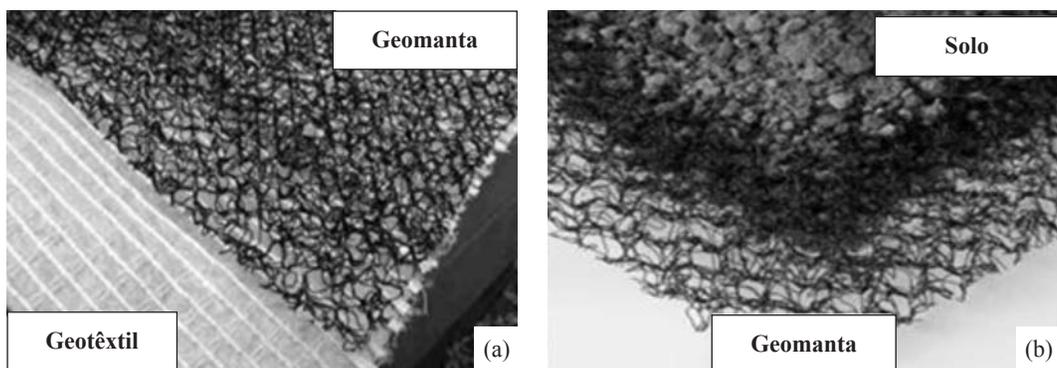


Fig. 4 – Geossintético de reforço do solo de cobertura (a) e detalhe da geomanta em contato com o solo (b).

2 – ENSAIO PLANO INCLINADO

O ensaio plano inclinado é comumente usado quando se pretende estudar as características resistentes de sistemas de revestimento geossintéticos sob condição de baixas tensões normais, como no caso de camadas de cobertura de aterros sanitários. Diversos estudos utilizando simultaneamente os equipamentos plano inclinado e caixa de cisalhamento direto têm mostrado a maior adequabilidade do plano inclinado na caracterização da resistência de interface sob baixas tensões normais (Koutsourais *et al.*, 1991; Lalarakotoson, 1998; Izgin e Wasti, 1998; Wasti e Özdüzgün, 2001). As normas AFNOR NF P 84-522 (1994) e EN ISO 12957-2 (2005) especificam as características do equipamento plano inclinado padrão e as condições de sua utilização.

A Fig. 5 apresenta exemplos do equipamento padrão prescrito pelas normas supramencionadas. Ele é composto basicamente por um plano rígido (plano suporte do geossintético) acima do qual é colocada uma caixa superior destinada a conter o solo. Esta caixa é apoiada sobre um sistema de trilhos laterais que permite o seu deslizamento à medida que o conjunto é inclinado por um sistema motorizado a uma velocidade angular constante. Transdutores de deslocamento e de inclinação são conectados ao equipamento de ensaio e a um sistema computadorizado de aquisição de dados, permitindo o registro contínuo dos dados de deslocamento da caixa superior com o solo e do ângulo de inclinação ao longo do tempo.

Em geral, a superfície de contato entre o solo e o geossintético inferior corresponde a um comprimento $L=1\text{m}$ na direção do deslizamento, com largura variável de equipamento para equipamento ($l=70\text{cm}$ para o equipamento da Fig. 5a, $l=100\text{cm}$ para o equipamento da Fig. 5b), e o deslocamento relativo entre o solo e o geossintético é limitado, permitindo apenas a caracterização do atrito estático, e não a caracterização do atrito residual. As normas mencionadas anteriormente prescrevem o ângulo de inclinação β correspondente a um deslocamento relativo $\delta=50\text{mm}$ como aquele que deve ser utilizado para fins de derivação do ângulo de atrito estático da interface testada.

3 – ENSAIO PLANO INCLINADO MODIFICADO

Com o propósito de avaliar o comportamento resistente de interfaces solo-geossintético considerando-se deslocamentos relativos maiores que aqueles permitidos pelo equipamento padrão, um novo equipamento plano inclinado foi concebido por Reyes-Ramírez (2003). Esse equipamento, cuja foto e representação esquemática são apresentadas na Fig. 6, difere essencialmente do equipamento padrão na dimensão longitudinal da caixa superior ($L=18\text{cm}$), permitindo, portanto, uma

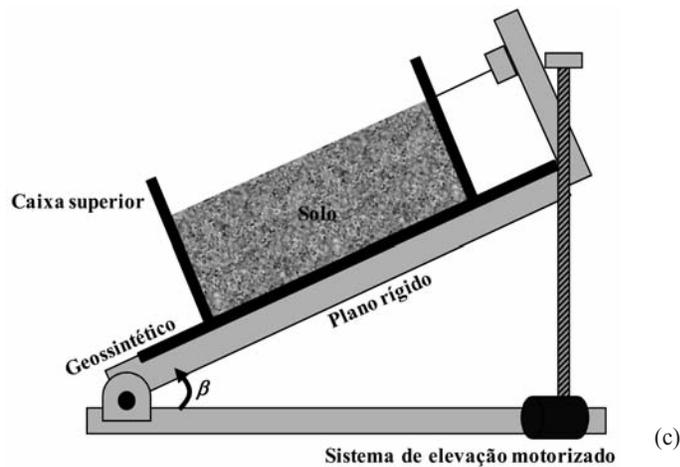
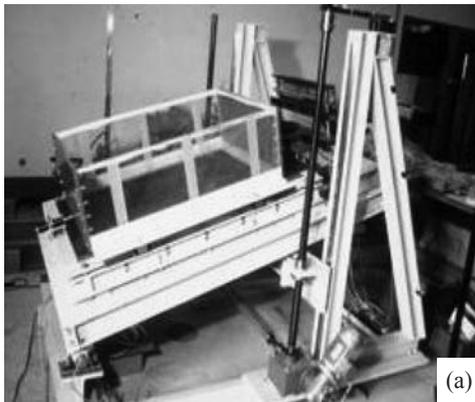


Fig. 5 – Equipamento plano inclinado padrão (a,b) e seção esquemática básica do equipamento (c).

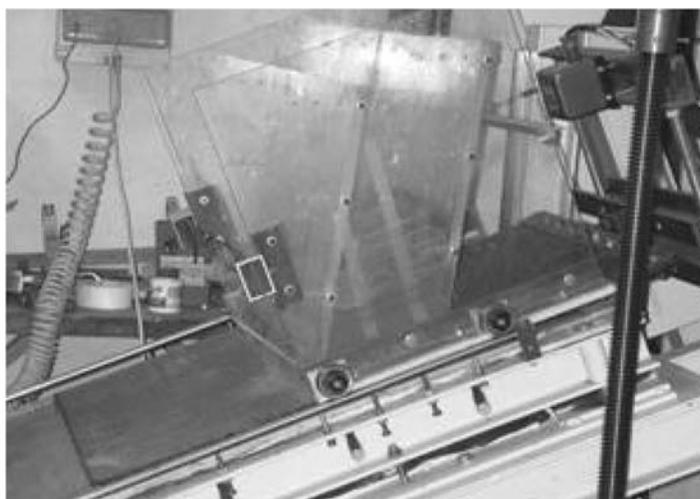
maior extensão do movimento do conjunto caixa superior-solo ao longo da superfície geossintética apoiada sobre o plano suporte. Assim, além do comportamento resistente da interface na fase estática, torna-se possível caracterizar o comportamento resistente da interface durante a fase de deslizamento não-estabilizado, daqui em diante denominada fase de atrito dinâmico.

Os dois principais mecanismos de deslizamento observados em um ensaio do tipo plano inclinado são (Fig. 7):

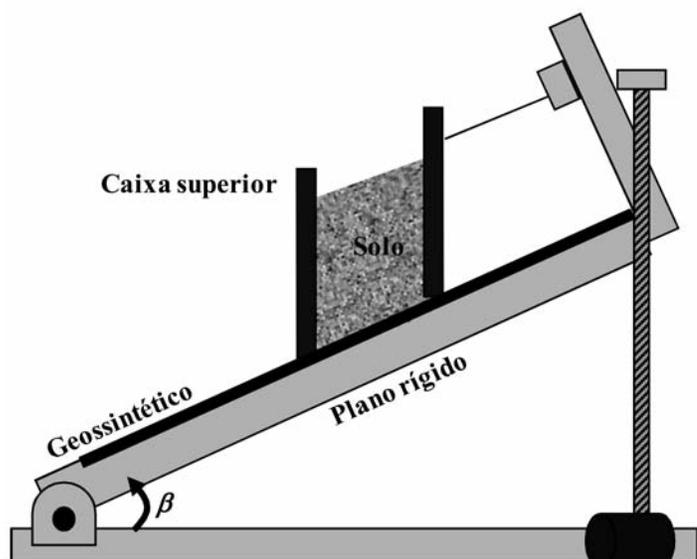
- i) Deslizamento súbito: correspondente ao deslocamento abrupto da caixa superior sob condição de deslizamento não-estabilizado (Fig. 7a);
- ii) Deslizamento gradual: correspondente ao deslocamento progressivo da caixa superior com o incremento da inclinação β (Fig. 7b).

Durante o ensaio, os seguintes parâmetros podem ser avaliados:

- β_0 : inclinação do plano correspondente ao início do movimento da caixa superior;
- β_{lim} : inclinação do plano correspondente à fase de deslizamento não-estabilizado;
- β_{stat} : inclinação do plano correspondente a um deslocamento δ padrão associado à instabilidade estática.



(a)



(b)

Sistema de elevação motorizado

Fig. 6 – Equipamento plano inclinado modificado (Reyes-Ramírez, 2003):
 (a) exemplo de ensaio; (b) seção esquemática básica do equipamento.

Nos ensaios, quando a inclinação β alcança o valor β_{lim} , a velocidade de deslocamento da caixa superior torna-se importante. Nessa condição, a análise de equilíbrio mecânico do sistema deve ser conduzida usando os princípios da dinâmica, portanto considerando-se a aceleração do sistema durante a fase de deslizamento não-estabilizado. Assim, uma fase estática (Fase 1) seria distinguida de uma fase dinâmica (Fase 3), havendo eventualmente entre elas uma fase intermediária (Fase 2) em que a interpretação estática é meramente uma aproximação (ver Fig. 7).

Dos resultados de ensaios, tem sido demonstrado (Gourc e Reyes-Ramírez, 2004) que um movimento uniformemente acelerado, portanto de aceleração constante, pode ser alcançado quando $\beta = \beta_{lim}$. Neste caso, é possível determinar um ângulo de atrito de interface que caracteriza a fase de deslizamento não-estabilizado, o qual é denominado ângulo de atrito dinâmico.

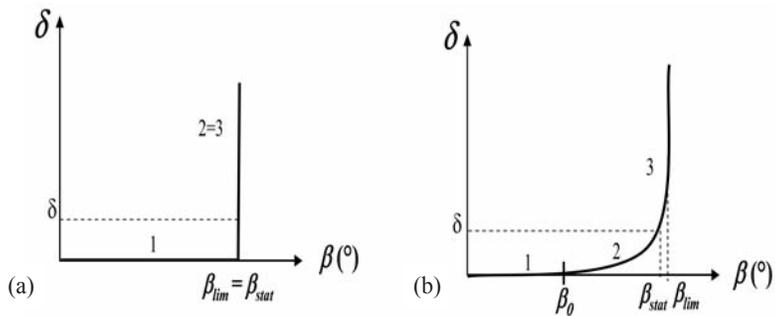


Fig. 7 – Diferentes mecanismos de deslizamento observados em ensaios do tipo plano inclinado: (a) deslizamento súbito; (b) deslizamento gradual.

4 – MATERIAIS

O programa de pesquisa contempla o estudo da capacidade resistente oferecida por dois novos geossintéticos de reforço do solo de cobertura (identificados por GTR1 e GTR2), comparativamente a um geotêxtil não reforçado (identificado por GT). O GTR1 corresponde a uma manta geotêxtil reforçada superficialmente por elementos longitudinais (Fig. 8a), enquanto que o GTR2 apresenta a mesma estrutura do GTR1, porém acrescida de elementos transversais de reforço (Fig. 8b). Ambos apresentam espessura correspondente a $e=2,5\text{mm}$. O GT corresponde a um geotêxtil agulhado de espessura $e=1\text{mm}$ cuja superfície não é dotada de elementos de reforço (Fig. 8c).

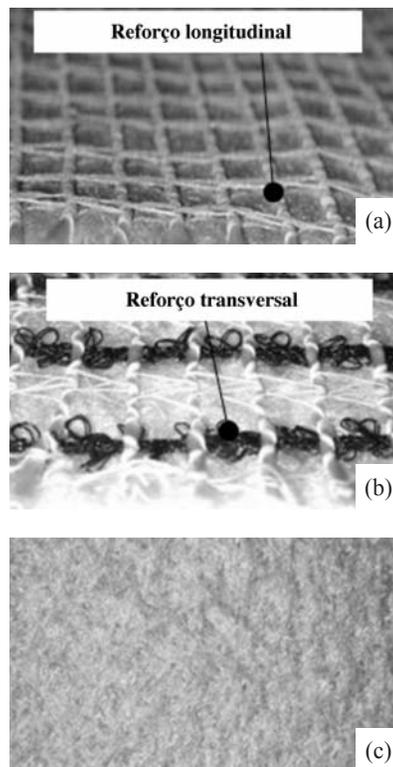


Fig. 8 – Aspectos superficiais dos geossintéticos estudados: (a) GTR1; (b) GTR2; (c) GT.

O solo utilizado foi uma areia siltosa cinza da região Rhône-Alpes, França (solo “Sablon d’Isère”) que apresenta, no ensaio de compactação Proctor Normal, $\gamma_{dm\acute{a}x}=16,2 \text{ kN/m}^3$ e $w_{\acute{o}t}=7,3\%$.

5 – MÉTODOS

Na preparação dos ensaios de plano inclinado, as amostras geossintéticas foram apoiadas sobre o plano suporte e ancoradas no topo com uma garra metálica (Fig. 9).

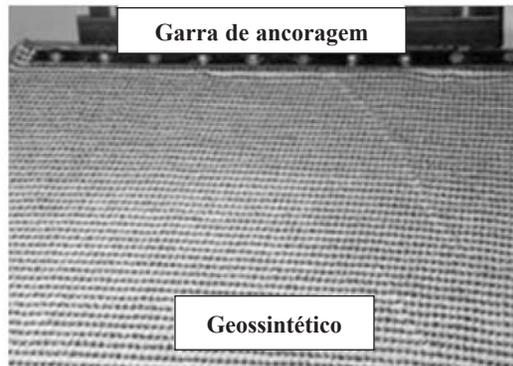


Fig. 9 – Amostra de geossintético de reforço (GTR2) apoiada sobre o plano suporte e ancorada no topo do plano inclinado.

A caixa superior colocada acima do geossintético foi preenchida com solo na umidade de 6,8%, o qual foi compactado com uma placa metálica assentada sobre o solo solto (dimensões 70cm x 18cm) e com um soquete manual até um grau de compactação $GC=82\%$, resultando em um peso específico úmido de $14,20 \text{ kN/m}^3$ ($\gamma_d=13,30 \text{ kN/m}^3$). Esse baixo grau de compactação do solo foi aplicado de forma proposital considerando-se que, em geral, a compactação de campo é efetuada de maneira precária, sobretudo em taludes íngremes das instalações de contenção de resíduos.

Placas metálicas adicionais similares à de compactação são empregadas de modo a aplicar a tensão normal de interesse. Essas placas apresentam a mesma inclinação das paredes inclináveis da caixa e elas são dispostas de modo que apenas a placa de compactação (20 mm de espessura) apoiada sobre o solo se ajuste às paredes transversais da caixa e também distribua ao solo subjacente a carga devida às placas sobrejacentes (Fig. 10). As paredes inclináveis têm o propósito de assegurar a uniformidade da tensão normal atuante na interface no momento da ruptura (Lalarakotoson, 1998).

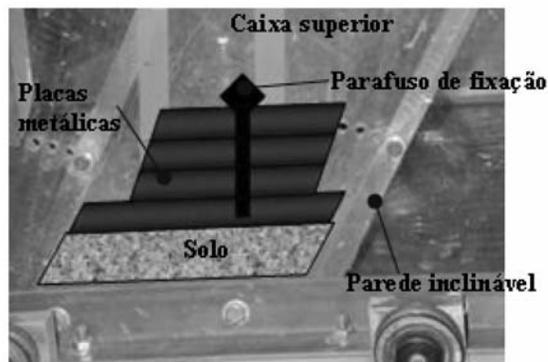


Fig. 10 – Esquema representativo do conjunto solo compactado-placas metálicas no interior da caixa de ensaio.

Tensões normais iniciais (σ_0) de 2,8 kPa, 5,9 kPa e 10,4 kPa foram empregadas. A realização do ensaio parte de um estado inicial onde atua a tensão normal média σ_0 , de modo que o cisalhamento é proporcionado pela inclinação gradual do plano suporte que continua até um ângulo β_{lim} , denominado de ângulo de deslizamento não estabilizado. Registre-se que à medida que se aumenta a inclinação (β_i), a tensão normal σ_i tende a diminuir, pois $\sigma_i = \sigma_0 \cdot \cos\beta_i$.

Os respectivos ângulos de atrito estático (ϕ^{stat}) e dinâmico (ϕ^{dyn}) são obtidos segundo as equações abaixo (Reyes-Ramírez, 2003):

$$\tan\phi^{stat} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \text{sen}\beta - T_{trilho}}{m_s \cdot g \cdot \cos\beta} \quad (1)$$

$$\tan\phi^{dyn} = \frac{(m_c + m_s) \cdot g \cdot \text{sen}\beta_{lim} - T_{trilho} - (m_c + m_s) \cdot \gamma}{m_s \cdot g \cdot \cos\beta_{lim}} \quad (2)$$

onde m_c : massa da caixa; m_s : massa do solo; g : aceleração da gravidade; β : ângulo de inclinação do plano; β_{lim} : ângulo de inclinação do plano durante a fase de deslizamento não-estabilizado; T_{trilho} : atrito do sistema de trilhos laterais; γ : aceleração da caixa superior com solo durante a fase de deslizamento não-estabilizado ($\beta = \beta_{lim}$).

O peso da caixa superior apoiada sobre o sistema de trilhos laterais corresponde a $m_c \cdot g = 282,24\text{N}$. Os valores dos pesos dos materiais que preenchem a caixa superior (solo e placas metálicas) correspondem a $m_s \cdot g = 352,80\text{N}$, $743,40\text{N}$ e $1310,40\text{N}$ respectivamente para as tensões normais $\sigma_0 = 2,8\text{kPa}$, $5,9\text{kPa}$ e $10,4\text{kPa}$. Os resultados da calibração do equipamento (ensaios sobre a caixa superior sem solo, mas com diferentes sobrecargas) para as condições estática e dinâmica mostram que a resistência ao deslizamento oferecida pelo sistema de trilhos laterais é independente da carga normal. Para a condição estática, $T_{trilho} = 5,4\text{N}$ e para a condição dinâmica, T_{trilho} (em N) é dado por:

$$T_{trilho} = 65,496 - 51,304 \cos\beta_{lim} \quad (3)$$

O ângulo de atrito estático é obtido a partir da equação 1 para um valor de inclinação β correspondente a um deslocamento relativo $\delta = 50\text{mm}$ conforme prescrição da norma EN ISO 12957-2 (2005).

A fase dinâmica pode ser interpretada a partir de dados do ensaio correspondentes à fase de deslizamento não-estabilizado. A Fig. 11 mostra um exemplo de registro ao longo do tempo dos dados de deslocamento relativo (δ) e de velocidade instantânea (v), durante um ensaio no plano inclinado. Nesse caso, a aceleração γ corresponde à inclinação da reta correspondente à função linear velocidade (v) versus tempo (t). Na Fig. 11, $t=0$ corresponde ao tempo em que o ângulo de inclinação β do plano suporte alcança o valor correspondente a β_{lim} , inclinação do plano correspondente à fase de deslizamento não-estabilizado.

6 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

As Figs. 12 e 13 mostram as curvas representativas do deslocamento relativo (δ) em função do ângulo de inclinação (β) do plano para os três níveis de tensão normal inicial (σ_0) aplicada sobre as interfaces solo-geossintético estudadas. Para cada interface estudada e para cada nível de tensão normal inicial aplicada, foram repetidos dois ensaios. As Figs. 14 e 15 mostram, respectivamente, a variação dos ângulos de atrito estático (ϕ^{stat}) e dinâmico (ϕ^{dyn}) com a tensão normal na ruptura para as mesmas interfaces.

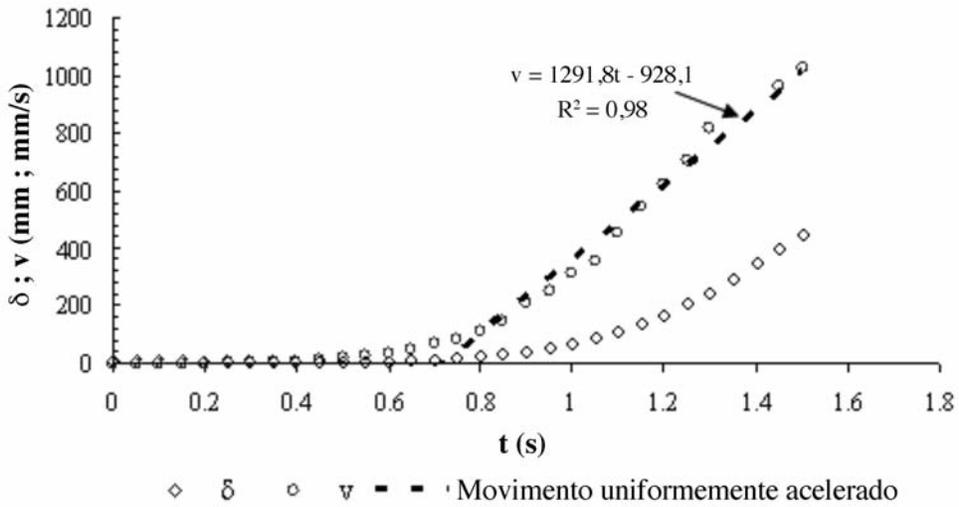


Fig. 11 – Derivação da aceleração γ a partir dos dados da fase de deslizamento não-estabilizado ($\beta = \beta_{lim}$) para fins de determinação do parâmetro ϕ^{dyn} .

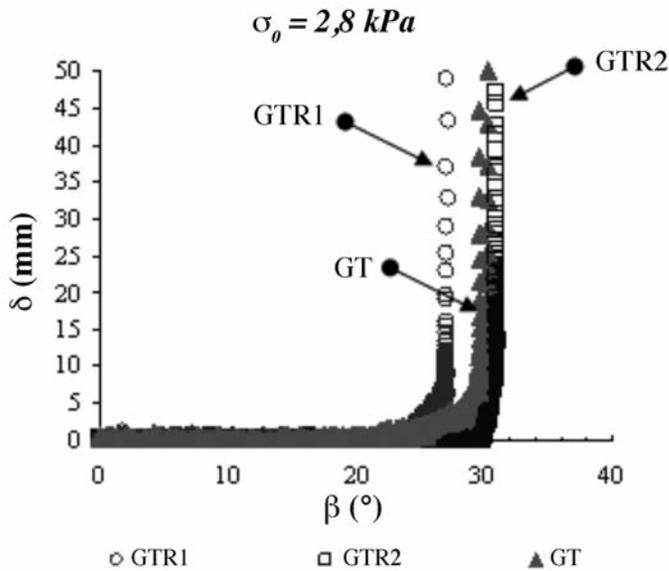
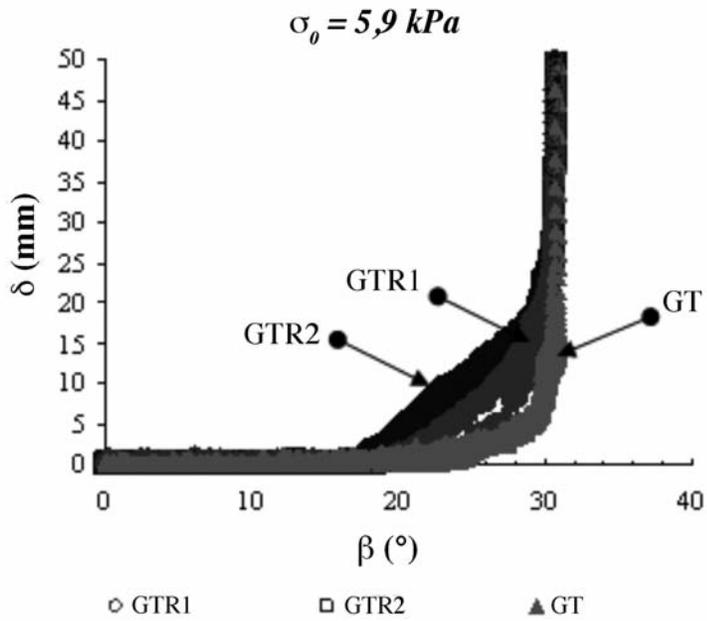
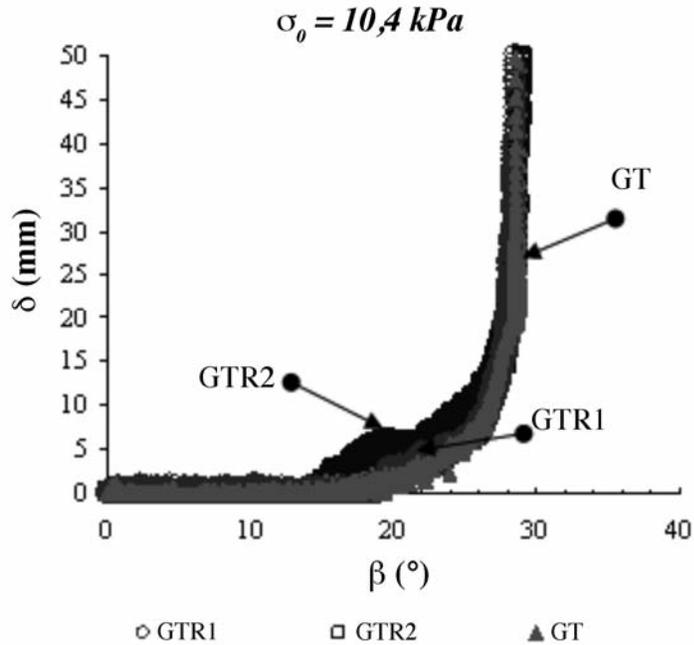


Fig. 12 – Curvas $\delta(\beta)$ correspondentes às interfaces solo compactado-geossintético ensaiadas: ensaios sob $\sigma_0 = 2,8$ kPa.

Com relação à tendência geral de variação dos ângulos de atrito estático e dinâmico com a tensão normal aplicada à interface, os resultados confirmam as evidências experimentais obtidas por Lalarakotoson *et al.* (1999), realizando ensaios sobre equipamentos plano inclinado (para baixas tensões normais) e caixa de cisalhamento direto de grandes dimensões (para tensões normais elevadas). Esses autores constataram a redução do parâmetro ϕ^{stat} com o incremento da tensão normal, ao passo que o ângulo de atrito residual, o qual é análogo ao parâmetro ϕ^{dyn} aqui apresentado, mostrou-se razoavelmente insensível à variação da tensão normal atuante.



(a)



(b)

Fig. 13 – Curvas $\delta(\beta)$ correspondentes às interfaces solo compactado-geossintético ensaiadas: (a) ensaios sob $\sigma_0=5,9 \text{ kPa}$; (b) ensaios sob $\sigma_0=10,4 \text{ kPa}$.

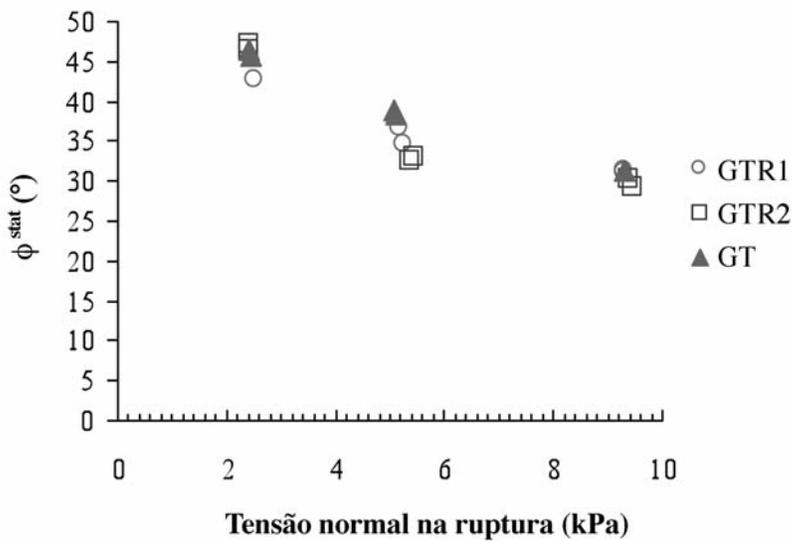


Fig. 14 – Variação do ângulo de atrito estático (ϕ^{stat}) com a tensão normal na ruptura para as interfaces solo compactado-geossintético ensaiadas.

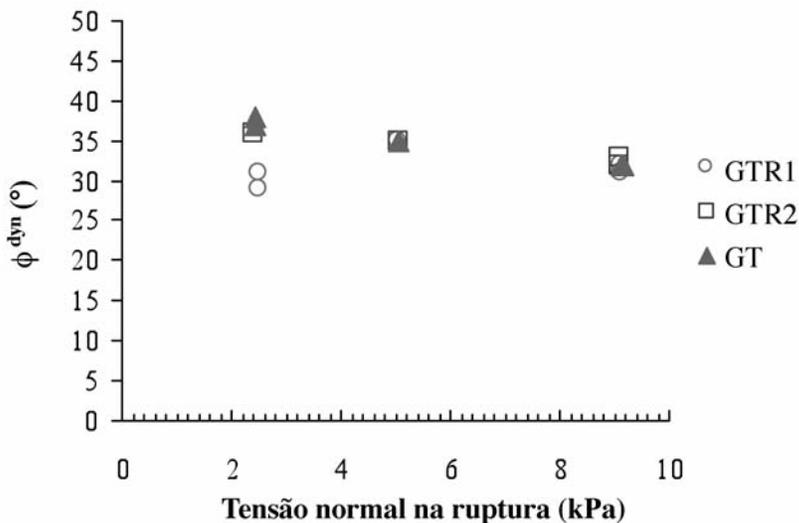


Fig. 15 – Variação do ângulo de atrito dinâmico (ϕ^{dyn}) com a tensão normal na ruptura para as interfaces solo compactado-geossintético ensaiadas.

Ainda que seja igualmente constatada para interfaces do tipo geossintético-geossintético (ver Wasti e Özdüzgün, 2001), a redução do ângulo de atrito com o incremento da tensão normal nas interfaces solo compactado-geossintético estudadas pode ser explicada à luz do histórico de tensões do solo compactado e do fenômeno de dilatância. Para baixos níveis de tensão normal, o solo compactado se encontra fortemente sobre-adensado, ou seja, ele experimenta no ato da ruptura tensões muito menores que aquelas experimentadas quando de sua compactação. Quando o mecanismo de ruptura é deflagrado, ele tende a aumentar de volume no plano de ruptura (comportamento dilatante), demandando um maior esforço tangencial para que o entrosamento entre as partículas seja vencido e o deslizamento seja desencadeado. Esse processo se traduz sob a forma de um maior ângulo

de atrito mobilizado na ruptura ao longo da interface. À medida que as tensões normais atuantes aproximam-se da máxima experimentada no processo de compactação, o solo torna-se menos sobre-adensado, a dilatância diminui e, conseqüentemente, diminui a parcela resistente associada a esse fenômeno.

Das evidências experimentais relatadas anteriormente, constata-se, portanto, que a diferença entre os ângulos de atrito de pico (ϕ^{stat}) e pós-pico (ϕ^{dyn}) tende a ser reduzida com o incremento da tensão normal atuante na interface. Isso é compatível com a tendência de comportamento identificada nas curvas $\delta(\beta)$, visto que o mecanismo de mobilização da resistência converge de deslizamento do tipo súbito (Fig. 12) para deslizamento gradual (Fig. 13) com o aumento da tensão normal. De um modo geral, o deslizamento súbito resulta de uma brusca e significativa redução do ângulo de atrito de interface a partir do início da deflagração do movimento do elemento superior da interface, de modo que $\beta_o = \beta_{stat} = \beta_{lim}$. O deslizamento gradual, por sua vez, caracteriza-se por um incremento do atrito de interface a partir do início do movimento da caixa superior ($\beta = \beta_o$), a qual requer um aumento progressivo do ângulo de inclinação do plano suporte de β_o para o valor β_{lim} a fim de que a fase de deslizamento não estabilizado seja alcançada. Neste caso, tem-se $\beta_o < \beta_{stat} < \beta_{lim}$.

Comparando-se os diferentes geossintéticos utilizados, não foi possível notar, para as condições específicas dos ensaios (tipo de solo, grau de compactação, intervalo de tensões normais aplicadas), diferenças pronunciadas de resistência de interface com o solo compactado. Nota-se que tais diferenças tendem a ser dissipadas com o aumento da tensão normal, sobretudo quando esta se aproxima de valores próximos àqueles encontrados em campo sob condições reais de camadas de cobertura de instalações de contenção de resíduos, com tensões normais superiores a 5kPa.

Interessante constatar que, comparativamente ao geotêxtil não reforçado, não há melhorias significativas na resistência com a incorporação dos elementos transversais e longitudinais de reforço na manta geotêxtil. É possível, portanto, que sob baixas tensões normais e para interfaces entre solos densos e superfícies rugosas, a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da interface seja mais dependente do contato entre as partículas individuais do solo e a superfície geotêxtil de base (sem os elementos transversais e longitudinais de reforço) do que da estrutura tridimensional oferecida por tais dispositivos de reforço conectados a esta superfície geotêxtil. Salienta-se que esse geotêxtil de base é efetivamente o único elemento comum entre todos os geossintéticos testados. Isto não significa necessariamente que tais dispositivos de reforço não contribuam no processo de mobilização da resistência ao cisalhamento ao longo da interface solo-geossintético, mas talvez que sua atuação ao longo da zona de cisalhamento seja secundária. Pesquisas adicionais envolvendo um leque diversificado de geotêxteis reforçados ou não devem ser realizadas com o propósito de se obter respostas conclusivas quanto às características do mecanismo de mobilização da resistência ao cisalhamento de interfaces que contemplam tais geossintéticos sob condição de baixas tensões normais atuantes. Estas pesquisas poderiam ser elucidativas quanto à capacidade ou não de geotêxteis não reforçados (agulhados, termoligados, tecidos) em garantir a estabilidade da interface na zona de contato com o solo de cobertura, independentemente da presença de elementos superficiais de reforço, conforme mostrado neste estudo.

7 – CONCLUSÃO

Considerando-se a possibilidade de reforço do solo de camadas de cobertura de aterros sanitários, esse artigo apresentou um conjunto de resultados experimentais destinados a aferir, via ensaios de resistência ao cisalhamento de interface realizados em equipamento plano inclinado modificado, a eficiência de geossintéticos de reforço comparativamente a um geotêxtil agulhado não-reforçado. Independentemente do tipo de geossintético, foi possível constatar uma redução do ângulo de atrito estático (análogo ao ângulo de atrito de pico) com o incremento da tensão normal, ao

passo que o ângulo de atrito dinâmico (análogo ao ângulo de atrito residual) mostrou-se razoavelmente insensível à variação da tensão normal atuante. Para as condições específicas dos ensaios (tipo de solo, grau de compactação, intervalo de tensões normais aplicadas), não foram constatadas diferenças pronunciadas nas respostas fornecidas pelos diferentes produtos geossintéticos ao deslizamento do solo compactado ao longo de suas respectivas superfícies. A capacidade resistente do geotêxtil não reforçado mostrou-se compatível àquela apresentada pelos geossintéticos de reforço. Os resultados sugerem que as pesquisas sobre o tema devam ser ampliadas com o propósito de se avaliar o papel efetivo dos elementos de reforço na suposta melhoria da resistência ao cisalhamento de interfaces do tipo solo-geossintético de reforço submetidas a baixas tensões normais.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao acordo Capes-Cofecub pelo financiamento da pesquisa.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AFNOR NF P 84-522 (1994). *Géomembrane - Mesure de l'angle de glissement des dispositifs d'étanchéité par géomembrane (DEG) à l'aide d'un plan incliné*. AFNOR 1994, Paris, France.
- EN ISO 12957-2 (2005). *Geosynthetic - Determination of friction characteristics, Part 2: Tilted Plane test*. CEN, Brussels, Belgium.
- Gourc, J. P.; Reyes-Ramírez, R. (2004). *Dynamics-based interpretation of the interface friction test at the inclined plane*. Geosynthetics International, 11, no 6, pp. 439-454.
- Izgin, M.; Wasti, Y. (1998). *Geomembrane-sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests*. Geotextiles and Geomembranes, 16, no 4, pp. 207-219.
- Koerner, R. M.; Soong, T.-Y. (2005). *Analysis and design of veneer cover soils*. Geosynthetics International, 12, no 1, pp. 28-49.
- Koutsourais, M.M.; Sprague C.J.; Pucetas, R.C. (1991). *Interfacial Friction Study of Cap and Liner Components for Landfill Design*. Geotextiles and Geomembranes, 10, pp. 531-548.
- Lalarakotoson S. ; Villard, P. ; Gourc. J.P. (1999). *Shear strength characterization of geosynthetic interfaces on inclined planes*. Geotechnical Testing Journal, 22, no4, pp. 284-291.
- Lalarakotoson, S. (1998). *Les interfaces géosynthétiques sous faible confinement au plan incliné*. Tese de Doutorado, Université Joseph Fourier, Grenoble I, França, 193 p. (em francês).
- Naue (2008). *Naue GmbH & Co. KG, Applications, Landfills*. Disponível em: <http://www.naue.com/>. Acesso em: julho 2008.
- Reyes-Ramirez, R. (2003). *Nouveau regard sur l'essai au plan incliné appliqué au frottement des interfaces géosynthétiques*. Tese de Doutorado, Université Joseph Fourier, Grenoble I, França, 215 p. (em francês).
- Wasti, Y.; Özdüzgün, Z.B. (2001). *Geomembrane-geotextile interface shear properties as determined by inclined board and shear box tests*. Geotextiles and Geomembranes, 19, pp. 45-57.

ALGUNS RESULTADOS DE ENSAIOS DE FLUÊNCIA E ROTURA EM FLUÊNCIA À TRACÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS

Some results of tensile creep and creep rupture tests of geosynthetics

António Miguel Paula*

Margarida Pinho-Lopes**

Maria de Lurdes Lopes***

RESUMO – Descreve-se um equipamento desenvolvido para a realização de ensaios laboratoriais de fluência e de rotura em fluência à tracção de geossintéticos. Estes ensaios permitem estudar o comportamento mecânico em tracção de longo prazo dos geossintéticos. Começa-se por apresentar os conceitos de fluência e de rotura em fluência, em que se baseia a definição dos procedimentos de ensaio. É feita a referência normativa correspondente. Para além do equipamento desenvolvido, são descritas as metodologias de ensaio e são apresentados alguns resultados iniciais obtidos através deste ensaio. A campanha de ensaios incluiu dois geossintéticos com estruturas diferentes. São apresentados os valores para os coeficientes de segurança parciais determinados a partir dos resultados dos ensaios. Referem-se ainda as principais conclusões deste estudo.

SYNOPSIS – An equipment developed to carry out tensile creep and creep rupture tests of geosynthetics is described. These tests allow studying the long term tensile mechanical behaviour of geosynthetics. First, the concepts of creep and creep rupture are presented, which are the basis for the tests procedures. The equipment developed and the test method used are described and some initial test results are presented. The research program included two geosynthetics, a woven polypropylene geotextile and a woven polyester geogrid, with similar values for their nominal tensile strength. The results are presented and discussed. The main conclusions of this study are also presented.

PALAVRAS CHAVE – Durabilidade, fluência, rotura em fluência, comportamento a longo prazo de geossintéticos.

1 – INTRODUÇÃO

Uma das questões mais pertinentes nas estruturas em que os geossintéticos estão presentes é a possibilidade de redução da sua resistência. De facto, os geossintéticos podem sofrer variações de resistência, tanto a curto como a longo prazo, motivadas por diversos factores. Entre estes referem-se as ligações efectuadas durante a aplicação, a danificação no decurso da instalação por acção dos equipamentos de construção e de deficientes técnicas de colocação, a fluência e a exposição a agentes físicos, químicos e biológicos (Pinho-Lopes e Lopes, 2003).

Estes factores de degradação, em geral, são considerados no dimensionamento de estruturas com geossintéticos através de coeficientes de segurança que representam a redução de resistência

* Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Professor Adjunto, Instituto Politécnico de Bragança. E-mail: mpaula@ipb.pt

** Doutora em Engenharia Civil, Professora Auxiliar, Universidade de Aveiro. E-mail: mlopes@ua.pt

*** Doutora em Engenharia Civil, Professora Catedrática, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. E-mail: lcosta@fe.up.pt

devida a mecanismos distintos e não relacionados. Segundo alguns autores, os coeficientes de segurança mais elevados dizem respeito à fluência e à danificação durante a instalação. A importância destas questões é grande e foi alvo de um trabalho extenso realizado por Pinho Lopes, 2006.

A questão da danificação durante a instalação em obra de geossintéticos tem vindo a ser estudada, nomeadamente por Pinho-Lopes (2006) e Pinho-Lopes e Lopes (2003), enquanto a questão da fluência permanece pouco estudada em Portugal.

Além disso, ao contrário de muitos outros materiais tradicionalmente utilizados em engenharia civil, os polímeros e, conseqüentemente, os geossintéticos sofrem fluência, isto é, sofrem extensões no tempo, mesmo sob carga constante.

Segundo Rolin (2004), a fluência e a rotura em fluência de geossintéticos [à tracção] só devem ser relevantes para o dimensionamento destes materiais quando se prevê que estes exerçam a função de reforço a longo prazo, por exemplo, no reforço de taludes, em muros de suporte ou em reforço de fundações realizadas sobre solos moles.

Este autor refere ainda que é igualmente importante definir a extensão de fluência, já que, mesmo para solicitações associadas a níveis de carga baixos, esta extensão pode implicar que a estrutura atinja um estado limite de utilização que, por sua vez, pode conduzir à rotura da estrutura. A este tipo de questão associam-se os ensaios de fluência. Para níveis de cargas mais elevados, associada à fluência (deformações de extensão), surge ainda a rotura em tracção dos geossintéticos, designada por rotura em fluência. Por sua vez, este último mecanismo conduz a menores tempos de vida do material (Rolin, 2004).

Como os geossintéticos são feitos com base em polímeros, exibem propriedades reológicas que influenciam o seu comportamento a longo prazo. Estes fenómenos, tal como a fluência e a relaxação de tensões, podem determinar a alteração das distribuições de tensões numa estrutura de solo reforçado, por exemplo (Sawicki, 2000). Esta alteração pode, por sua vez, induzir comportamentos inesperados, tais como perda de estabilidade global, deformações excessivas da estrutura, entre outros.

Deste modo, dada a importância da avaliação da fluência e da rotura em fluência no comportamento mecânico dos geossintéticos (em particular quando estes materiais exercem a função de reforço), a possibilidade de realizar ensaios para a determinação destas propriedades torna-se essencial.

Assim, neste trabalho aborda-se a fluência e a rotura em fluência de geossintéticos, nomeadamente com a descrição do equipamento laboratorial desenvolvido de forma a avaliar em laboratório o comportamento em fluência e rotura em fluência de geossintéticos e apresentação dos primeiros resultados experimentais obtidos. Então, foram realizados ensaios de fluência e rotura em fluência de dois geossintéticos distintos (no que respeita à sua estrutura). Os resultados do estudo são apresentados e analisados. São apresentados os valores para os coeficientes de redução a aplicar no dimensionamento dos geossintéticos estudados.

2 – FLUÊNCIA E ROTURA EM FLUÊNCIA DE GEOSSINTÉTICOS

2.1 – Fluência

A fluência é um fenómeno dependente do tempo, caracterizado pelo aumento gradual da extensão de um material, quando submetido a cargas constantes (Sawicki, 2000).

Allen e Bathurst (1996) referem que a fluência dos geossintéticos (poliméricos) é a resposta viscoelástica do material polimérico a cargas estáticas de tracção constantes e que resulta em extensão permanente que varia no tempo. Assim, para uma dada carga, a magnitude da fluência dos geossintéticos depende, essencialmente, do tempo, da temperatura e do polímero que constitui o geossintético.

Na fluência dos geossintéticos é possível distinguir três fases: fluência primária (I), secundária (II) e terciária (III), representadas na Figura 1.

Antes de ocorrer fluência primária, há lugar a extensão instantânea (ϵ_0) do material, elástica e plástica.

A fluência primária caracteriza-se por as extensões se desenvolverem rapidamente, sendo a taxa de extensão decrescente no tempo. Este trecho é linear se representado numa escala semi-logarítmica, ou seja, eixo do tempo em escala logarítmica. Nesta fase da fluência a curva, representada na Figura 1a, tem a concavidade voltada para baixo, o que significa que a taxa de extensão é decrescente no tempo. Müller-Rochholz (1997) refere que, nos polímeros semi-cristalinos, nesta fase ocorre orientação das cadeias moleculares.

A fase seguinte, fluência secundária, é linear numa escala aritmética (ou seja, na escala da Figura 1), o que significa que a taxa de extensão é constante no tempo. Durante a fluência secundária a orientação das cadeias moleculares dos polímeros atinge a configuração óptima (Müller-Rochholz, 1997) e os materiais suportam a carga aplicada com menor taxa de extensão (ver Figura 1b).

Por sua vez, a fluência terciária caracteriza-se por um aumento rápido da taxa de extensão no tempo e conduz à rotura do material. Müller-Rochholz (1997) salienta que nesta fase há desenvolvimento da rotura do material, no entanto, esta não ocorre em todos os polímeros. Segundo Müller-Rochholz e Koslowski (1996), para níveis de carga e temperaturas correntes, essa rotura ocorre para materiais em polietileno (PE) e em polipropileno (PP), no entanto, não se verifica para materiais em poliéster (PET).

A extensão total é a soma da extensão instantânea (ϵ_0) e das extensões de fluência que ocorrem nas diferentes fases (ϵ_I , ϵ_{II} , ϵ_{III}). Note-se que a extensão instantânea é composta por uma componente elástica (recuperável) e por uma componente plástica (irrecuperável e que ocorre logo que o geossintético é carregado).

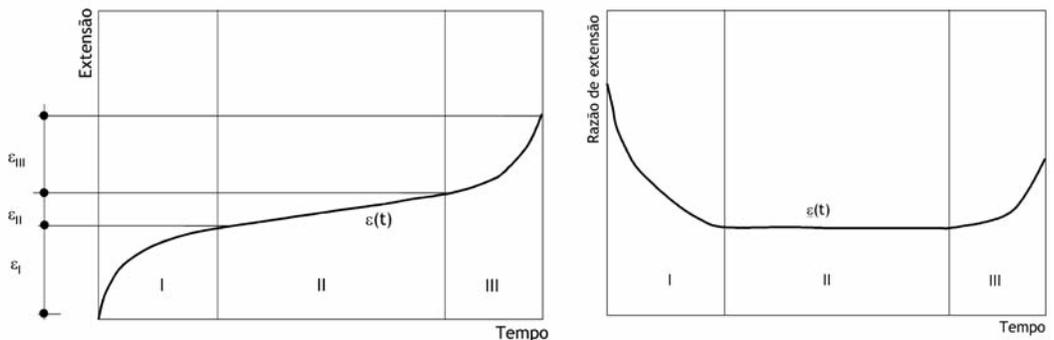


Fig. 1 – Fases típicas da fluência de geossintéticos: a) extensão de fluência no tempo; b) taxa de extensão no tempo (adaptado de Sawicki, 2000).

A curva representada na Figura 1 refere-se a níveis de carga elevados (em geral, excedendo 60% da resistência à tracção do material). Para níveis de carga mais baixos, o comportamento dos geossintéticos pode ser semelhante ao ilustrado na Figura 2 (Sawicki, 2000).

As curvas de fluência podem agrupar-se em três tipos, dependendo da fase de fluência dominante (Figura 3).

Na Figura 4 estão representadas curvas de fluência de geossintéticos para diferentes níveis de carga aplicados. Note-se que estas curvas podem representar duas situações distintas: 1) o comportamento de um determinado geossintético quando submetido a diferentes níveis de carga para uma mesma temperatura; ou 2) o comportamento de diferentes geossintéticos quando submetidos a um mesmo nível de carga e a uma dada temperatura.

Uma das características que é importante definir, é o limite de fluência de um determinado geossintético. Este consiste na força por unidade de largura a partir da qual há fluência do material

até este sofrer rotura. Este limite é controlado, essencialmente, pelo tipo de polímero e varia entre 20 a 60% da resistência à tracção do material (Holtz *et al.*, 1998).

É ainda importante referir que, como consequência secundária da fluência e da reorganização interna das cadeias moleculares é comum o aparecimento de anisotropia no material, associada à orientação das cadeias moleculares na direcção de aplicação da carga (Kay *et al.*, 2004).

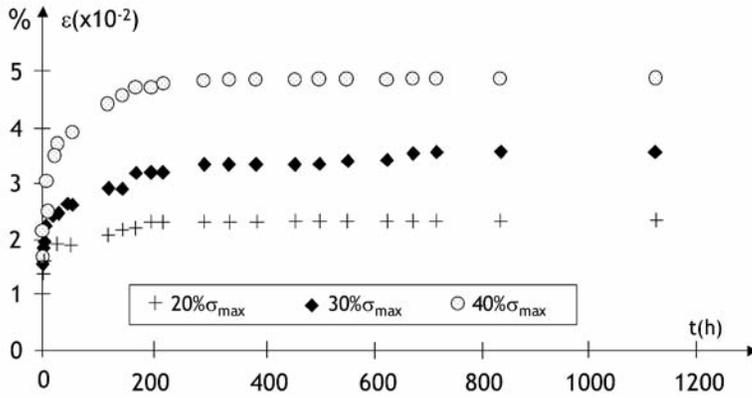


Fig. 2 – Curvas de fluência de um geotêxtil tecido (Sawicki, 2000).

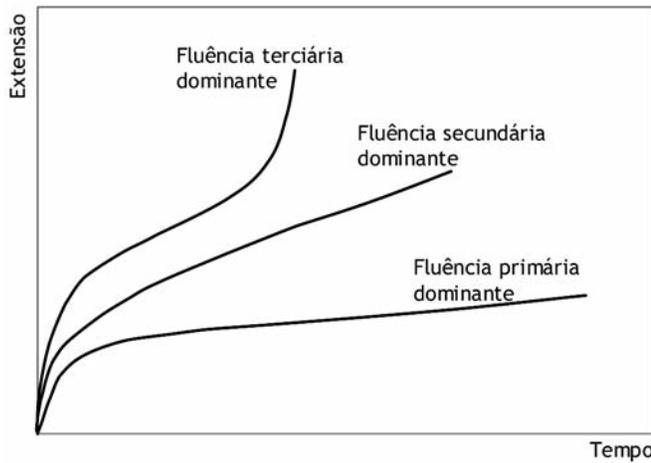


Fig. 3 – Tipos de fluência gerada (Sawicki, 2000).

2.2 – Rotura em Fluência

A rotura em fluência pode ser definida como o modo de rotura esperado após fluência extensa, que conduz a reduções significativas da secção transversal do material deixando este de conseguir suportar a carga aplicada.

Segundo Miller (1996), alguns polímeros começam a fendilhar após fluência extensa. Estas fendas propagam-se rapidamente e induzem rotura do material pouco tempo após o seu início. Este autor refere ainda que o tipo de rotura verificado depende da temperatura.

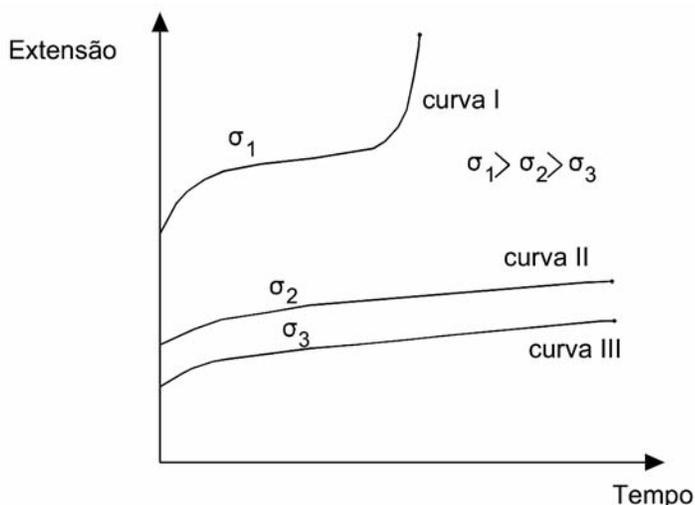


Fig. 4 – Curvas de fluência de geossintéticos (Lopes, 1992).

O tempo que decorre até à rotura depende do nível de carga aplicado, da temperatura ambiente, da geometria do provete ensaiado, da estrutura molecular do material, do método de fabrico, etc. (Crawford, 1998).

Segundo Crawford (1998), de forma simples, pode dizer-se que à medida que o material sofre fluência, a tensão induzida atinge um valor suficientemente elevado para provocar o aparecimento de microfendilhação no material, embora esta não se propague de forma catastrófica. Assim, a tensão induzida na secção intacta do material aumenta um pouco, o que, por sua vez, implica um crescimento estável da microfendilhação, de forma que durante um período de tempo haja um aumento da tensão induzida ao provete, devido ao efeito combinado da fluência e do constante aparecimento de microfendas. Crawford (1998) afirma que, eventualmente, se atinge um estado em que a tensão localizada na zona fendilhada tem um valor que a secção transversal restante não consegue suportar. Nesse momento, a fendilhação propaga-se rapidamente em toda a largura do provete, havendo rotura do material.

2.3 – Curvas isócronas carga-extensão

Com base na informação obtida através dos ensaios de fluência e dos ensaios de rotura em fluência de geossintéticos é possível traçar curvas em que se relaciona a carga aplicada com a extensão do material. Cada uma dessas curvas corresponde a leituras realizadas após um determinado intervalo de tempo decorrido desde o início do ensaio e são designadas por curvas isócronas.

Para obter essas curvas é necessário trabalhar a informação obtida dos ensaios (Figura 5).

Nas curvas de fluência:

- considera-se um determinado instante t , para o qual se determina a extensão (ϵ) correspondente a um dado nível de carga (σ) aplicado, definindo pontos (ϵ, σ, t) ;
- em seguida, num gráfico carga-extensão, representam-se esses valores, obtendo-se uma curva para cada instante considerado;
- este procedimento deve ser repetido para outros instantes em que a extensão de fluência foi medida.

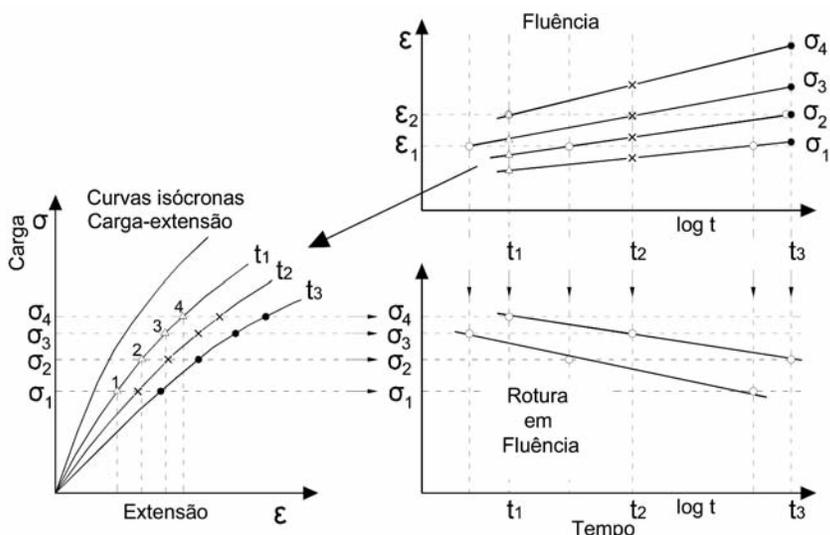


Fig. 5 – Curvas isócronas carga-extensão (Müller-Rochholz, 1997).

Nas curvas de rotura em fluência só é possível definir pontos para as curvas isócronas se houver registo da extensão de fluência ao longo do ensaio. Neste caso:

- considera-se um determinado nível de carga (σ) para o qual se determina o instante (t) para o qual ocorreu a rotura e a extensão (ϵ) correspondente, definindo pontos (ϵ, σ, t);
- em seguida, num gráfico carga-extensão, representam-se esses valores, obtendo-se uma curva para cada instante considerado;
- este procedimento deve ser repetido para outros níveis de carga em que se realizaram ensaios de rotura em fluência com medição da extensão.

Estas curvas permitem representar o comportamento do geossintético em termos de carga-extensão para um dado instante. Em geral, dado que o dimensionamento é feito para o fim do tempo de vida da estrutura, com a curva carga-extensão correspondente a esse instante pode estudar-se a resposta do geossintético à solicitação correspondente, tendo em conta as alterações observadas, nomeadamente em termos de rigidez.

3 – ENSAIOS LABORATORIAIS DE FLUÊNCIA E ROTURA EM FLUÊNCIA

3.1 – Procedimentos de ensaio

O ensaio de fluência e de rotura em fluência de geossintéticos encontra-se descrito na norma europeia EN ISO 13431 (1999), “Geotextiles and geotextile-related products – Determination of tensile creep and creep rupture behaviour”. Nos dois pontos seguintes é feita uma breve descrição resumida dos procedimentos dos ensaios.

3.1.1 – Ensaios de rotura em fluência

Antes de realizar o ensaio de rotura em fluência é necessário determinar as características do comportamento mecânico a curto prazo do geossintético de acordo com os procedimentos descritos na NP EN ISO 10319 (2006), incluindo a resistência à tracção, a extensão na rotura e a contracção

lateral dos provetes (necessário caso se recorra a provetes com largura inferior a 200mm no ensaio de rotura em fluência).

O ensaio de rotura em fluência baseia-se no seguinte princípio: os provetes do material a ensaiar são submetidos a uma força estática constante, em condições de temperatura e humidade também constantes. Essa carga deve estar distribuída igualmente em toda a largura do provete e é mantida até que este sofre rotura. O tempo decorrido desde a aplicação total da carga até à rotura é determinado recorrendo a um relógio incorporado no equipamento de ensaio que regista esse mesmo intervalo de tempo.

Os ensaios de rotura em fluência devem ser realizados usando quatro níveis de carga distintos definidos entre 50% e 90% da resistência à tracção do geossintético, previamente determinada. Para cada um desses níveis de carga devem ser ensaiados três provetes, num total de doze provetes para cada tipo de amostra de geossintético estudada.

3.1.2 – Ensaio de fluência

Antes de realizar ensaios de fluência de geossintéticos é necessário, tal como para os ensaios de rotura em fluência, proceder a ensaios de tracção de acordo com a NP EN ISO 10319 (2006), para determinar a resistência à tracção, a extensão correspondente e a existência de contracção lateral dos provetes.

Os ensaios de fluência devem ser realizados com quatro níveis de carga distintos escolhidos entre os seguintes: 5%, 10%, 20%, 30%, 40%, 50% e 60% da resistência à tracção medida para o geossintético em estudo. Em seguida, deve submeter-se cada um dos quatro provetes a ensaiar a um dos níveis de carga definidos, de forma que cada provete esteja submetido a um nível de carga distinto.

A deformação do material, ou seja, a variação do comprimento de referência, deve ser medida com uma precisão de 0,1%, nos seguintes instantes, após a aplicação da totalidade da carga de fluência: 1, 2, 4, 8, 15, 30 e 60 minutos, 2, 4, 8, 24 horas e 3, 7, 14, 21 e 42 dias (42 dias = 1008 horas). Como alternativa, a medição da deformação do provete pode ser feita em intervalos de tempo regulares, desde que a primeira leitura seja feita até 1 minuto após a aplicação total da carga de fluência e desde que a última leitura seja feita após decorridas, no mínimo, 1000 horas desde o início do ensaio.

3.2 – Características do equipamento

3.2.1 – Ensaio de rotura em fluência

O equipamento de ensaio deve consistir num pórtico onde são fixas as garras, um sistema de aplicação da carga e um outro para registar o tempo decorrido até à rotura do provete.

O sistema de aplicação da carga deve ser suficientemente rígido para que não sofra deformações aparentes sob essa carga e deve ainda estar isolado de vibrações de fontes exteriores.

A carga deve ser constante, a menos de 1%, e pode ser aplicada recorrendo a cargas actuando directamente no provete, através de um sistema de alavanca, ou ainda através de qualquer outro sistema mecânico, hidráulico ou pneumático.

O sistema de aplicação da carga deve ainda permitir que aquela seja aplicada ao provete de forma suave, num período de tempo máximo de 60 segundos.

No que diz respeito ao relógio que deve ser incorporado no equipamento, a sua precisão deve ser de 1%, permitindo o início da contagem do tempo no instante em que é aplicada a totalidade da carga de fluência e o registo automático do instante de rotura do provete.

Na Figura 6 está representada, de forma esquemática, uma proposta para o equipamento em causa de acordo com a norma EN ISO 13431 (1999).

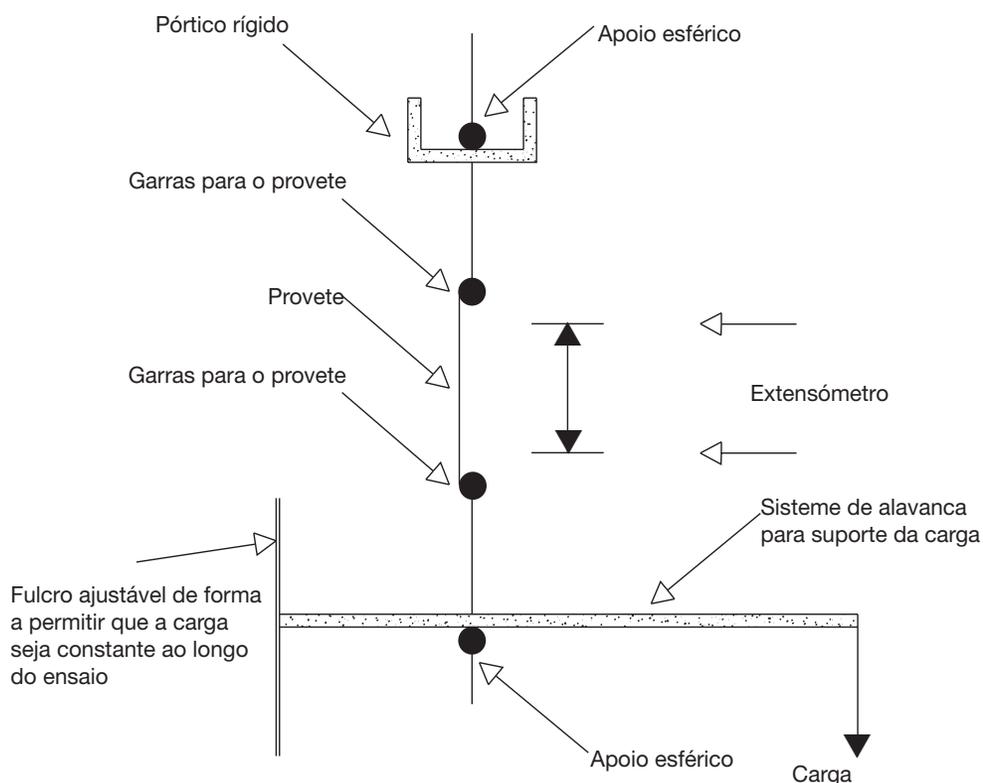


Fig. 6 – Representação esquemática do equipamento de ensaio de rotura em fluência de acordo com a norma EN ISO 13431 (1999), para uma solução com sistema de alavanca.

3.2.2 – Ensaio de fluência

O equipamento de ensaio é em tudo semelhante ao usado para avaliar a rotura em fluência: deve consistir num pórtico onde são fixas as garras, um sistema de aplicação da carga e um outro para medir a variação num dado comprimento de referência durante o ensaio.

O sistema de medição das extensões, que permite avaliar a variação de um dado comprimento de referência ao longo do ensaio, deve ser realizado entre duas linhas paralelas ao longo de toda a largura do provete ou entre dois pontos situados no eixo central do provete, relativamente à direcção de aplicação da carga. Cada uma dessas linhas ou pontos devem estar a uma distância mínima de 20mm da garra correspondente (Figura 7) e devem distar entre si, no mínimo, 200mm; no caso de geogrelhas, essa distância não deve ser inferior a dois elementos completos.

3.3 – Equipamento desenvolvido

O equipamento de ensaio de laboratório desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para estudo da fluência e da rotura em fluência de geossintéticos teve como base as orientações contidas na EN ISO 13431 (1999).

O equipamento base consiste num pórtico onde podem ser instalados quatro provetes (Figuras 8 e 9). A carga máxima aplicável em cada um desses quatro pontos de ensaio é de 30kN. Cada provete é fixo através de garras desenvolvidas para esse efeito e que, actualmente, podem ser de dois tipos: cilíndricas ou em cunha (Figura 10).



Fig. 7 – Dimensão dos provetes para os ensaios de fluência (caso geral).

A carga é aplicada ao provete através de um braço multiplicador, pela colocação de pesos na sua extremidade (Figura 11). Durante o ensaio, à medida que o provete de geossintético se vai deformando, é possível ajustar a posição do braço, de forma que a carga aplicada no provete seja constante. Tal é feito por meio de uma alavanca (Figura 12).

Para a medição da extensão entre dois pontos do provete concebeu-se, em parceria com o Departamento de Engenharia Electrotécnica e de Computadores da FEUP, um sistema baseado em vídeo. Assim, através de uma câmara de vídeo, devidamente calibrada para o efeito, é registada a posição inicial de dois pontos (de referência) no início do ensaio e é acompanhada e registada a evolução do deslocamento relativo desses dois pontos ao longo do tempo.

O “software” foi concebido de forma a permitir a visualização “on-line” dos ensaios e da evolução da extensão dos provetes. São registados, por um lado, os valores da extensão medidos ao longo de cada ensaio e, por outro lado, as imagens correspondentes são também armazenadas. Esta última opção permite fazer um filme do ensaio, o que possibilita a observação das alterações nos provetes e a detecção de alterações no mecanismo de rotura (caso estas ocorram).

A existência de rotura é também detectada pelo “software”, no entanto, este prossegue a aquisição de informação e envia uma mensagem indicando a existência de rotura num determinado provete de um dado pórtico de ensaio.

O sistema de detecção dos pontos de referência e de medição da distância relativa entre eles tem por base um sistema de cores. Assim, dependendo da cor base do geossintético em estudo, os pontos de referência caracterizam-se por haver uma faixa branca seguida por uma faixa preta ou vice-versa. Na Figura 13 está ilustrado o princípio de funcionamento deste sistema.

A marcação eficaz dos pontos de referência foi uma das questões mais relevantes durante o desenvolvimento deste sistema. De facto, foram testadas várias soluções, tendo-se optado pela utilização de placas metálicas, fixas ao provete através de um parafuso (Figura 13b), no caso dos geotêxteis, ou com duas placas de ambos os lados de uma barra das geogrelhas (Figura 13c).

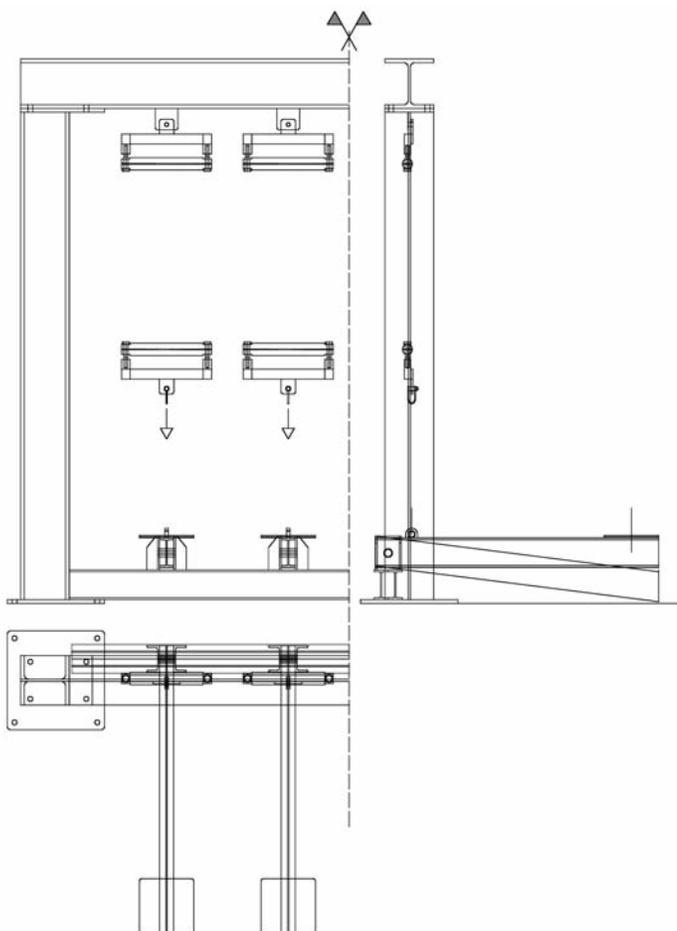


Fig. 8 – Esquema do pórtico concebido para realização de ensaios de fluência e de rotura em fluência de geossintéticos.

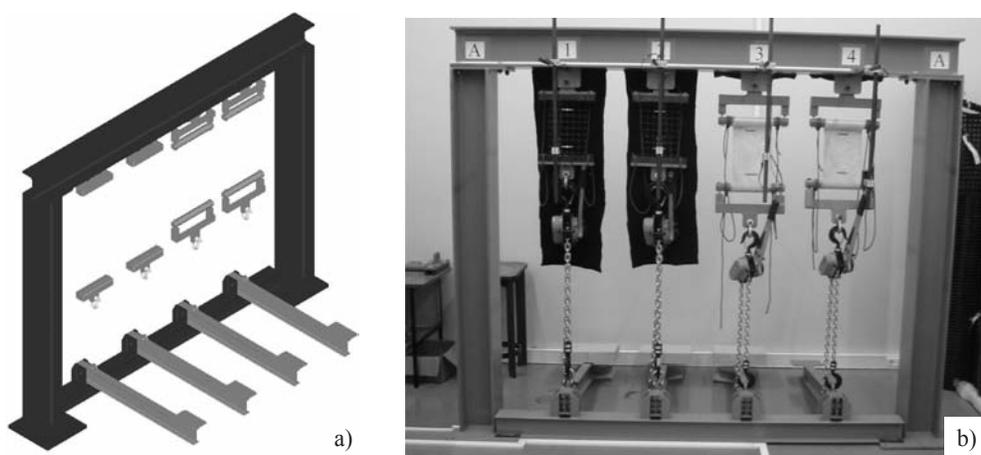


Fig. 9 – Pórtico para realização de ensaios de fluência e de rotura em fluência de geossintéticos: a) esquema tridimensional; b) vista geral.

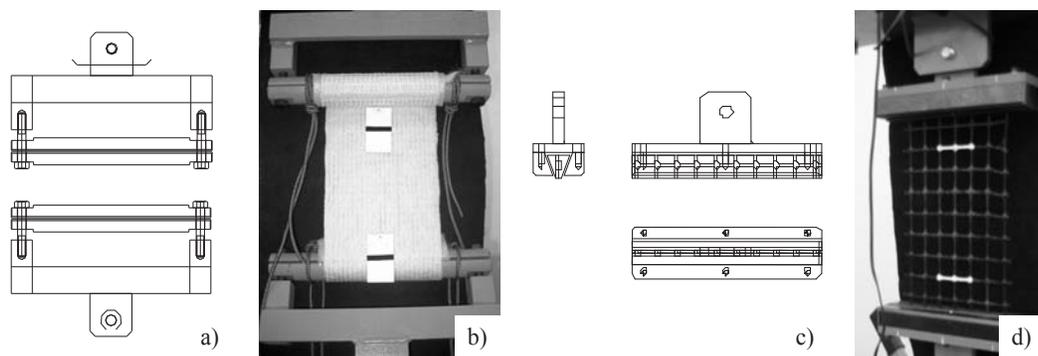


Fig. 10 – Garras usadas nos ensaios de fluência e de rotura em fluência: a) esquema representativo das garras cilíndricas; b) garras cilíndricas; c) esquema representativo das garras em cunha; d) garras em cunha.



Fig. 11 – Braço multiplicador onde são aplicados os pesos que materializam a carga transmitida ao provete durante o ensaio.



Fig. 12 – Alavanca usada para transmitir a carga aplicada no braço multiplicador ao provete e que permite o ajuste da posição do braço

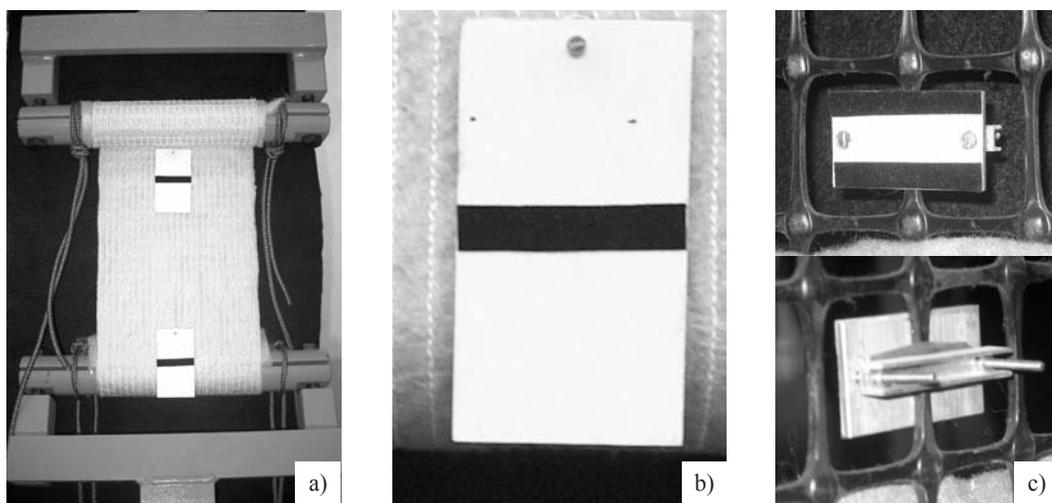


Fig. 13 – Sistema para medição da distância entre pontos de referência: a) provete com pontos de referência; b) pormenor das marcas utilizadas nesses pontos para geotêxteis; c) pormenor das marcas utilizadas nesses pontos para geogrelhas.

Na Figura 14a está ilustrado o monitor de onde é possível controlar os parâmetros de ensaio e a sua evolução. A detecção, pelo programa, dos pontos de referência é avaliada pelo utilizador através de um gráfico anexo a imagens do provete actualizadas em tempo real.

Uma outra questão essencial para este equipamento é a exigência, feita na norma, relativamente à precisão na medição das extensões do geossintético. Por esta razão, optou-se pelo sistema vídeo, utilizado com muito sucesso; contudo, é necessário ter grande cautela na sua utilização.

Em primeiro lugar, apesar de este sistema garantir a precisão necessária (através do número de píxeis de cada imagem), é fundamental que a distância medida seja corrigida sempre que haja distorção da imagem pela câmara. A resolução dos vários problemas associados a estas questões foi muito morosa. Para obviar estas questões, foi adicionada ao programa uma função, através de parâmetros de calibração da câmara, que permitem fazer as correcções necessárias para evitar erros associados à distorção da imagem.

Em segundo lugar, é necessário que exista uma calibração da distância medida. Então, para calibrar, para cada provete, a câmara e a distância medida utiliza-se uma régua com faixas brancas e pretas alternadas, tal como se ilustra na Figura 14c.

Assim que o programa é iniciado e após a calibração da câmara, é possível fazer imagens do posto de ensaio (mesmo antes da colocação do provete), podendo obter-se um registo de todas as fases de ensaio. As imagens são feitas a intervalos crescentes no tempo, já que, em geral, ao longo do ensaio as alterações na extensão vão sendo cada vez mais espaçadas.

No que se refere à medição da distância entre pontos de referência e, conseqüentemente, da extensão do provete, esta é feita a intervalos de tempo crescentes, com um mínimo de 1 segundo.

É de salientar que no programa de ensaio foi introduzida uma outra possibilidade: a de registar a ocorrência de eventos significativos, que possam eventualmente ter repercussões no comportamento de um dado provete. Como exemplos deste tipo de acção refiram-se: a colocação da alavanca, para aplicação da carga ao provete; o início da aplicação da carga; o fim da aplicação da carga (para que se possa confirmar se o tempo correspondente indicado na norma é cumprido); a rotura de um provete no mesmo pórtico ou noutro adjacente; uma eventual falha de luz (embora o sistema esteja preparado para reiniciar, mantendo todas as configurações existentes antes de uma falha); etc.

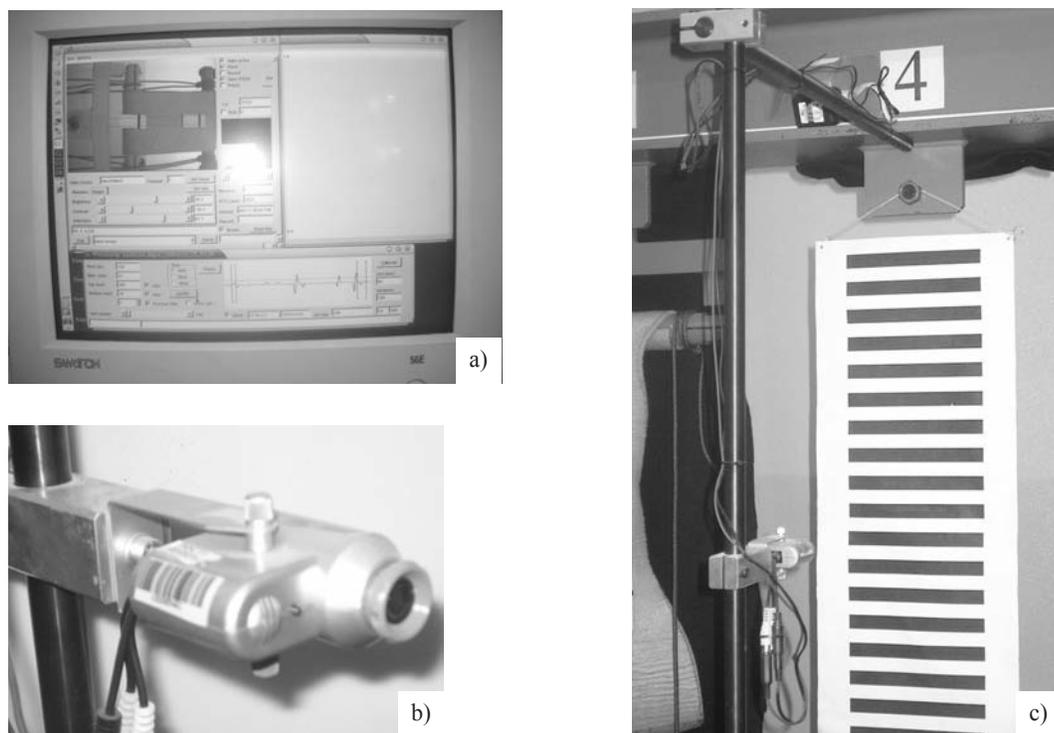


Fig. 14 – Medição da extensão: a) monitor para controlo dos parâmetros de ensaio; b) pormenor de uma das câmaras; c) régua de calibração da câmara.

Para mais facilmente se controlar os efeitos deste tipo de eventos, à sinalização de um evento pode associar-se uma alteração (geralmente, diminuição) do intervalo entre leituras da distância entre pontos de referência e a gravação de imagens com intervalos de tempo também menores. Na Figura 15 está ilustrado o menu correspondente à identificação dos eventos referidos.

Para proceder à avaliação da carga efectivamente aplicada a cada um dos provetes foi desenvolvido um programa de computador específico. Assim, antes de colocar o provete nas garras e no pórtico, a célula de carga é colocada no local correspondente, os pesos são dispostos sobre o braço multiplicador e este é colocado na horizontal. Desta forma, a carga que será aplicada ao provete é aplicada à célula de carga e registada (Figura 16).

Note-se que, quando o provete estiver colocado é necessário fazer algumas correcções no valor da carga aplicada, tendo em conta o peso da célula de carga e do sistema associado e o peso da garra inferior e da alavanca aplicada na sua extremidade.

Tal como se referiu anteriormente, as condições a que os provetes de geossintético são ensaiados, nomeadamente a temperatura ambiente, condicionam o seu comportamento e os resultados destes ensaios. Por essa razão, a sala onde se instalou o equipamento de fluência não possui janelas. A sala da FEUP onde este equipamento foi instalado tem uma particularidade que implicou algumas dificuldades adicionais: uma das paredes é exterior e virada a sul, o que se traduzia em grandes alterações na temperatura ambiente, em particular no Verão. Por esta razão, e para minimizar as variações de temperatura, esta parede foi revestida com placas de um material isolante - poliestireno extrudido. Além disso, dado que esta medida não se revelou suficiente, foi instalado um sistema de ar condicionado.

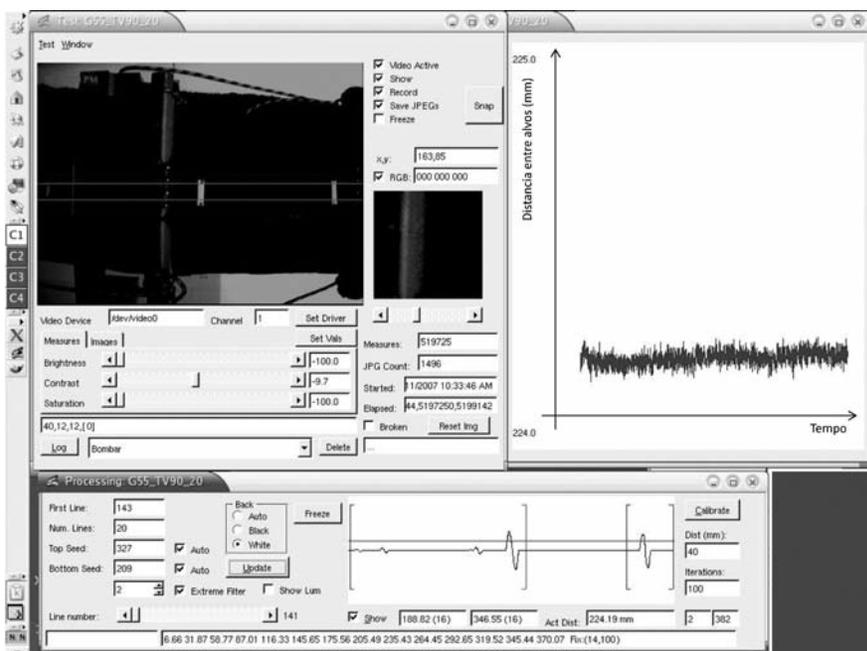


Fig. 15 – Menu de identificação de eventos significativos para o ensaio de fluência ou rotura em fluência.

Actualmente existem três pórticos na sala de fluência do laboratório de Geossintéticos da FEUP, o que permite ensaiar 12 provetes simultaneamente.

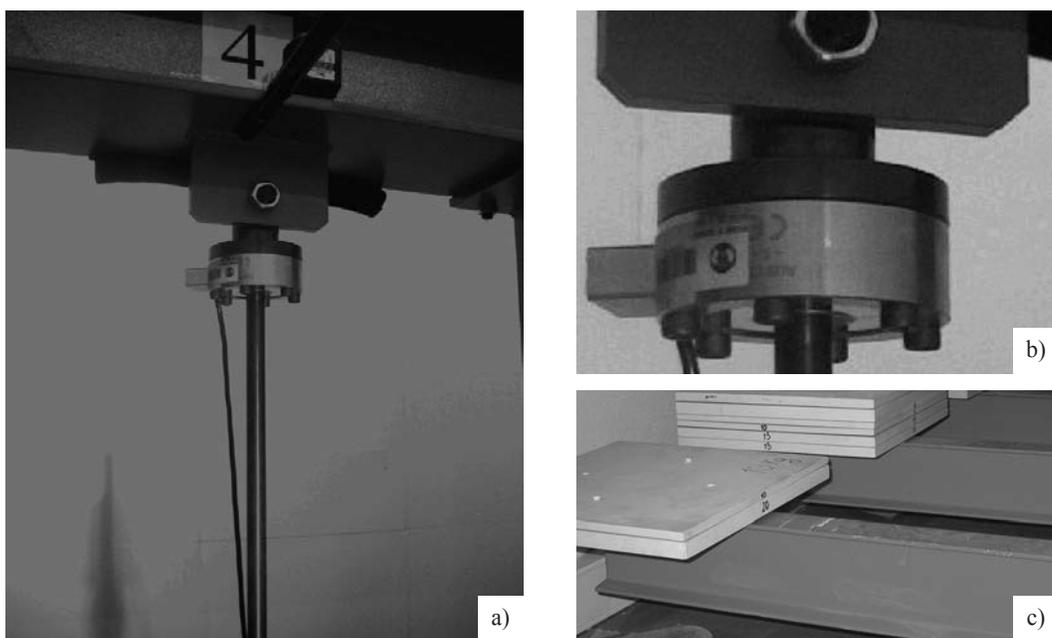


Fig. 16 – Calibração da carga aplicada ao provete: a) e b) célula de carga e suporte respectivo; c) peso na extremidade dos braços.

4 – PROGRAMA DE ENSAIOS REALIZADO

4.1 – Geossintéticos

Os geossintéticos considerados no estudo foram um geotêxtil tecido em polipropileno (PP), GTX, e uma geogrelha tecida biaxial em poliéster (PET), GGR, ilustrados na Figura 17. As principais propriedades físicas e mecânicas destes dois geossintéticos são apresentadas no Quadro 1.

Para que a comparação dos resultados dos ensaios seja possível, os geossintéticos foram seleccionados com valores da resistência nominal semelhantes (55 e 65 kN/m).

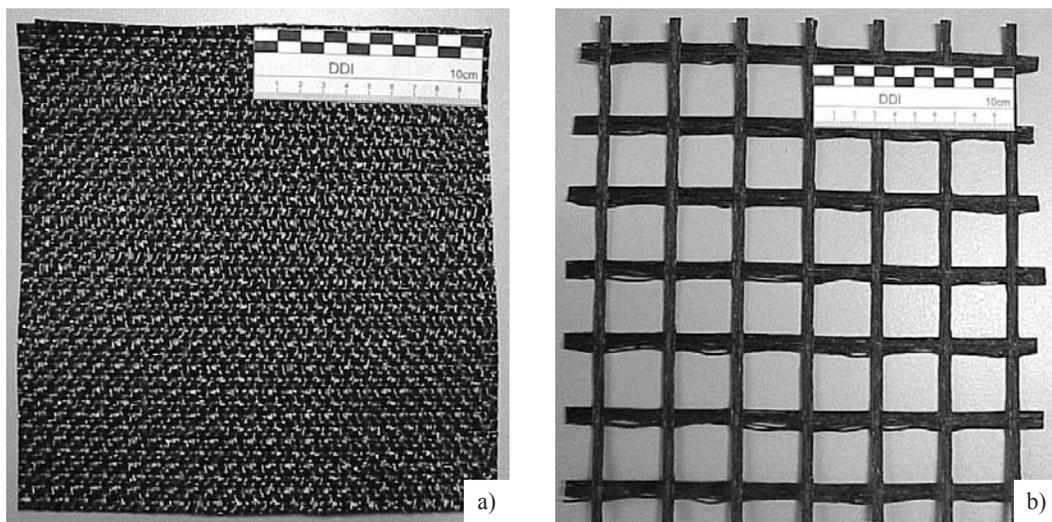


Fig. 17 – Geossintéticos ensaiados: a) geotêxtil tecido GTX; b) geogrelha tecida biaxial GGR.

Quadro 1 – Propriedades dos geossintéticos estudados.

Geossintéticos	Massa por unidade de área (g/m ²)	Resistência à tracção		Extensão (%)
		DF (kN/m)	DPF (kN/m)	
GTX	320	65	65	15
GGR	–	55	55	15

Nota: DF = direcção de fabrico. DPF = direcção perpendicular à de fabrico.

4.2 – Programa de trabalho

4.2.1 – Descrição geral

O programa de trabalhos estabelecido consiste em caracterizar o comportamento mecânico isolado dos geossintéticos (ensaios de tracção de acordo com a norma NP EN ISO 10319, 2006) e o comportamento a longo prazo dos geossintéticos através de ensaios de fluência e rotura em fluência (de acordo com a norma EN ISO 13431, 1999).

4.2.2 – Ensaios de tracção

De acordo com a norma NP EN ISO 10319 (2006), para o ensaio de tracção e para cada geossintético, foram ensaiados à tracção 5 provetes, com 200mm de largura. Neste trabalho foram apenas realizados ensaios de tracção na direcção de fabrico.

A forma de preparação dos provetes deve ser adequada à sua estrutura. No caso do geotêxtil tecido, os provetes foram cortados com uma largura de cerca de 220mm, sendo, posteriormente, removidos fios dos dois lados do provete, de modo a que o material ficasse com franjas laterais. Desta forma pretendeu-se atingir uma largura nominal de 200 ± 1 mm com igual número de elementos resistentes nos diferentes provetes, bem como manter a integridade da cada provete ao longo do ensaio.

No caso da geogrelha, os provetes foram preparados com um mínimo de 200mm de largura e comprimento suficiente para assegurar uma distância livre entre garras de 100mm. Os provetes incluem 7 elementos completos na sua largura. Os cortes feitos nas barras nas extremidades do provete estão, no mínimo, a 10mm de distância dos nós.

Os provetes a ensaiar foram acondicionados e os ensaios foram realizados em atmosferas de acordo com o definido na norma ISO 554: 1976, Standard atmospheres for conditioning and/or testing – Specifications; para geotêxteis e produtos relacionados essas condições são: $20 \pm 2^\circ\text{C}$ de temperatura e $65 \pm 5\%$ de humidade relativa.

A resistência à tracção de um geossintético (R_t), em kN/m, é calculada da seguinte forma:

$$R_t = F_{\max} \times c \quad (1)$$

F_{\max} – força máxima medida durante o ensaio (em kN);

c – parâmetro determinado de acordo com as Equações 2 ou 3, conforme o caso.

Para o geotêxtil, GTX, com largura nominal do provete, B , em metros:

$$c = \frac{1}{B} \quad (2)$$

No caso da geogrelha, GGR:

$$c = \frac{N_m}{N_p} \quad (3)$$

N_m – número mínimo de elementos traccionados existentes em 1 metro de largura do material;

N_p – número de elementos traccionados do provete ensaiado.

Durante o ensaio de tracção foi também feito o registo do valor da extensão (em %) correspondente à força máxima, $\epsilon_{F_{\max}}$, e portanto, correspondente à resistência à tracção do material.

4.2.3 – Ensaios de fluência e rotura em fluência

Para os ensaios de fluência e rotura em fluência foram ensaiados três provetes para cada nível de carga utilizada. Foram apenas realizados ensaios de fluência e rotura em fluência na direcção de fabrico. Nos ensaios de rotura em fluência foram usados quatro níveis de carga distintos definidos entre 50% e 90% da resistência à tracção do geossintéticos, o que corresponde a 12 provetes ensaiados à rotura em fluência. Nos ensaios de fluência foram realizados com quatro níveis de carga

distintos entre 5% a 60% da resistência à tracção. Note-se que, para os ensaios de fluência, na norma de ensaio apenas se indica a realização de um provete para cada nível de carga. No entanto, neste trabalho foram ensaiados três provetes para cada nível de carga.

Os procedimentos a usar na preparação dos provetes são os já indicados para o ensaio de tracção. No caso do geotêxtil, os provetes foram cortados com uma largura de cerca de 120mm, sendo, posteriormente, removidos fios dos dois lados do provete, de modo a que o material ficasse com franjas laterais. Desta forma pretendeu-se atingir uma largura nominal de 100 ± 1 mm com igual número de elementos resistentes nos diferentes provetes, bem como manter a integridade da cada provete ao longo do ensaio.

No caso da geogrelha, os provetes foram preparados com um mínimo de 100mm de largura e incluem 5 elementos completos na sua largura. Os cortes feitos nas barras da extremidade dos provetes estão, no mínimo, a 10mm de distância dos nós.

Foi necessário optar por provetes de largura inferior a 200mm já que para larguras do provete iguais a 200mm seria necessário aplicar no equipamento cargas muito elevadas e de difícil controlo.

A carga de fluência e a carga de rotura de fluência foi aplicada ao provete de forma suave e num período de tempo não superior a 60 segundos. O instante zero do ensaio é aquele em que a totalidade da carga é aplicada ao provete.

A medição da deformação do material no ensaio de fluência, ou seja, a variação do comprimento de referência foi medida no instante após a aplicação da totalidade da carga de fluência e posteriormente aos 10 segundos, os intervalos seguintes aumento num factor de tempo de 1,1 comparativamente ao intervalo anterior.

De acordo com a norma EN ISO 13431 (1999), a duração dos ensaios de fluência é de cerca de 1000 horas, no entanto esse valor foi ultrapassado em alguns ensaios apresentados.

5 – ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 – Ensaios de Tracção

Os resultados dos ensaios de tracção obtidos são apresentados no Quadro 2 e incluem os valores médios da resistência à tracção (R_t) e da extensão (ϵ) registada para o valor máximo da força, bem como os coeficientes de variação correspondentes (CV_{R_t} e CV_{ϵ} , respectivamente).

Como se pode verificar, os valores da resistência à tracção das amostras dos dois geossintéticos considerados são superiores aos valores nominais respectivos (definidos pelos produtores e apresentados no Quadro 1). Além disso, os coeficientes de variação dessa grandeza são baixos. Os valores da extensão para a resistência à tracção dos geossintéticos são inferiores aos valores nominais correspondentes (Quadro 1). A esta grandeza estão associados valores do coeficiente de variação um pouco mais elevados, mas sempre inferiores a 6%.

Quadro 2 – Resultados dos ensaios de tracção.

Grandeza	Geossintéticos	
	GTX	GGR
R_t (kN/m)	77,5	83,4
CV_{R_t} (%)	1,8	2,4
ϵ (%)	13,0	14,9
CV_{ϵ} (%)	4,8	5,7

5.2 – Ensaio de fluência e rotura em fluência

5.2.1 – Ensaio de rotura em fluência

Os resultados do ensaio são apresentados em termos do tempo decorrido até à rotura do proveite quando submetido a um dado nível de carga, constante durante esse tempo. De acordo com a norma EN ISO 13431 (1999), para a determinação da rotura em fluência, deve ser apresentado um quadro com os valores do tempo decorrido até à rotura de cada proveite e carga aplicada correspondente.

No Quadro 3 são apresentados os resultados obtidos deste ensaio que puderam ser validados, para os dois materiais ensaiados.

Quadro 3 – Resultados dos ensaios de rotura em fluência dos geossintéticos GTX e GGR.

GTX		GGR	
% da Resistência à tracção	Tempo até à rotura (horas)	% da Resistência à tracção	Tempo até à rotura (horas)
86,4	0,04056	79,2	0,13389
86,4	0,00194	79,2	0,29556
86,4	0,01889	79,2	0,08444
77,7	4,05611	74	20,44667
77,7	2,21306	74	12,42806
77,6	2,13667	74	12,65222
70,9	26,63444	69,8	173,29333
70,9	11,23306	70,8	124,97694
70,9	20,20222	69,5	80,41306
60,7	848,97056	63,3	1348,81444
60,7	1107,32444	64	2324,44500
60,7	622,73833	64,6	601,70139

Nas Figuras 18 e 19 estão representadas as curvas de rotura em fluência para o geotêxtil tecido GTX e para a geogrelha tecida GGR, respectivamente. Em cada uma das figuras estão também indicadas as regressões lineares dos resultados (linha a cheio) acompanhadas da equação correspondente e do coeficiente de determinação da mesma e das linhas correspondentes ao limite inferior de confiança de 95% (LCL (95%)), representada a traço interrompido e determinada através do tratamento estatístico dos resultados.

Para estes dois geossintéticos, os resultados obtidos são muito fiáveis. Por um lado, o coeficiente de determinação da aproximação linear dos resultados é bastante elevado (0,94); e, por outro lado, a curva correspondente ao limite inferior de confiança de 95% é bastante próxima dos pontos obtidos.

Os resultados de ensaios de rotura em fluência permitem avaliar o tempo de vida do material sob acção de carga constante, nomeadamente através de extrapolações. No entanto, estas devem ser realizadas com cautela e com informação relevante, por exemplo, resultados obtidos para geossintéticos análogos e ensaiados em condições semelhantes. Greenwood e Friday (2003) referem que extrapolações superiores a duas ordens de grandeza devem ser evitadas, no entanto, cada projectista deve decidir em cada caso o que é aceitável, em função da informação disponível e das exigências de cada projecto.

Note-se que neste trabalho, os resultados apresentados são os primeiros resultados disponíveis. De facto, presentemente há ainda ensaios a decorrer, com cargas mais baixas e que conduzirão a intervalos de tempo até à rotura mais longos. Assim, para realizar com elevada confiança extrapolações para tempos de vida típicos de estruturas em que os geossintéticos exercem a função de reforço será necessário dispor desses resultados. No entanto, considerou-se útil fazer extrapolações para tempos de serviço de 30 anos, sempre salvaguardando a necessidade de confirmar os resultados apresentados com resultados de ensaios mais longos.

Entre os dois geossintéticos estudados o efeito de rotura em fluência é maior no GTX do que no GGR. Os resultados apresentados indicam que, após 30 anos de serviço sob carga constante, o material GTX, sofreria rotura e a carga correspondente seria de 49,7% da resistência à tracção do geossintético, para o GGR, a rotura ocorreria para 60,32% da resistência à tracção.

Com estes resultados é possível determinar o coeficiente de redução a aplicar para considerar o efeito da rotura em fluência dos geossintéticos (CR_{FLU}). Este coeficiente foi determinado comparando a carga de rotura do material intacto associada a um tempo de vida de 1 minuto (F_{1min}) com a carga de rotura de longo prazo, tempo de serviço de 30 anos (F_{30anos})

$$CR_{FLU} = \frac{F_{1min}}{F_{30anos}} \quad (4)$$

O valor do coeficiente de redução é de 1,74 para o geotêxtil tecido GTX e de 1,47 para a geogrelha tecida GGR. Estes valores traduzem bem o maior efeito da rotura em fluência no geotêxtil tecido.

É de notar que é provável que estas diferenças nos resultados sejam devidas essencialmente aos diferentes polímeros que constituem os geossintéticos estudados. De facto, o GTX é constituído por PP que é mais sensível à fluência e à rotura em fluência do que o PET, da GGR.

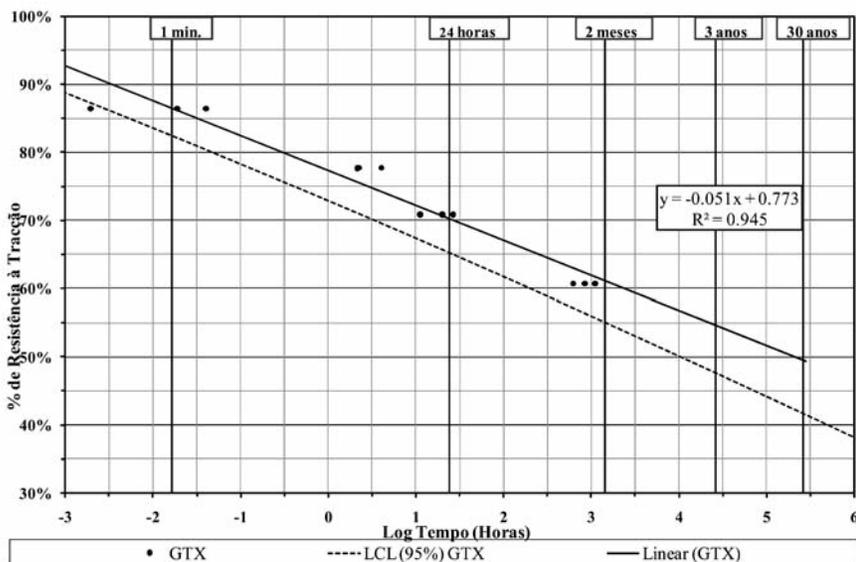


Fig. 18 – Curva de rotura em fluência para o geotêxtil tecido GTX.

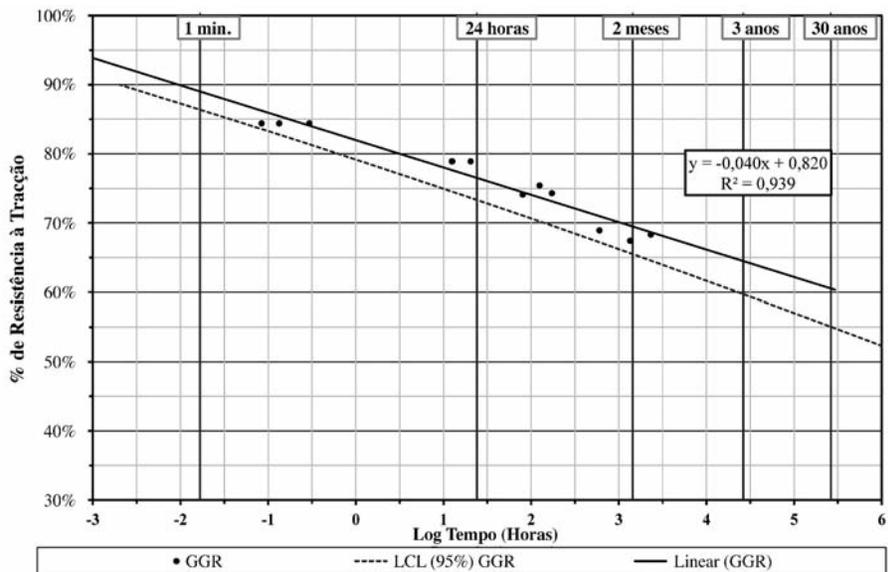


Fig. 19 – Curva de rotura em fluência para a geogrelha tecida GGR.

5.2.2 – Ensaios de fluência

Nas Figuras 20 e 21 apresentam-se os resultados obtidos para o geotêxtil tecido GTX e geogrelha tecida GGR, respectivamente. A carga aplicada a cada provete está também indicada nas figuras, como uma percentagem da resistência à tracção do geossintético. Para cada percentagem de carga, foram ensaiados 3 provetes.

Como seria de esperar, para as diferentes condições, as extensões associadas a níveis de carga

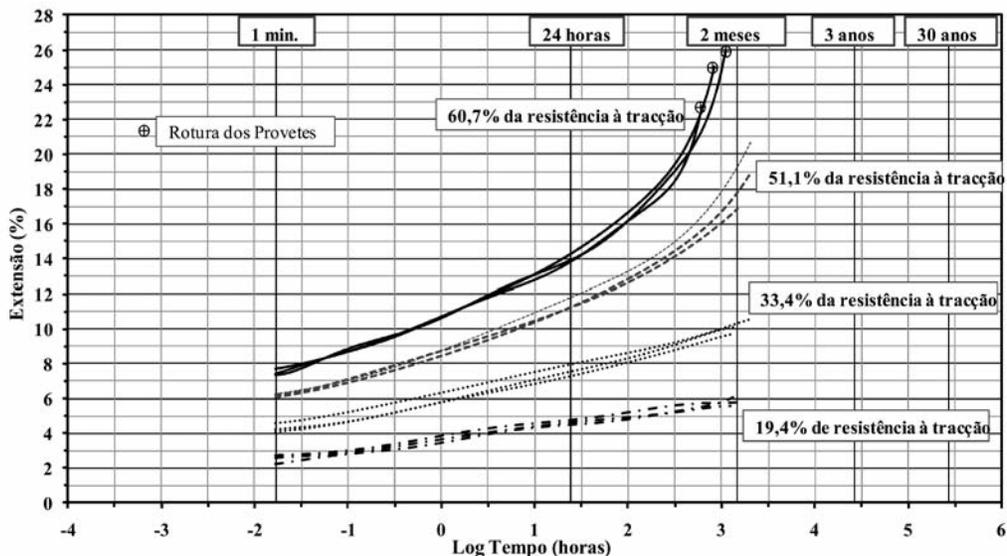


Fig. 20 – Curva de fluência GTX.

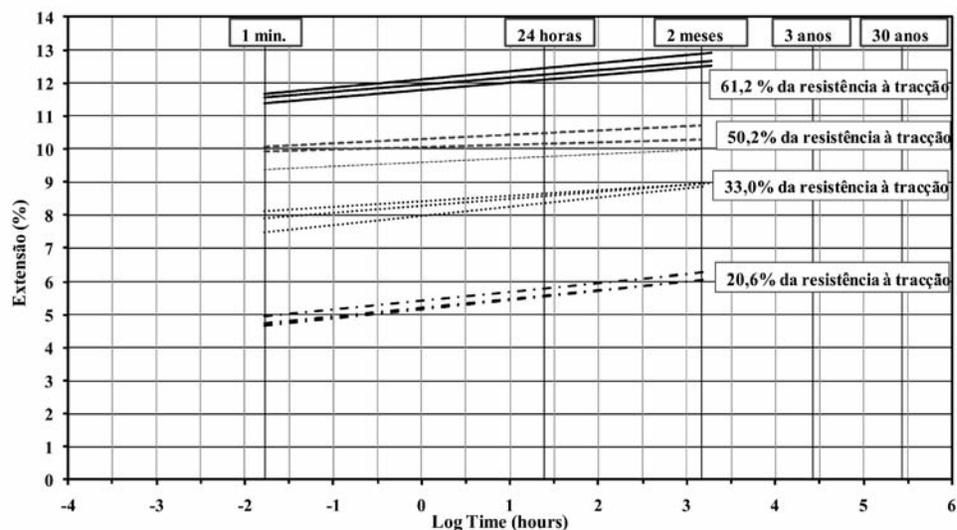


Fig. 21 – Curva de fluência GGR.

mais elevados são mais significativas.

Os provetes do geotêxtil tecido GTX submetidos a uma carga de 60,7% da resistência à tracção deste geossintéticos sofreram rotura. Os ensaios dos restantes provetes, com níveis de carga inferiores, foram interrompidos após 1440 horas (2 meses). Nenhum dos provetes da geogrelha tecida GGR sofreu rotura, até ser interrompido após as mesmas 1440 horas. No entanto, de referir, que para tempos de ensaio superior poderá ocorrer a rotura do provete. Assim, estes resultados devem ser utilizados com prudência, em particular quando se pretende extrapolar os resultados no tempo. Para os provetes do geotêxtil tecido GTX submetidos a uma carga de 60,7% e de 51,1% da resistência à tracção, é evidente que a taxa de deformação aumenta com o tempo. No caso dos provetes submetidos a carga de 60,7% da resistência à tracção a taxa de deformação aumenta antes da rotura, o que pode ser um bom indicador que a rotura do provete vai acontecer. Para os provetes com valores da carga aplicada mais baixos, a taxa de deformação é constante ao longo do tempo (na escala logarítmica do tempo). No entanto, salvaguarda-se uma vez mais que estes provetes não foram levados até à rotura.

Todos os provetes da geogrelha tecida GGR apresentam uma taxa de deformação constante ao longo do tempo (na escala logarítmica do tempo da Figura 21), evidenciando o menor efeito de fluência que a geotêxtil tecido GTX.

No Quadro 4, apresenta-se a extensão dos provetes após 1 minuto de ensaio dos dois geossintéticos para os diferentes níveis de carga aplicados, assim como a taxa de deformação na escala logarítmica do tempo. A taxa de deformação apresentada no Quadro 4 só foi determinada para os provetes que não sofrem rotura e em que a taxa de deformação é constante ao longo do logaritmo do tempo.

Da análise do quadro, verifica-se que a percentagem de extensão após 1 minuto de ensaio é maior na geogrelha tecida GGR do que no geotêxtil tecido GTX para idênticos níveis de carga aplicada (em termos de percentagem da resistência à tracção respectiva). De referir ainda que a extensão na rotura no ensaio de tracção também é maior na GGR do que no GTX. Este facto traduz uma maior deformabilidade da geogrelha tecida em relação ao geotêxtil tecido a curto prazo.

No entanto, a taxa de deformação na escala logarítmica do tempo é maior no geotêxtil tecido GTX do que na geogrelha tecida GGR. Como exemplo, para a percentagem de carga aplicada na ordem dos 50% da resistência à tracção do material, o geotêxtil tecido GTX apresenta uma taxa de

Quadro 4 – GTX e GGR: percentagem de extensão após 1 minuto.

GTX			GGR		
% de resistência à tracção	% de extensão após 1 minuto (valor médio)	Taxa de deformação na escala logarítmica do tempo	% de resistência à tracção	% de extensão após 1 minuto (valor médio)	Taxa de deformação na escala logarítmica do tempo
60,7	7,48	-	57,3	11,55	0,227
51,1	6,19	1,689	47,1	9,79	0,130
33,4	4,31	1,246	31,0	7,84	0,208
19,4	2,50	0,657	19,3	4,79	0,261

deformação de 1,689, enquanto a geogrelha tecida GGR apresenta um valor bastante inferior 0,227. Isto comprova, mais uma vez, o maior efeito de fluência no geotêxtil tecido GTX do que na geogrelha tecida GGR.

5.2.3 – Curvas isócronas carga-extensão

Para os resultados obtidos com os geossintéticos em estudo foram obtidas as curvas isócronas, que se representam na Figura 22 e 23.

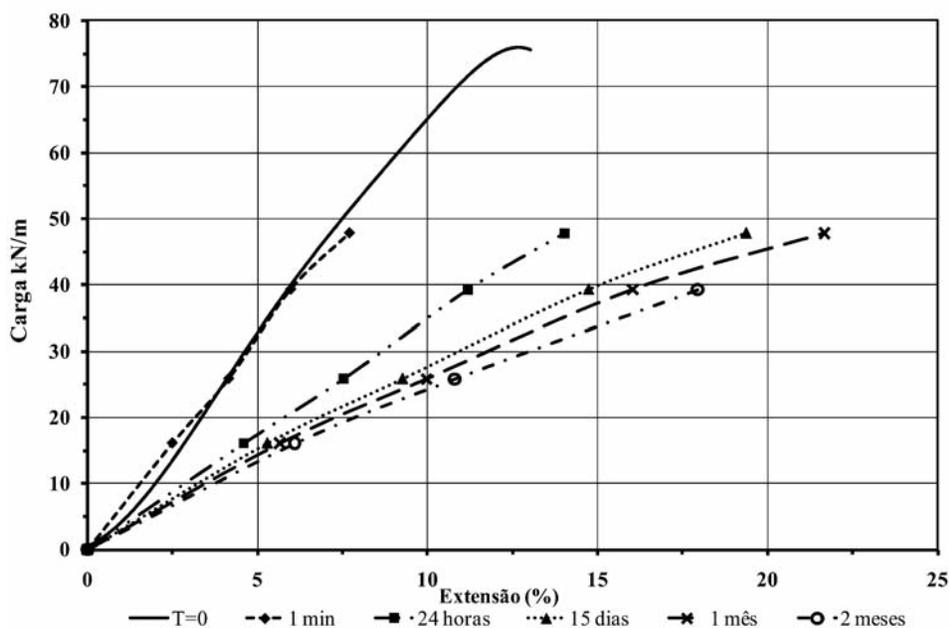


Fig. 22 – Curva isócronas carga-extensão do geotêxtil tecido GTX.

Para o GTX a curva carga-extensão obtida após 1 minuto é praticamente coincidente com a curva carga-extensão obtida do ensaio de tracção (esta corresponde a T=0). Para os períodos de 24h, 15 dias, 1 mês e 2 meses as curvas afastam-se da curva do ensaio de tracção, resultando numa diminuição de rigidez do geossintético com o tempo.

Para a GGR as curvas carga-extensão obtidas para os diferentes períodos (1min, 24h, 15dias, 1 mês e 2 meses) são mais próximas da curva carga-extensão obtida do ensaio de tracção. O que reforça o menor efeito de fluência deste material comparativamente ao geotêxtil tecido GTX.

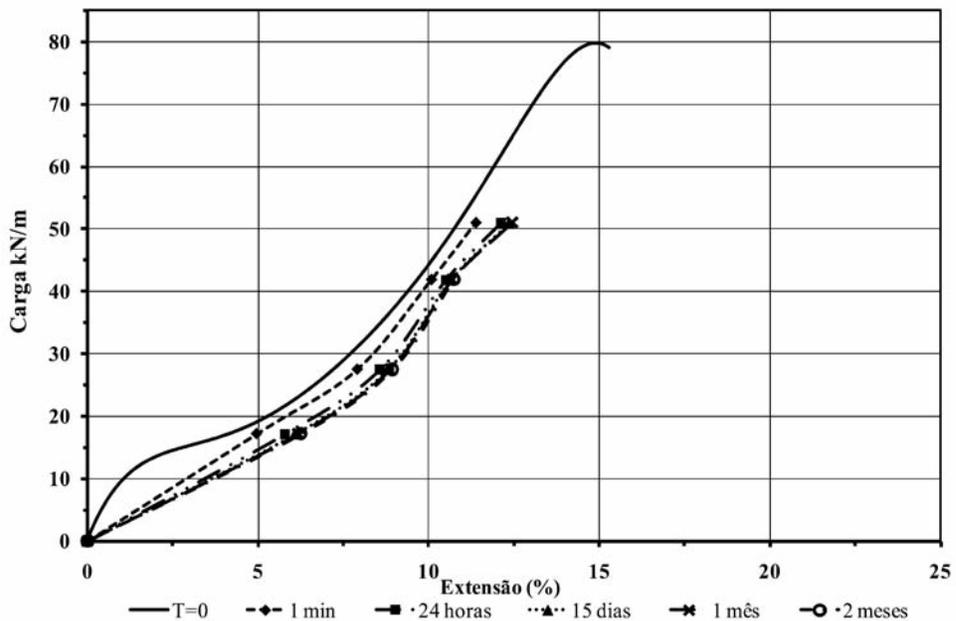


Fig. 23 – Curva isócronas carga-extensão da geogrelha.

6 – CONCLUSÃO

Neste trabalho foi apresentado o equipamento desenvolvido na FEUP para realizar ensaios laboratoriais de fluência e rotura em fluência de geossintéticos de acordo com a norma EN ISO 13431 (1999).

Foram estudados dois geossintéticos com estruturas diferentes: um geotêxtil tecido em polipropileno e uma geogrelha tecida biaxial em poliéster.

Com base nos resultados obtidos é possível formular as seguintes conclusões:

- As propriedades mecânicas dos geossintéticos sofrem alterações com o tempo.
- O efeito de rotura em fluência é maior no geotêxtil tecido GTX do que na geogrelha tecida GGR. De facto, dos resultados disponíveis estima-se que após 30 anos de serviço sob carga constante, o GTX, sofreria rotura e a carga correspondente seria de 49,7% da resistência à tracção do geossintético, para a GGR, a rotura ocorreria para 60,32% da resistência à tracção. O que corresponde a valores do coeficiente de redução de 1,74 para o geotêxtil tecido GTX e de 1,47 para a geogrelha tecida GGR.
- Nos ensaios de fluência, as deformações associadas a níveis de carga mais elevados são mais significativas. A taxa de deformação do GTX aumenta antes de o material sofrer rotura, antecipando a rotura do provete. Nos provetes com níveis de carga baixos a taxa de deformação é constante ao longo do logaritmo do tempo. Para a GGR e para qualquer nível de carga aplicada, a taxa de deformação é sempre constante ao longo do logaritmo do tempo. De referir

que, nenhum provete deste material, sofreu rotura até ao dois meses (período em que os ensaios de fluência foram terminados). No entanto, de referir, que para tempos de ensaio superior poderá ocorrer a rotura do provete.

- A taxa de deformação na escala logarítmica do tempo é maior no GTX do que na GGR, trazendo, mais uma vez, o maior efeito de fluência no geotêxtil tecido GTX do que na geogrelha tecida GGR.
- A síntese destes resultados pode ser feita através das curvas isócronas carga-extensão, que representam o comportamento mecânico do material num dado instante (do seu tempo de vida útil).

É de salientar uma vez mais que, apesar da facilidade com que se podem fazer aproximações aos resultados e extrapolações, é fundamental utilizá-las com prudência. Assim, deve haver sempre sentido crítico e bom senso na sua utilização e, sempre que possível, deve ser procurada informação relativa a geossintéticos similares.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro do CEC (Centro de Estudos da Construção) da FEUP e da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), projecto de investigação: PTDC/ECM/67547/2006.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

EN ISO 13431 (1999). “Geotextiles and geotextile-related products – Determination of tensile creep and tensile creep rupture behaviour”.

ISO 554 (1976). “Standard Atmospheres for Conditioning and/or Testing – Specifications”.

NP EN ISO 10319 (2006). “Geotêxteis – Ensaio de tracção em tiras largas”.

Allen, T. M. e Bathurst, R. J., (1996). “Combined allowable strength reduction factor for geosynthetic creep and installation damage”, *Geosynthetics International*, Vol. 3, No 3, pp. 407-439.

Crawford, R. J. (1998). “Plastics Engineering”, Butterworth-Heinemann, Oxford, 3ª edição, p. 505.

Greenwood, J. H. e Friday, A. (2003). “Seminar on Predicting a 100 year lifetime for Geosynthetics”, *Proceedings of the seminar, ERA Technology, Leatherhead, Surrey, UK*.

Holtz, R. D., Christopher, B. R. e Berg, R. R. (1998). “Geosynthetic design and construction guidelines”, National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D. C., report FHWA-HI-95-038, revisto em 1998, p. 394.

Kay, D., Blond, E. e Mlynarek, J. (2004). “Geosynthetics durability: a polymer chemistry issue”, *57th Canadian Geotechnical Congress, GeoQuébec 2004, Session 4D*, pp.1-14.

Lopes, M. L. (1992). “Muros reforçados com geossintéticos” *Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, F.E.U.P., Porto*.

Miller, E. (1996). “Introduction to plastics and composites”, ed. Marcel Dekker, Inc, New York, USA, p. 434.

Müller-Rochholz, J. (1997). “Practicalities of measurement of creep and stress-rupture”, *Seminar volume on creep and assessment of geosynthetics, December 1997, ERA Technology, Leatherhead, U.K.*, pp. 1.1-1.12.

- Müller-Rochholz, J. e Koslowski, C. (1996). “Creep prediction”, Proceedings of the 1st European Conference on Geosynthetics, EuroGeo1, Maastricht, The Netherlands, pp. 1027-1030.
- Pinho-Lopes, M., Lopes, M. L. (2003). “Um Equipamento para Realização de Ensaios Laboratoriais de Danificação durante a Instalação de Geossintéticos”, Revista Geotecnia, Julho de 2003, nº 98, pp. 7-24.
- Pinho-Lopes, M.J.F. (2006). “Estudo dos coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão de solos e de estabilização de maciços com geossintéticos”, Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, F.E.U.P., Porto.
- Rolin, A. (2004). “Long term performance of geotextiles”, 57th Canadian Geotechnical Congress, GeoQuébec 2004, Session 4D, pp.15-20.
- Sawicki, A. (2000). “Mechanics of reinforced soil”, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, Netherlands, p. 195.

AVALIAÇÃO DA EFETIVIDADE DO ENCAPSULAMENTO DE UM SOLO CONTAMINADO POR BORRA OLEOSA ÁCIDA

Evaluation of the encapsulation effectiveness of a oily sludge contaminated soil

José Waldomiro Jiménez Rojas

Karla Salvagni Heineck

Nilo Cesar Consoli

RESUMO – A avaliação da efetividade da técnica de encapsulamento de um solo contaminado consistiu na realização de estudos pré e pós-tratamento, analisando fisicamente o solo contaminado através de ensaios de resistência à compressão simples, durabilidade e condutividade hidráulica. Devido ao despreendimento de calor detectado no momento das misturas de solo/cimento e o resíduo borra oleosa ácida, foram realizados ensaios para o monitoramento do tempo de hidratação da mistura solo/cimento. Os resultados apontam que quanto maior a quantidade de resíduo oleoso presente no solo tratado para uma mesma quantidade de cimento Portland, maior é a temperatura de hidratação do cimento, mais rápido o despreendimento de calor, menor a resistência à compressão simples e maior a perda de massa.

PALAVRAS CHAVE – Encapsulamento, Comportamento Físico, Solo Contaminado.

SYNOPSIS – The evaluation of the encapsulation effectiveness of a contaminated soil consisted of studies pre and post-treatment, in which the soil was physically analyzed through geotechnical characterization, compaction, unconfined compressive strength, durability and hydraulic conductivity tests. Due to the high temperatures detected during the soil/cement and the acid oily sludge mixing, tests were carried out to measure the temperature and the hydration rate of the cement. The results showed that the greater the amount of acid oily sludge in the treated soil, the higher the cement hydration temperature and the faster it reaches the maximum peak, which results in lower unconfined compressive strength values and greater mass loss.

KEY WORDS – Contaminated Soils, Encapsulation, Physical Behavior.

1 – INTRODUÇÃO

A indústria do petróleo é a responsável pela geração de grandes quantidades de resíduos oleosos e viscosos. Estes resíduos, quando mal gerenciados resultam na degradação ambiental, com contaminação do solo e das águas superficiais e subterrâneas.

A tecnologia de solidificação/estabilização ou encapsulamento vem-se tornando uma importante alternativa para o tratamento e a disposição de resíduos perigosos e controle de áreas conta-

* Doutorando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil. jose.rojas@ufrgs.br

** Professora, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil. karla@ppgec.ufrgs.br

*** Professor, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil. consoli@ufrgs.br

minadas, pois provê o melhoramento das características físicas e toxicológicas do resíduo e/ou solo, facilitando o seu gerenciamento de forma segura e eficaz. Além disso, o custo do processo de solidificação/estabilização tem sido considerado baixo em relação a outras técnicas de tratamento, fator este que tem impulsionado o desenvolvimento desta tecnologia nos últimos anos.

Para a U.S. Army Corps of Engineers (USACE, 1995), após a aplicação da técnica de encapsulamento alguns ensaios tornam-se necessários para a análise da efetividade do método, os quais consistem em análises químicas e físicas do composto tratado. As análises químicas são realizadas com base em ensaios de lixiviação e extração química. Fisicamente, são realizadas análises de compactação, resistência à compressão simples, condutividade hidráulica, durabilidade, entre outros.

Uma das principais vantagens da técnica de solidificação/estabilização é a transformação de um solo contaminado num novo material com elevada resistência. Conforme LaGrega *et al.* (2001), os ensaios de resistência à compressão simples para avaliar a eficácia da técnica de solidificação/estabilização são aplicados e difundidos como padrão internacional. O autor destaca ainda que a resistência à compressão simples, medida em poucos dias, não é capaz de prever o comportamento a longo prazo de amostras encapsuladas, portanto deve-se considerar a durabilidade do composto tratado, como também a forma e com que facilidade os líquidos percolaram pelas amostras.

Este artigo tem como objetivo avaliar a efetividade do encapsulamento, ou seja, investigar o comportamento físico de amostras de solo/cimento contaminadas por um resíduo oleoso industrial através de ensaios de resistência a compressão simples, durabilidade e condutividade hidráulica. Pretende-se, além disto, realizar o monitoramento da temperatura de hidratação do cimento das misturas de solo/cimento e solo/cimento/contaminante e correlacioná-las com o comportamento físico das amostras encapsuladas.

2 – SOLIDIFICAÇÃO/ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS CONTAMINADOS

A técnica de solidificação/estabilização é um estágio de pré-tratamento, pelo qual os constituintes perigosos de um resíduo ou solo contaminado são transformados e mantidos em suas formas menos solúveis ou tóxicas. Conforme Li *et al.* (2001), a técnica de encapsulamento é extensamente usada porque pode oferecer garantia de estabilização química de muitos contaminantes e produzir uma forma mecanicamente estável do resíduo.

Para Stergemann e Buenfeld (2002), o encapsulamento com cimento Portland ou outro agente cimentante hidráulico é geralmente sugerido como melhor tratamento para rejeitos que não podem ser eliminados ou reciclados. Mayers & Eappi (1992) destacam que a utilização de materiais cimentícios tem sido usada há décadas no tratamento final para a disposição de rejeitos químicos e radiativos.

Segundo Wiles (1987) a técnica de encapsulamento de contaminantes tem por objetivo produzir um estrado solidificado, diminuindo a área superficial e limitando a solubilidade e a transferência do contaminante quando exposto a um fluido lixiviante. O encapsulamento se dá por micro e macroencapsulamento, sendo que o primeiro é definido como um aglomerado de partículas já microencapsuladas, e o segundo como sendo o envolvimento das partículas unitárias do contaminante. Schwarz e Krizek (2006) verificou a influência da adição de gasolina no comportamento de um solo arenoso cimentado e não cimentado através de ensaios de resistência à compressão simples. Concluiu que a resistência é dependente da água, relação do cimento, porcentagem de contaminante e duração do tempo de cura. Os autores citam que a saturação do solo tem grande influência nos valores de resistência.

Para Klich *et al.* (1999) a técnica de encapsulamento, utilizando materiais cimentícios, é vulnerável as mesmas degradações físicas e químicas presentes no concreto. A composição química e mineralógica, bem como o agente cimentante e o tipo de contaminante são fatores dos quais depende a durabilidade do método de encapsulamento.

A durabilidade de misturas cimentadas é determinada, em laboratório, através da perda de peso e/ou resistência decorrente da aplicação de ciclos de molhagem e secagem ou congelamento e degelo (regiões de clima frio), com o objetivo de simular da melhor forma possível as condições de campo (Lovato, 2004).

Pollard *et al.* (1991) destacam que inúmeras pesquisas mostram que os resíduos orgânicos podem apresentar efeitos prejudiciais na hidratação de materiais cimentícios e pozolânicos. Os autores afirmam que mesmo em baixas concentrações, os resíduos orgânicos podem produzir mudanças micro e macroestruturais significativas nas propriedades de hidratação do cimento. Neste mesmo contexto Knop (2003) relata que a resistência à compressão simples de um solo contaminado com cimento Portland diminui conforme aumenta a quantidade de óleo diesel. Segundo o autor, este comportamento demonstra que a presença de um contaminante orgânico altera o processo de hidratação do cimento, podendo até mesmo inibir a hidratação.

Lemos (2006) monitorou o calor de hidratação do cimento, porém os ensaios tiveram por objetivo avaliar a influência de substâncias agressivas na temperatura de cura e conseqüentemente, na obtenção de resistência do cimento mediante contaminação. O autor destaca que logo que o cimento foi acrescentado ao ácido sulfúrico, a mistura atingiu altas temperaturas em um pequeno intervalo de tempo. O calor de hidratação, resultante das reações exotérmicas, pode ser um problema, resultando em uma rápida liberação de calor, gerando fissuras que possivelmente alteraram o comportamento físico de um solo cimentado.

3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental compreendeu ensaios de resistência à compressão simples, durabilidade, condutividade hidráulica e monitoramento da temperatura de hidratação.

Segundo Ibáñez *et al.* (1998), a tecnologia de solidificação/estabilização consiste em misturar quantidades variadas de agentes cimentantes em um contaminante específico. A definição da dosagem dos materiais utilizados nas misturas está baseada em valores publicados na literatura, portanto, foram adotados 10% e 20% de cimento em relação ao peso dos sólidos na densidade máxima seca obtida pelas curvas de compactação, com energia Proctor normal, realizados para o solo natural, solo/cimento e solo/cimento/borra oleosa ácida. Para cada teor de cimento foram adotadas crescentes combinações de borra oleosa ácida nas quantidades de 0%, 2%, 4% e 6% em relação ao peso do solo, sendo que a umidade da borra oleosa ácida (4,5% de umidade a 60°C) foi descontada da umidade ótima de compactação, para fins de controle de umidade das amostras.

3.1 – Materiais utilizados

a) Solo

O solo utilizado nesta pesquisa é proveniente da região metropolitana de Porto Alegre, o local de coleta está situado na província geomorfológica denominada Depressão Periférica, cuja litologia é caracterizada pela presença de rochas sedimentares pertencentes à Bacia do Paraná.

O solo é constituído predominantemente por fração siltosa, com 43% (0,002 a 0,075mm) de sua composição total, além de 22% de argila (< 0,002mm) e 35% de areia (> 0,075mm). O solo possui limite de liquidez (LL) de 21%, limite de plasticidade (LP) de 17%, índice de plasticidade (IP) de 4% e massa específica real dos grãos (Gs) de 2,72.

Pelo método HRB - *Highway Research Board* o solo é classificado como siltoso não plástico ou moderadamente plástico. Pelo método da classificação unificada, USCS - *Unified Soil Classification System*, o solo apresenta-se como um silte de baixa compressibilidade.

Os ensaios de compactação com energia Proctor normal foram realizados para determinar a umidade ótima e o peso específico máximo seco de compactação, os quais foram utilizados como parâmetros para a moldagem dos corpos-de-prova nos variados ensaios desta pesquisa. Foram realizados ensaios para dois teores de cimento, 10% e 20% sobre o peso do solo e crescentes quantidades de contaminante. As curvas de compactação são apresentadas pelas Figuras 1 (a) e (b).

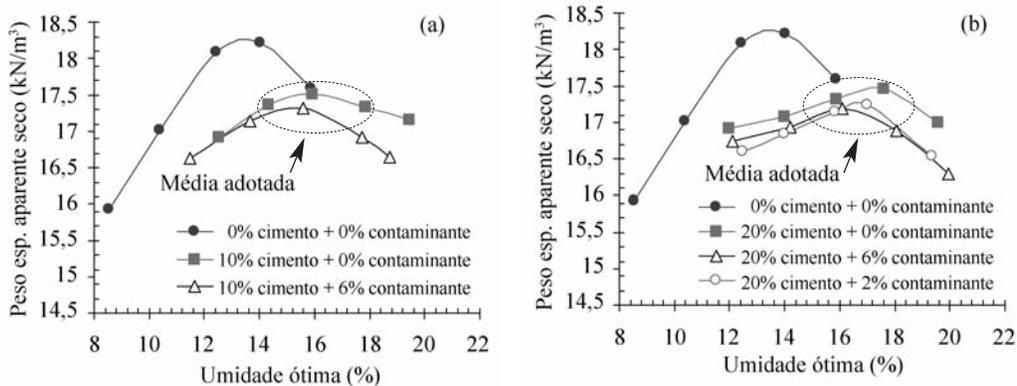


Fig. 1 – Curvas de compactação do solo natural, (a) 10% de cimento (b) 20% de cimento.

Os resultados tanto de umidade ótima quanto de peso específico máximo seco, em amostras cimentadas, estão muito próximos. Em função disso, optou-se em utilizar a média dos resultados obtidos nas curvas de compactação de solo/cimento e solo/cimento/contaminante como parâmetro de moldagem dos corpos-de-prova contaminados e encapsulados.

Para a amostra natural do solo a umidade ótima obtida foi de 13,5% e o peso específico de 18,25 kN/m³. Com a adição de 10% de cimento, na mistura de solo natural e solo contaminante, a média da umidade ótima é de 15,73% e a média dos pesos específicos é de 15,73%. Já para 20% de cimento, adicionados no solo natural e solo contaminado, obteve-se uma umidade ótima média de 16,82% e um peso específico médio de 17,31kN/m³.

b) Cimento

Como agente cimentante para o encapsulamento do solo contaminado, adotou-se o cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI). O desenvolvimento da alta resistência inicial é conseguido pela utilização de uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, bem como pela moagem mais fina do cimento, de modo que, ao reagir com a água, ele adquire elevadas resistências, com maior velocidade, otimizando a execução do programa experimental.

c) Água

Para os ensaios de condutividade hidráulica foi utilizada água destilada, tanto para moldagem como também para fluido percolante. Para os ensaios de resistência à compressão simples, durabilidade e demais ensaios de caracterização foi utilizada a água disponível na rede pública de abastecimento.

d) Borra oleosa ácida

O contaminante utilizado nesta pesquisa é o resíduo, denominado borra oleosa ácida, oriundo de uma refinaria que realiza o re-processamento de óleos lubrificantes usados, utilizados em veículos automotores. O resíduo apresenta variabilidade quanto a sua composição devido às características da matéria prima utilizada e outros fatores inerentes ao processo de refino.

O óleo usado recebido na indústria sofre um pré-aquecimento, onde parte das frações leves e da água nele contido é removida. Após este processo, o óleo passa por um filtro de malha grossa para a remoção de partículas grosseiras e segue para a etapa de desidratação e craqueamento térmico, para a remoção das frações leves e da água.

O óleo desidratado é resfriado até uma temperatura de aproximadamente 40°C e é tratado com ácido sulfúrico concentrado (98%), numa proporção que varia de 3% a 4% do volume de óleo utilizado no processo. O óleo tratado com ácido passa por um processo de decantação, que é aplicado para a separação das frações pesadas. Deste processo, ocorre a formação da borra oleosa ácida.

3.2 – Equipamentos

Os ensaios para a determinação da condutividade hidráulica, segundo a ASTM D 5084 (1990), foram realizados no equipamento permeômetro de parede flexível. A descrição detalhada deste equipamento encontra-se em Cruz (2004).

Para representar o equipamento, utilizado para o monitoramento da temperatura de hidratação do cimento e das misturas de cimento, solo e contaminante, descrito pela norma NBR 12006 (1990) - Garrafa de Langavant -, utilizou-se uma caixa térmica revestida internamente com manta impermeabilizante e lã de vidro. Este equipamento permitiu a coleta de dados a cada dois segundos por 24 horas. Detalhes do equipamento encontram-se descritos em Rojas (2007).

3.3 – Métodos

3.3.1 – Caracterização do solo e Compactação

A análise granulométrica do solo foi realizada por peneiramento e sedimentação seguindo o procedimento proposto na NBR 7181 (ABNT, 1984). Como agente defloculante foi utilizada a solução de hexametáfosfato de sódio. O limite de liquidez e o limite de plasticidade foram determinados segundo a NBR 6459 (ABNT, 1984) e a NBR 7180 (ABNT, 1984), respectivamente. A massa específica real dos grãos foi determinada conforme o procedimento proposto pela NBR 6508 (ABNT, 1984). Os ensaios de compactação foram realizados segundo a norma NBR 7182 (ABNT, 1986).

3.3.2 – Preparação das amostras

A mistura foi realizada pela seguinte ordem: [(solo + cimento) + borra oleosa ácida] + água. Após a mistura, as amostras foram compactadas em três camadas estáticas no interior de um molde metálico tri-partido devidamente lubrificado, de 10,0 cm de altura e 5,0 cm de diâmetro. Foram aceitos os corpos-de-prova com $10,0 \pm 0,2$ cm de altura e $5,0 \pm 0,2$ cm de diâmetro. O controle da densidade foi realizado monitorando a altura e o peso de cada camada. Ao final desta etapa uma amostra de material era retirada para o controle da umidade. A cura dos corpos-de-prova foi de 7 dias para todos os ensaios realizados, fora de câmara úmida e dentro de sacos plásticos em local de temperatura constante.

3.3.3 – Monitoramento da temperatura de hidratação

Com o propósito de verificar a influência do contaminante borra oleosa ácida sobre as reações exotérmicas de hidratação do cimento, foram realizados ensaios em amostras de solo/cimento/contaminante/água na mesma proporção utilizada na moldagem dos corpos-de-prova de resistência à compressão simples, durabilidade e condutividade hidráulica.

A amostra, depois de homogeneizada, foi acondicionada dentro de um frasco de vidro e armazenada em uma caixa térmica. As coletas dos dados de temperatura foram realizadas através de um termopar (tipo “K”) previamente introduzido na mistura. As leituras e os registros das temperaturas foram efetuados com auxílio de um multímetro com cabo de interface RS-232 o qual fazia a comunicação com o software de aquisição de dados.

3.3.4 – Ensaios de resistência à compressão simples

Os ensaios de resistência à compressão simples seguiram os procedimentos das normas NBR 12770 (ABNT, 1992) e NBR 12025 (ABNT, 1990). As amostras foram moldadas em triplicata para cada dosagem, sendo admitidos os valores de tensão de ruptura de $\pm 10\%$ da média. Antes do rompimento, os corpos-de-prova foram imersos em água por um período de 4 horas. A velocidade de deformação utilizada é de 1,14mm/min.

3.3.5 – Durabilidade

Os procedimentos adotados para a realização dos ensaios de durabilidade foram baseados na norma NBR 13554 (ABNT, 1996). Foram moldados dois corpos-de-prova para cada dosagem, identificados como n° 1 e n° 2 e a referida dosagem.

Ao final da cura as duas amostras foram imersas em água durante 5 horas e retiradas. Os dois corpos-de-prova foram então colocados em estufa a uma temperatura de $71 \pm 2^\circ\text{C}$ por 42 horas. Retiradas da estufa as amostras foram submetidas ao escovamento com uma escova de tiras de chapa de aço, descrita pela NBR 13554 (ABNT, 1996). A escova foi aplicada com seu eixo longitudinal paralelo ao eixo longitudinal do corpo-de-prova e paralelo as suas bases, de maneira tal que foi possível cobrir toda a superfície do corpo-de-prova.

Foram aplicadas 20 escovadas enérgicas (aproximadamente 15N) a fim de cobrir toda a superfície lateral do corpo-de-prova e 4 para cada uma das bases. O ciclo de 48 horas de molhagem e secagem foi repetido por mais 5 vezes. Após os 6 ciclos, as amostras foram levadas à estufa, a uma temperatura entre 105°C e 110°C até atingir massa constante.

3.3.6 – Condutividade hidráulica

Os ensaios de condutividade hidráulica basearam-se nas recomendações da norma ASTM D 5084 (1990): Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter. Todos os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados com tensões efetivas médias de 100 kPa e com gradiente hidráulico constante de aproximadamente 10, conforme ASTM D 5084 (1990).

O gradiente hidráulico foi aplicado no corpo-de-prova através do incremento de tensão no topo da amostra e da diminuição, de mesma magnitude (carga hidráulica), em sua base, registrada pelos transdutores eletrônicos de pressão. Baseando-se na medição do volume de água que entra e que sai da amostra (vazão), através de tubos graduados conectados aos acumuladores de entrada e saída de água e o tempo total de ensaio, calculou-se o coeficiente de condutividade hidráulica, de acordo com a lei de Darcy.

Considerando que a variação do volume de água dentro dos acumuladores é muito pequena e as tensões aplicadas relativamente altas, assumiu-se que a variação na carga hidráulica era desprezível. Como resultado, o teste foi considerado como um teste de carga constante.

4 – RESULTADOS

4.1 – Monitoramento da temperatura de hidratação

A partir da constatação do calor gerado no momento das misturas de solo, borra oleosa ácida, cimento e água para a moldagem dos corpos-de-prova de resistência à compressão simples, durabilidade e condutividade hidráulica, decidiu-se monitorar a temperatura de hidratação das misturas de solo/cimento/ e solo/cimento/contaminante.

Os resultados do teste de hidratação tornam-se importantes, pois auxiliam na previsão de como será a cura do cimento, dando uma indicação da possível qualidade do material cimentado.

Na Figura 2 tem-se a evolução da temperatura das misturas de solo com 10% (a) e 20% (b) de cimento para crescentes quantidades de borra oleosa ácida. Logo que a borra oleosa ácida foi acrescentada ao cimento a mistura apresentou um acréscimo de temperaturas em um pequeno intervalo de tempo, tendo aquecido inclusive o recipiente onde a mesma foi realizada, gerando forte odor.

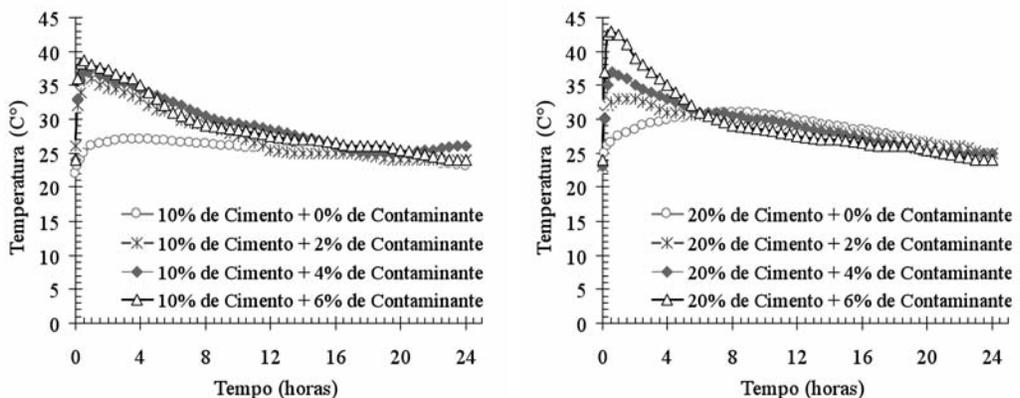


Fig. 2 – Evolução da temperatura ao longo do tempo nas misturas de solo com 10% (a) e 20% (b) de cimento para 0, 2, 4 e 6% de borra oleosa ácida.

Neville (1997) destaca que não é necessariamente a quantidade de calor de hidratação que preocupa, mas sim a velocidade com que esse calor se desprende. Desse modo, os resultados estão apresentados em gráficos de tempo versus temperatura.

A partir do comportamento das curvas ilustradas na Figura 2, verifica-se que as misturas de solo/cimento/borra oleosa ácida apresentam um tempo praticamente igual para atingir o pico máximo de temperatura, não importando a quantidade de contaminante e o teor de cimento.

4.2 – Análise do comportamento físico

4.2.1 – Resistência à compressão simples

A Figura 3 ilustra o comportamento da resistência à compressão simples, aos 7 dias de cura, com imersão em água dos corpos-de-prova quatro horas antes da ruptura, para as variadas quantidades de cimento e crescentes quantidades de borra oleosa ácida, presente no solo.

Para os corpos-de-prova não cimentados e contaminados com 2%, 4% e 6% de borra oleosa ácida verifica-se um ligeiro aumento de resistência à compressão simples, ou seja, quanto maior a quantidade de borra oleosa ácida maior a resistência dos corpos-de-prova. Possivelmente, o ganho de resistência das amostras contaminadas está relacionado com as características físicas da borra

oleosa ácida, ou seja, a borra está trabalhando como um agente estabilizante, devido principalmente à sua viscosidade e similaridade a materiais betuminosos, conferindo coesão e resistência às misturas de solo e borra oleosa ácida.

Segundo os resultados verificou-se que quanto maior for a quantidade de borra oleosa ácida nos corpos-de-prova encapsulados, gradativamente menor é a resistência. Um dos motivos desta perda de resistência possivelmente é a coesão ou aglutinação adquirida com a borra oleosa ácida, a qual poderá criar uma película ao redor dos grãos do solo e do cimento.

Outro motivo da perda de resistência pode estar relacionado com o elevado calor liberado pela hidratação do cimento nos minutos iniciais da mistura, podendo levar ao aparecimento de fissuras de origem térmica, produzindo uma estrutura fisicamente mais pobre.

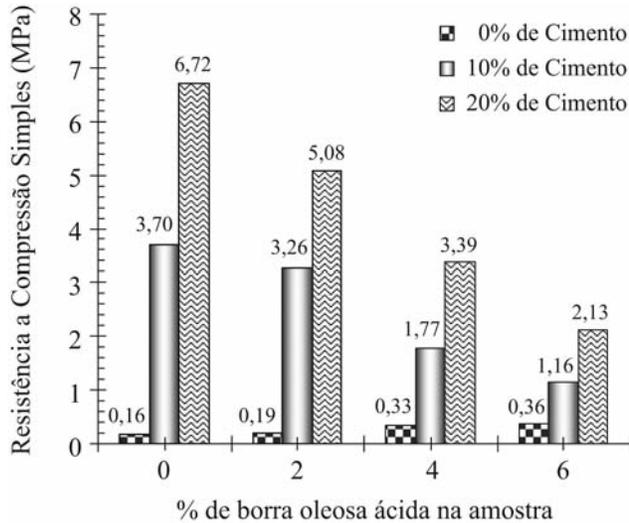


Fig. 3 – Resistência à compressão simples das variadas misturas de solo/cimento e solo/cimento/borra oleosa ácida.

4.2.2 – Durabilidade

A Figura 4 apresenta os resultados dos ensaios de perda de massa por ciclos de molhagem, secagem e escovamento em corpos-de-prova encapsulados com 10% e 20% de cimento para as combinações de 0%, 2%, 4% e 6% de borra oleosa ácida.

Os resultados obtidos demonstram que o aumento de borra oleosa ácida nas amostras encapsuladas fez com que houvesse uma crescente perda de massa, tanto para amostras com 10% de cimento como para as amostras estabilizadas com 20% de cimento. Porém, nas amostras encapsuladas com 10% de cimento e contaminadas com 6% de borra oleosa ácida a perda de massa é mais pronunciada, apresentando resultado de aproximadamente 10%, enquanto que para todas as demais amostras, não importando a quantidade de contaminante e de cimento, a perda de massa não foi superior a 5,35%.

Devido à falta de limites balizadores para o ensaio de durabilidade por molhagem, secagem e escovamento proposto pela NBR 13554 (ABNT, 1996) foram utilizados os limites estabelecidos por De la Fuente (1995) e ASTM 559 (1996), os quais estabelecem como boa durabilidade perda de massa inferior a 10% para 12 ciclos de molhagem, secagem e escovamento. Porém o ensaio proposto pela norma brasileira assume 6 ciclos de molhagem, secagem e escovamento.

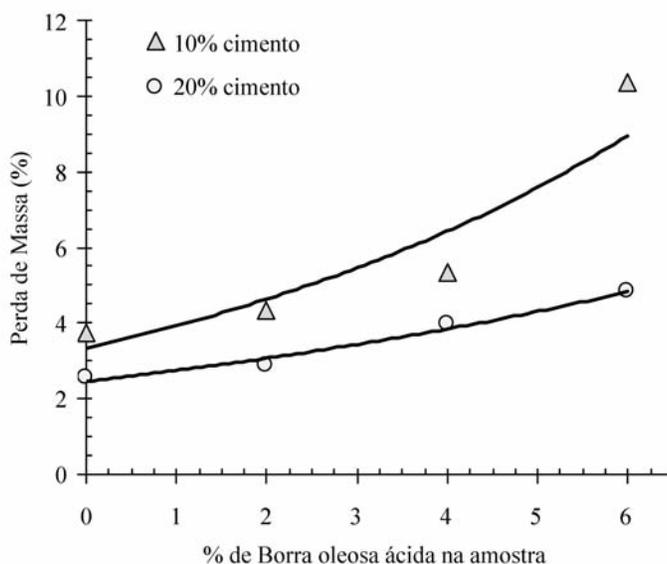


Fig. 4 – Perda de massa em relação à porcentagem de borra oleosa ácida e cimento nas amostras.

Para os corpos-de-prova encapsulados com 10% de cimento contendo 0% e 2% de borra oleosa ácida, percebe-se que a durabilidade por perda de massa encontra-se abaixo do limite de 10%, e se comparado, proporcionalmente, o número de ciclos com a metade do limite estabelecido, estas amostras atestariam boa durabilidade. Já para amostras com a mesma quantidade cimento, porém, quantidades maiores de borra oleosa ácida, os resultados apontam uma perda de massa maior, sendo que para 6% de contaminante, com 6 ciclos, a perda de massa extrapolaria o limite máximo, sendo considerado um material de baixa durabilidade.

Nos corpos-de-prova contendo 20% de cimento e contaminado com crescentes quantidades de borra oleosa ácida observa-se que todos os resultados de perda de massa estão abaixo de 5%. Neste caso, comparando os resultados obtidos através da NBR 13554 (ABNT, 1996) com os limites da ASTM 559 (1996), estas amostras atestam boa durabilidade.

4.2.3 – Condutividade hidráulica

Os resultados obtidos nos ensaios de condutividade hidráulica estão apresentados na Figura 5. Verifica-se que para 0% de cimento a condutividade hidráulica diminui para crescentes quantidades de contaminante, o mesmo ocorre para amostras encapsuladas com 10% e 20% de cimento, porém para quantidades de 2% e 4% de borra oleosa ácida. Este comportamento é devido, possivelmente, à viscosidade da borra oleosa ácida, através do simples bloqueio dos poros das amostras, impedindo o fluxo de água.

Para os teores de 10% e 20% de cimento observou-se um padrão de comportamento onde inicialmente a condutividade hidráulica decresce e posteriormente volta a aumentar para crescentes quantidades de borra oleosa ácida. Em amostras com 4% de borra oleosa ácida e encapsulada com 10% de cimento a condutividade hidráulica teve uma ligeira diminuição quando comparada à amostra cimentada e não contaminada, passando de $1,10 \times 10^{-6}$ cm/s para $4,98 \times 10^{-7}$ cm/s. Já para amostras com 6% de borra oleosa ácida a condutividade hidráulica voltou a aumentar.

Para amostras encapsuladas com 20% de cimento verificou-se uma queda inicial de condutividade hidráulica quando comparada à amostra não contaminada. Porém, com 4% e 6% de borra oleosa ácida a condutividade hidráulica tornou a aumentar, chegando a $2,12 \times 10^{-6}$ cm/s. Vale

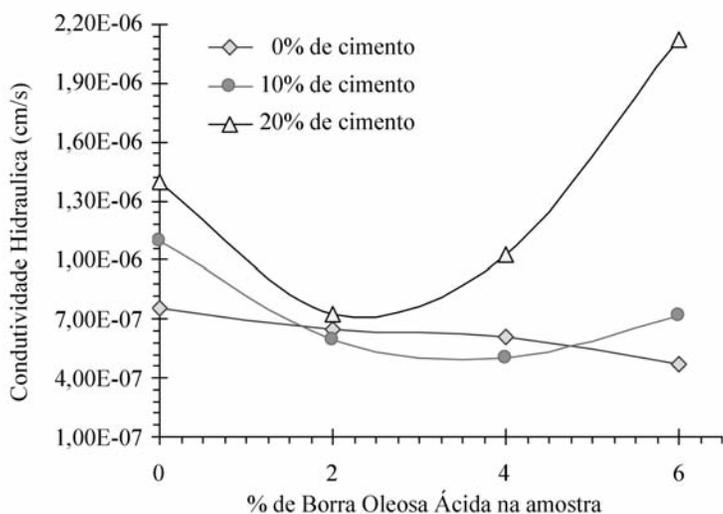


Fig. 5 – Condutividade hidráulica de amostras contaminadas e tratadas com cimento Portland.

ressaltar que o calor de hidratação da mistura solo/cimento/borra oleosa ácida, constatado taticamente na moldagem dos corpos-de-prova e detectado através do monitoramento da temperatura de hidratação do cimento, possivelmente favorece o aumento da condutividade hidráulica.

Segundo Lemos (2006), uma hidratação inicial rápida, aparentemente, forma produtos com uma estrutura fisicamente mais pobre, provavelmente mais porosa, de modo que uma fração dos poros permanecerá sempre não preenchida. Deste modo, o desprendimento de energia acelerado também poderá criar fissuras internas nos corpos-de-prova, favorecendo a percolação da água.

4.3 – Correlação dos resultados quanto ao comportamento físico

Na Figura 6 são apresentados os resultados obtidos para a relação de resistência à compressão simples versus a perda de massa por ciclos de molhagem, secagem e escovamento para amostras de solo/cimento e solo contaminado com crescentes quantidades de borra oleosa ácida, encapsulados com 10% e 20% de cimento.

Observa-se que o aumento de borra oleosa ácida, não importando a quantidade de cimento, gera uma diminuição da resistência a compressão simples e um aumento na perda de massa. Quando analisado em função do teor de cimento, de forma esperada, nota-se que a perda de massa e perda de resistência ocorre em maior grau para as amostras com menor teor de cimento.

Os resultados obtidos para a resistência à compressão simples versus condutividade hidráulica são apresentados na Figura 7.

Analisando em função da mesma quantidade de borra oleosa ácida contida nos corpos-de-prova, porém para crescentes quantidades de cimento, observa-se que o aumento de cimento gera, como esperado, ganho de resistência e ao mesmo tempo uma condutividade hidráulica maior.

Este comportamento é registrado para todos os corpos-de-prova cimentados, porém, algumas amostras, com mesma quantidade de borra oleosa ácida, passam por uma ligeira queda de condutividade hidráulica quando passam do estágio não cimentado para cimentado e logo voltam a aumentar com o aumento de cimento.

Em suma, a maior resistência à compressão simples de amostras com mesma quantidade de contaminante está para a maior condutividade hidráulica e maior quantidade de cimento.

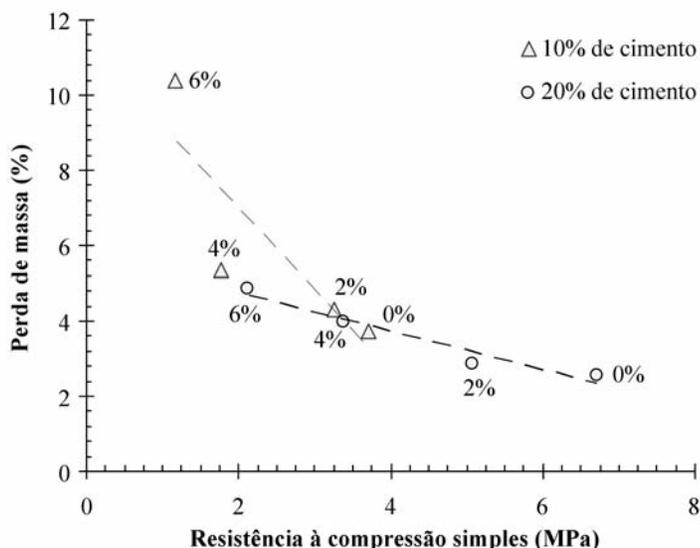


Fig. 6 – Resistência à compressão simples versus perda de massa.

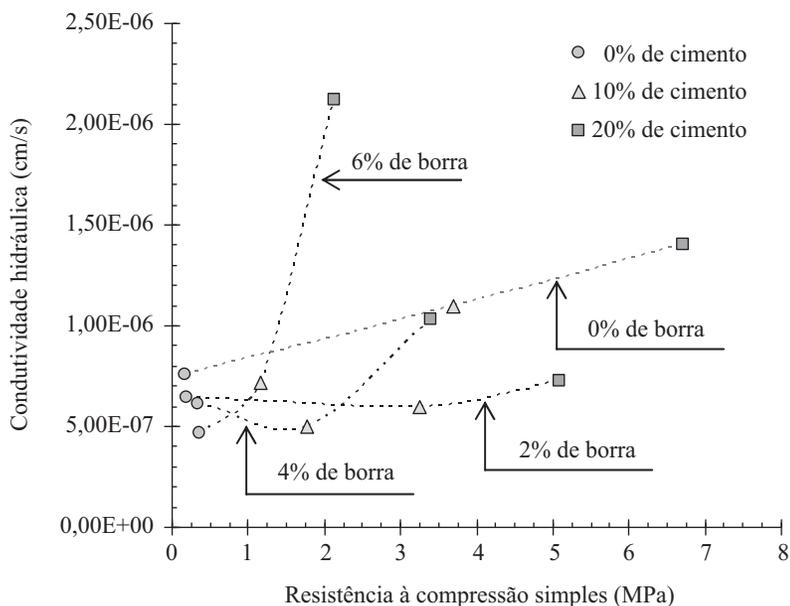


Fig. 7 – Resistência à compressão simples versus condutividade hidráulica.

4.4 – Correlação dos resultados quanto ao comportamento físico versus temperatura de hidratação de hidratação

Na Figura 8 (a) são apresentados os resultados obtidos para a relação entre a resistência à compressão simples versus a temperatura de hidratação para as amostras de solo/cimento e solo contaminado com crescentes quantidades de borra oleosa ácida, encapsulados com cimento.

Analisando a figura citada, percebe-se que a temperatura de hidratação está relacionada com a perda de resistência das amostras encapsuladas, ou seja, quanto mais alta a temperatura menor a resistência à compressão simples, tanto para amostras com 10% de cimento, como para amostras com 20% de cimento.

Vale realçar que para todas as amostras contaminadas e encapsuladas, além das reações exotérmicas provenientes da hidratação do cimento, também há as reações exotérmicas do ácido sulfúrico presente na borra oleosa ácida, o qual libera calor com o contato com água.

A partir do tempo necessário para se obter a temperatura máxima de hidratação do cimento pode-se relacionar o tempo necessário para atingir o pico máximo de temperatura (T°) com a perda de resistência à compressão simples, como pode ser visualizado através da Figura 8 (b). Portanto, constata-se que quanto maior a quantidade de borra oleosa ácida nas amostras, mais rápida a dissipação de calor máximo e menor a resistência.

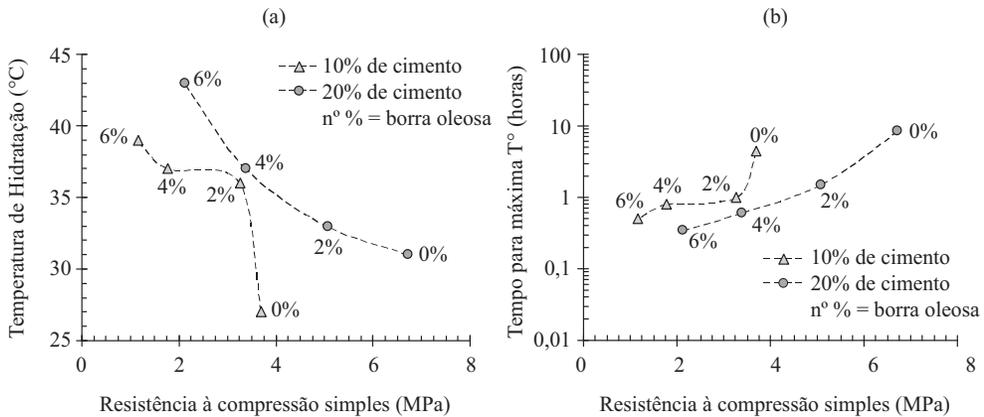


Fig. 8 – (a) Resistência à compressão simples versus temperatura de hidratação. (b) Resistência à compressão simples versus tempo para a máxima temperatura.

Verifica-se, através da Figura 9 (a), que o calor gerado pela hidratação do cimento exerce certa influência na perda de massa dos corpos-de-prova contaminados e encapsulados. Constata-se que quanto maior a quantidade de cimento no solo, contaminado ou não, menor a perda de massa.

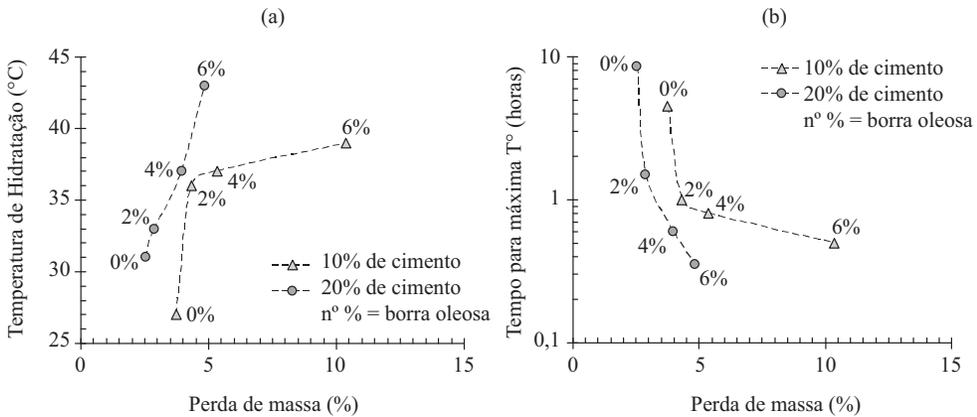


Fig. 9 – (a) Perda de massa versus temperatura de hidratação. (b) Perda de massa versus tempo para a máxima temperatura.

No entanto quanto maior a quantidade de borra oleosa ácida maior a perda de massa. Em relação ao calor de hidratação é possível observar que quanto mais elevada a temperatura do composto solo/cimento/borra/água maior a perda de massa, não importando a quantidade de cimento.

Na Figura 9 (b) é possível observar a influência do tempo de hidratação sobre a perda de massa do solo contaminado e encapsulado. Os resultados levam a afirmar que quanto maior o tempo necessário para o desprendimento ou liberação total de calor, melhor será a condição dos corpos-de-prova encapsulados. Este fato é facilmente visualizado na Figura 9 (b), onde percebe-se que quanto maior o tempo para o auge da temperatura máxima, menor é a perda de massa, ou seja, quanto menor a quantidade de borra oleosa ácida, menor o tempo e menor a perda de massa.

Utilizando os resultados de condutividade hidráulica com a respectiva temperatura de hidratação, pode-se verificar que, inicialmente, há uma diminuição de condutividade hidráulica com o aumento da temperatura em amostras encapsuladas com 10% de cimento, sendo que, para 6% de contaminante a condutividade hidráulica volta a aumentar e a temperatura continua em elevação.

Para amostras encapsuladas com 20% de cimento o comportamento é variável, observa-se um aumento gradual de temperatura e inicialmente uma diminuição de condutividade para 2% de borra oleosa ácida, voltando a aumentar com a crescente quantidade de cimento. Estes comportamentos estão apresentados na Figura 10 (a).

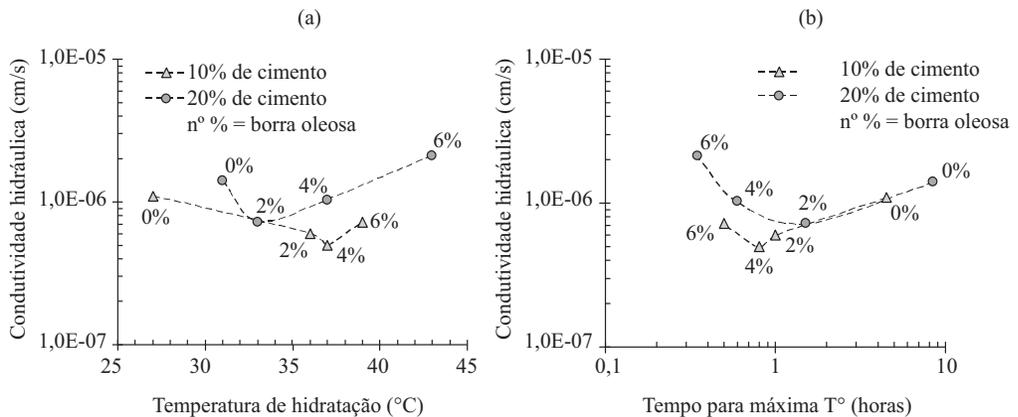


Fig. 10 – (a) Temperatura de hidratação versus condutividade hidráulica. (b) Tempo para a máxima temperatura versus condutividade hidráulica.

Quanto ao tempo necessário para a obtenção do pico máximo de temperatura (T°), percebe-se que para os dois teores de cimento estudados o comportamento é o mesmo, a condutividade hidráulica inicialmente decresce, diminuindo também o tempo para a obtenção da temperatura máxima. Com o aumento de borra oleosa ácida, nas amostras com 20% de cimento, percebe-se o menor tempo de espera para a máxima temperatura e a maior condutividade hidráulica entre todas as amostras analisadas, como visto na Figura 10 (b).

4.5 – Análise global das correlações

O comportamento físico, quanto à resistência a compressão simples e durabilidade por perda de massa dos solos encapsulados mostra-se bastante dependente do teor de borra oleosa ácida contida nas amostras de solo. O comportamento é padrão para os ensaios realizados, ou seja, quanto maior a resistência menor a perda de massa, quanto maior a quantidade de cimento mais satisfatório o resultado.

Em termos de resistência à compressão simples, tem-se que um solo encapsulado e contaminado com crescentes quantidades de borra oleosa ácida perde resistência com o aumento da tempe-

ratura gerada a partir das reações exotérmicas do cimento e do ácido sulfúrico proveniente do reprocessamento do óleo lubrificante usado, borra oleosa ácida. Porém, vale realçar que a temperatura não exerce influência significativa, mas sim a velocidade com que o calor é liberado, como pode ser observada pelas Figuras 11 (a) e (b), onde estão apresentadas as relações entre temperatura máxima/tempo máximo de hidratação versus a resistência à compressão simples e a perda de massa.

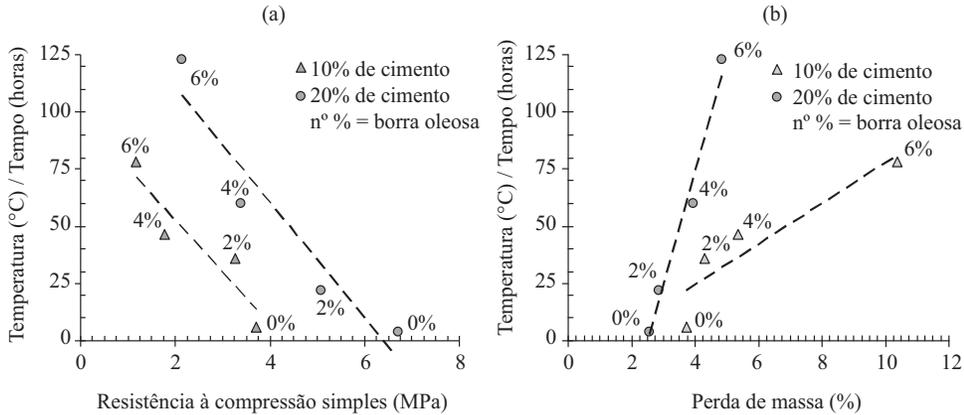


Fig. 11 – (a) Relação temperatura e tempo máximo de hidratação versus resistência a compressão simples. (b) Relação temperatura e tempo máximo de hidratação versus perda de massa.

As reações entre o cimento e a água são responsáveis pela formação da estrutura da matriz solo/cimento, o elevado calor gerado e a velocidade com que é alcançada a temperatura máxima, geram indícios de que esse comportamento afeta a estrutura, tornando-a menos resistente e vulnerável as degradações exercidas por ciclos de molhagem e secagem. Além de possivelmente criar fissuras internas, originadas por alterações volumétricas causadas pela variação de temperatura, as quais permitem que haja uma maior condutividade hidráulica.

5 – CONCLUSÃO

Através dos ensaios laboratoriais estabelecidos no programa experimental as seguintes considerações finais puderam ser estabelecidas:

Utilizando o ensaio de monitoramento e determinação da temperatura de hidratação constatou-se que a adição de borra oleosa ácida ao cimento gera elevadas temperaturas em um curto espaço de tempo. A liberação de calor é devido principalmente às reações exotérmicas do cimento, como já esperado, e as possíveis reações exotérmicas do ácido sulfúrico presente na borra oleosa ácida.

O aumento de borra oleosa ácida provocou crescente perda de massa, tanto para amostras encapsuladas com 10% de cimento como para as amostras contendo 20% de cimento.

A condutividade hidráulica do solo sem cimento tende a diminuir com o aumento da quantidade de borra oleosa ácida. Em hipótese, acredita-se que a diminuição de condutividade hidráulica em amostras de solo contaminado e não cimentado esteja relacionada com as características físicas da borra oleosa ácida, tais como a viscosidade, a ação ligante e a ação impermeabilizante, características de materiais betuminosos.

A borra oleosa ácida quando adicionada em baixas quantidades exerce função de estabilizante, preenchendo os vazios do solo compactado. No entanto, o aumento do contaminante causa a diminuição na estabilidade, pois a borra passa a agir como lubrificante e encapsulante das partículas de solo e cimento. Esta mesma conclusão pode explicar a perda de resistência à compressão simples e o aumento da perda de massa.

A relação entre a resistência à compressão simples versus perda de massa apresenta-se de forma linear, ou seja, quanto maior a quantidade de cimento maior a resistência e menor a perda de massa, quanto maior a quantidade de borra oleosa ácida menor a resistência e maior a perda de massa.

A resistência à compressão simples e a durabilidade por ciclos de molhagem, secagem e escovamento mostram-se análogas, pois uma alta resistência significa uma baixa vulnerabilidade aos fatores climáticos.

A relação entre a resistência à compressão simples versus condutividade hidráulica não apresentou comportamento padrão, mas foi registrado que para a mesma quantidade de borra oleosa ácida, o aumento de cimento gera aumento de condutividade hidráulica e ganho de resistência à compressão simples.

Quando analisada a resistência à compressão simples e a perda de massa em função da temperatura de hidratação e do tempo de hidratação, tem-se que quanto mais elevada a temperatura e mais rápida a velocidade de liberação de calor, menor é a resistência e maior a perda de massa das amostras de solo contaminado e encapsulado.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao PRONEX-FAPERGS (Processo n° 04/0841.0) e ao CNPq (Projetos Edital Universal 2004 n° 472643/2004-5 e Produtividade em Pesquisa n° 300832/2004-4) pelo apoio financeiro para a realização desta pesquisa. Além disto, o primeiro autor gostaria de registrar os agradecimentos à unidade financiadora de sua bolsa de mestrado, a CAPES.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Society for Testing and Materials (1990). D 5084 *Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of porous material using a rigid-wall, compaction-mold permeameter*. Philadelphia.
- American Society for Testing and Materials (1996). D 559 *Test methods for wetting and drying compacted soil-cement mixtures*. Philadelphia.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1990). *NBR 12006 Cimento – Determinação do calor de hidratação pelo método da garrafa de Langavant*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1992). *NBR 12770 Solo coesivo - Determinação da resistência à compressão não confinada*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). *NBR 12025 Solo-cimento – Ensaio de Compressão Simples de Corpos de Prova Cilíndricos*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1996). *NBR 13554 Solos cimento – Ensaio de durabilidade por molhagem e secagem*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). *NBR 7182 Solos – Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). *NBR 7181 Solo - Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). *NBR 6459 Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 7180 Solo - *Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 6508 Solo - *Determinação da massa específica aparente*. Rio de Janeiro.
- Cruz, R. C. (2004). *Condutividade hidráulica em solos contaminados encapsulados*. Dissertação de Mestrado em Engenharia, PPGEC/UFRGS. 109p. .
- De La Fuente, E. L. (1995). *Suelo-cemento, usos, propiedades y aplicaciones*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., México, p.56.
- Ibañez, R.; Andrés, A.; Ortiz, I.; Irabien, J. A. (1998). *Experimental study of the waste binder anhydrite in the solidification/stabilization process of heavy metal sludges*. Elsevier, *Journal of Hazardous Materials*, v. 57. p. 155-168.
- Lagrega, M. D.; Buckingham P. L.; Evans, J. C. (2001) *Hazardous waste management and environmental resources management*. 2nd Edition, 1157p..
- Lemos, R. G. (2006). *Estudo do comportamento hidráulico, mecânico e químico de barreiras hidráulicas verticais, compostas por solo residual, bentonita e cimento sob ação de substâncias agressivas*. Tese de Doutorado em Engenharia, PPGEC/UFRGS. 282p..
- Li, X. D.; Poon, C. S.; Sun, H.; Lo, I. M. C; Kirk, D. W. (2001). *Heavy metal speciation and leaching behaviors in cement based solidified/stabilized waste materials*. *Journal of Hazardous Materials*. v. A82. p. 215-230.
- Lovato, R. S. (2004). *Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal aplicado a pavimentação*. Dissertação de Mestrado em Engenharia, PPGEC/UFRGS. 164p..
- Klich, I.; Bachelor, B; Wilding, L. P; Drees, L. R. (1999). *Mineralogical alterations that affect the durability and metals containment of aged solidified and stabilized waste*. Pergamon, *Cement and Concrete Research*, v.29 p.1433-1440.
- Knop, A. (2003). *Encapsulamento de solos contaminados por hidrocarbonetos*. Dissertação de Mestrado, PPGEC/UFRGS. 67p..
- Mayers, T. E; Eappi, M. E. (1992). *Laboratory evaluation of stabilization/solidification technology for reducing the mobility of heavy metals in new Bedford harbor superfund site sediments stabilization of hazardous radioactive and mixed wastes*. Second edition. ASTM publication, Philadelphia, 304p..
- Neville, A. M. (1997). *Properties of concrete*. São Paulo: Pini.
- Pollard, S. J. T.; Montgomery, D. M.; Sollars, C. J.; Perry, R. (1991). *Organic compounds in the cement-based stabilization/solidification of hazardous mixed wastes- Mechanistic and process considerations*. Elsevier, *Journal of Hazardous Materials*, Amsterdam, v.28, p. 313-327.
- Rojas, J. W. J. (2007). *Estudo de remediação de solo contaminado por borra oleosa ácida utilizando a técnica de encapsulamento*. Dissertação de Mestrado em Engenharia, PPGEC/UFRGS. 150p..
- Schwarz, L. G.; Krizek R. J. (2006). *Hydrocarbon Residuals and Containment in Microfine Cement Grouted Sand*. *Journal of Materials in Civil Engineering*. Vol. 18, n. 2, 214-228.
- Skempton, A. W. (1954). *The pore pressure coefficients A and B*. *Géotechnique*, London, v.4, p. 143-147.

- Stegemann, J. A.; Buenfeld, N. R. (2002). *Prediction of leachate pH for cement paste containing pure metal compounds*. Elsevier, *Journal of Hazardous Materials*. Amsterdam, v. B90. p. 169-188.
- U. S Army Corps of Engineers (USACE) (1995). *Tractability Studies for Solidification/Stabilization of Contaminated Material*. Technical Letter N° 1110-1-158. Washington.
- Wiles, C. C. (1987). *A review of solidification/stabilization technology*. *Journal of Hazardous Materials*. Amsterdam, v. 14. p. 5-21.

APLICAÇÃO EM LABORATÓRIO DE TÉCNICAS DE BIORREMEDIAÇÃO EM UM SOLO RESIDUAL CONTAMINADO COM DIESEL E BIODIESEL

Laboratory application of bioremediation techniques in a residual soil contaminated with diesel and biodiesel

Liliane R. R. Meneghetti*

Antônio Thomé**

Norimar Denardin***

Vinícius Girardello****

Vagner S. Berté*****

RESUMO – A contaminação de solos por vazamento de combustíveis é um tema presente nas pesquisas da área de geotecnia ambiental. Os solos contaminados com hidrocarbonetos derivados do petróleo têm grandes impactos ambientais negativos, através da contaminação de lençóis freáticos. Neste trabalho foram aplicadas as técnicas de atenuação natural, bioaugmentação e bioventing em bioreatores de laboratório, na descontaminação de um solo residual de basalto do sul do Brasil, contaminado com óleo diesel (hidrocarbonetos) e biodiesel (ácidos graxos). A quantificação microbiológica foi avaliada 30, 60, 90 e 120 dias após a contaminação. As análises por cromatografia gasosa dos contaminantes residuais no solo foram realizadas ao final do experimento, para avaliar a degradação do diesel e do biodiesel. O estudo mostrou que as bactérias nativas do solo apresentam alto potencial de biodegradação do diesel e biodiesel. Em relação às técnicas de biorremediação, os melhores resultados foram obtidos com a bioaugmentação. No bioventing, a aeração do solo mostrou ser um importante nutriente para a degradação do contaminante através das bactérias nativas, indicando a possível presença de bactérias aeróbias nesse ambiente. A atenuação natural também apresentou potencial de degradação, mais em escala bem inferior as demais técnicas.

SYNOPSIS – Ground contamination caused by fuel leak is one of the main research subjects in the geoenvironmental area. These contaminated soils generate negative environmental impacts, mainly because of the potential groundwater contamination. The research aim was evaluate the decontamination of a residual soil found in south Brazil, contaminated with diesel (hydrocarbons) and biodiesel (fatty acid), through Natural Attenuation, Bioaugmentation and Bioventing techniques. All tests were carried out in laboratory scale. The microbiological quantification was evaluated in 30, 60, 90 and 120 days after contamination. The contaminate degradation was evaluated by gas chromatography at the end of the experiment. The study showed that native soil bacteria present high potential for diesel and biodiesel biodegradation. With regard to bioremediation techniques the best results were obtained from the bioaugmentation. The aeration of the soil proved to be an important nutrient for the contaminant degradation through the native bacteria, indicating the possible presence of aerobic bacteria in this environment. Natural attenuation also presented potential of the degradation, but in below magnitude then other techniques.

PALAVRAS-CHAVE – Bioreator, biodegradação, bioventing, bioaugmentação, bactérias nativas.

* Mestre em Engenharia – UPF/ Doutoranda em Engenharia -UFRGS lilianerebechi@yahoo.com.br

** Professor/Pesquisador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia (Infra-estrutura e Meio Ambiente) – UPF thome@upf.br

*** Professora/Pesquisadora do Programa de Pós-Graduação em Agronomia (Produção Vegetal) – UPF norimar@upf.br

**** Mestrando em Engenharia - UFRGS vinigirardello@gmail.com

***** Acadêmico de Engenharia Ambiental – UPF vagnerberte@gmail.com

1 – INTRODUÇÃO

A crescente contaminação de solos por vazamentos de combustíveis está gerando pesquisas na área de engenharia ambiental. Isso se deve principalmente à frequência com que esses acidentes se repetem. Os hidrocarbonetos derivados do petróleo geram impactos negativos ao meio ambiente, através da contaminação dos solos e de lençóis freáticos utilizados para consumo humano e animal.

Embora os grandes acidentes ocorridos pelos vazamentos de combustíveis ocupem grande espaço nos meios de comunicação, sabe-se que as principais fontes de contaminação do solo e posterior das águas subterrâneas são pontuais e geralmente ocorrem por falhas mecânicas ou humanas ocorridas durante as operações de transporte, descarregamento e armazenagem desses produtos químicos. De acordo com a lista de áreas contaminadas da CETESB (2006), no estado de São Paulo, os postos de combustível apresentam um percentual de 73 % do total das áreas contaminadas, com 1.221 registros, seguido pela contaminação de fonte industrial com 16%, comercial com 6%, resíduos 4% e acidentais com 1%.

Esse elevado número de registros, nos últimos anos, no estado de São Paulo, tem sido ocasionado pelo aumento da fiscalização e pela exigência de licenciamento dos postos de combustíveis e as ações de remediação do solo em casos de acidentes. A existência de uma área contaminada pode gerar problemas como danos à saúde humana, comprometimento da qualidade dos recursos hídricos, restrições ao uso do solo e danos ao patrimônio público e privado, com a desvalorização das propriedades, além de danos ao meio ambiente (CETESB, 2006). No estado do Rio Grande do Sul não existem estatísticas sobre o percentual de áreas contaminadas por hidrocarbonetos.

Uma grande variedade de processos físico-químicos e biológicos têm sido utilizados na remoção de hidrocarbonetos de petróleo presentes nos vazios dos solos e dissolvidos nas águas subterrâneas. Processos como extração de vapores do solo (SVE), recuperação de produto livre, *bioventing*, extração com solventes, incineração, torres de aeração, adsorção em carvão ativado, biorreatores, biorremediação “*ex situ*”, entre outros, tem sido usados para remover contaminantes orgânicos de águas subterrâneas e sistemas de solo. Esses processos podem ser implementados para controlar o movimento de plumas contaminantes, tratar águas subterrâneas e ou descontaminar solos. No entanto, longos períodos de tempo, espaço físico, tratamento do material contaminado e altos custos estão normalmente associados com a grande maioria dos processos utilizados para remediação de áreas contaminadas. Por outro lado, a biorremediação “*in situ*” é um dos processos de remediação mais viável economicamente, apesar de muitas vezes estar limitada por dificuldades no transporte de nutrientes ou receptores de elétrons e no controle das condições de aclimatação e degradação dos contaminantes nos sistemas subterrâneos. A biorremediação continua sendo a arma mais usada e pesquisada para o controle e descontaminação de aquíferos e solos contendo compostos orgânicos. (Weber e Corseuil, 1994; Corseuil e Alvares, 1996; e Spinelli *et al.*, 2005).

A biorremediação “*in-situ*” permite a descontaminação no próprio local, evitando os inportáveis custos de remoção, transporte e posterior tratamento do solo contaminado. Além disso, tem como vantagens o fato de não haver contato de pessoas com o contaminante e nenhum ou quase nenhum resíduo é formado; requer poucos equipamentos e mão de obra; não interfere nas operações que já estão sendo realizadas; podem ser utilizadas em locais de difícil acesso e é a técnica mais viável economicamente para a descontaminação do solo (Meneghetti, 2007).

O princípio básico da biodegradação está relacionado com a biorremediação, no entanto a interação adequada dessas duas áreas afins necessita do conhecimento de não somente uma ou duas disciplinas, mas sim a integração de várias áreas (Alexander, 1994 e Paul e Clark, 1996).

Pelo processo de biorremediação, a biodegradação do poluente se dá pela ação dos microrganismos presentes (atenuação natural) ou inoculados no solo contaminado (bioaugmentação), podendo ocorrer naturalmente ou sendo estimulada por nutrientes como matéria orgânica, oxigênio (*bioventing*), nitrogênio entre outros, contribuindo para o desenvolvimento sustentável do meio ambiente. Este

processo de biodegradação é baseado na capacidade de populações microbianas de modificar ou decompor determinados poluentes, utilizando os hidrocarbonetos de petróleo como fonte de carbono (C) e energia ao seu crescimento nos solos. A degradação completa destes hidrocarbonetos resulta em produtos finais atóxicos como dióxido de carbono (CO₂), água (H₂O) e biomassa celular. (Meneghetti, 2007). No entanto, podem surgir temporariamente, ou não, produtos intermédios que continuam a ser tóxicos, os quais podem persistir se por qualquer razão o processo de remediação for interrompido.

A biorremediação é dependente de uma série de fatores ambientais, que incluem a aeração, o pH, a umidade, a temperatura e a concentração de nutrientes. A presença de oxigênio é fundamental para a biodegradação efetiva dos óleos. Segundo Moreira e Siqueira (2002), a capacidade dos microrganismos de crescerem e formar colônia ou consórcio microbiano competente depende da existência de genes apropriados e expressos na célula e de diversos fatores ambientais. Esses fatores, assim como os produtos da biodegradação, influenciam diferentemente a velocidade do processo e por isso são determinantes na degradação/ persistência do contaminante no solo.

As preocupações relacionadas ao potencial de contaminação dos solos e das águas subterâneas, por derramamento de combustível vêm crescendo em diversas cidades brasileiras. São Paulo-SP e Curitiba-PR possuem legislação sobre o tema, e em Joinville-SC a prefeitura realizou um estudo em todos os postos de combustível da cidade, no qual foi constatado que somente um posto não possuía vazamentos (Brito *et al.*, 2005). O estado do Rio Grande do Sul não possui nenhuma legislação específica para a contaminação de combustíveis, e os processos de remediação empregados baseiam-se principalmente no tratamento “*ex situ*” (remoção do solo para posterior tratamento).

Sabe-se que inúmeros são os registros dos acidentes ambientais no estado do Rio Grande do Sul ocasionados pelo derramamento de combustíveis. Os tratamentos destas áreas contaminadas possuem natureza eminentemente multidisciplinar, contudo, existe a necessidade de obtenção de um maior número de dados técnicos sobre tal problema para que se possa promover a recuperação do solo contaminado, sem comprometer a biodiversidade local. Portanto, pesquisar e entender a dinâmica dos processos de biorremediação torna-se fundamental para desenvolver atividades de descontaminação do meio contaminado, bem como, para aplicar técnicas de biodegradação econômica e ambientalmente viáveis. Desta forma, pesquisar e conhecer o comportamento dos solos e de seus contaminantes é fundamental para o desenvolvimento de novas técnicas de biorremediação, a fim de torná-las econômica e ambientalmente viáveis.

O objetivo desse trabalho foi avaliar três técnicas de biorremediação (atenuação natural, bioaugmentação e *bioventing*) na descontaminação do solo residual de basalto presente no sul do Brasil, contaminado por diesel e biodiesel.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Caracterização físico-químico do solo

Amostras deformadas e indeformadas do solo residual de basalto do Campo Experimental de Geotecnia da Universidade de Passo Fundo foram retiradas a uma profundidade de 1,20 m. Na Tabela 1 encontra-se a caracterização física e química do solo natural. A caracterização física foi realizada através dos ensaios de análise granulométrica (ABNT, 1984d), de determinação dos limites de consistência (ABNT, 1984a e c), de determinação de permeabilidade, de avaliação do peso específico (ABNT, 1984b) e da determinação da umidade higroscópica. A caracterização química foi realizada pelo Método descrito por Tedesco *et al.* (1995).

Tabela 1 – Características Físicas e Químicas do Solo Natural.

Parâmetros do solo	Valores
Umidade Natural (%)	34
Peso Volumétrico Real (kN/m ³)	26,7
Peso Volumétrico Natural (kN/m ³)	16,3
Limite de Liquidez (%)	53
Limite de Plasticidade (%)	42
Índice de Plasticidade (%)	11
Índice de vazios (e)	1,19
Grau de Saturação (%)	75,7
Porosidade (%)	54
Percentual de argila (%)	68
Percentual de Silte (%)	5
Percentual de areia	27
pH	5,4
Matéria Orgânica (%)	<0,8
CTC (cmol/dm ³)*	8,6
Permeabilidade (cm/s)	1,39 x 10 ⁻⁵

*CTC – Capacidade de troca catiônica.

A classificação desse solo pelo Sistema Rodoviário de Classificação (HRB) classifica-o como A-7-5 e pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (UCS) esse é um solo MH – Silte de alta plasticidade. Pedologicamente o solo classifica-se como Latossolo Vermelho distrófico (Embrapa, 1999).

Na figura 1 é apresentada a curva granulométrica do solo residual de basalto. Observa-se que o solo é constituído por 70% de argila, 5% de silte, 22% de areia fina e 3% de areia média.

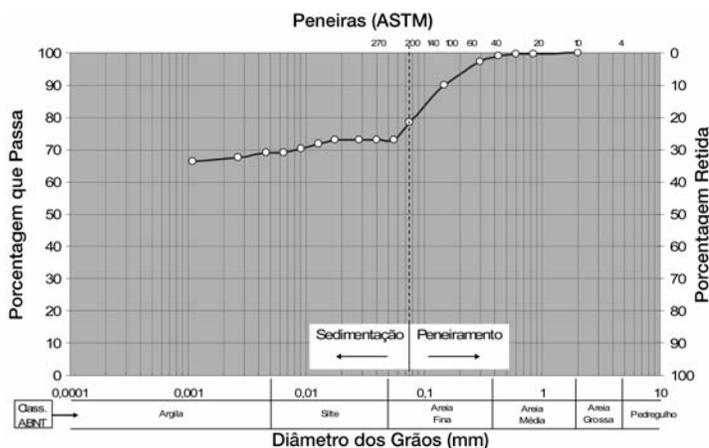


Fig. 1 – Curva granulométrica do solo residual de basalto.

Por ser um solo tão argiloso, quando contaminado por petróleo, algumas de suas características poderiam limitar a eficácia do processo de biodegradação. No entanto, em Latossolos, que apresentam uma boa estruturação, a quantidade de macroporos e porosidade são altas suficiente para que haja uma permeabilidade para migração de ar e nutrientes que favorecem a biorremediação (Meneghetti, 2007).

2.2 – Caracterização microbiológica do solo

As análises de quantificação e identificação dos microrganismos do solo natural foram realizadas através do método de diluição sucessiva em placas de Petry. O ensaio de quantificação dos microrganismos foi realizado por meio de contagem do número mais provável (Braddock e Catterall, 1999). Após a contagem direta dos microrganismos, estes foram selecionados por representatividade e isolados para identificação. A Tabela 2 apresenta os microrganismos presentes no solo natural a 1,2 m de profundidade em Unidades Formadoras de Colônia (UFC) por grama de solo.

Tabela 2 – Microrganismos encontrados no solo natural.

Profundidade (cm)	Microrganismos / g de solo	
	Bactérias	Actinomicetos
120	$1,93 \times 10^3$	$< 0,5 \times 10^3$

Na Figura 2 observam-se os microrganismos que cresceram e se desenvolveram num meio de cultura 523 (Kado e Heskett, 1970), indicando a presença de colônias de bactérias e actinomicetos.

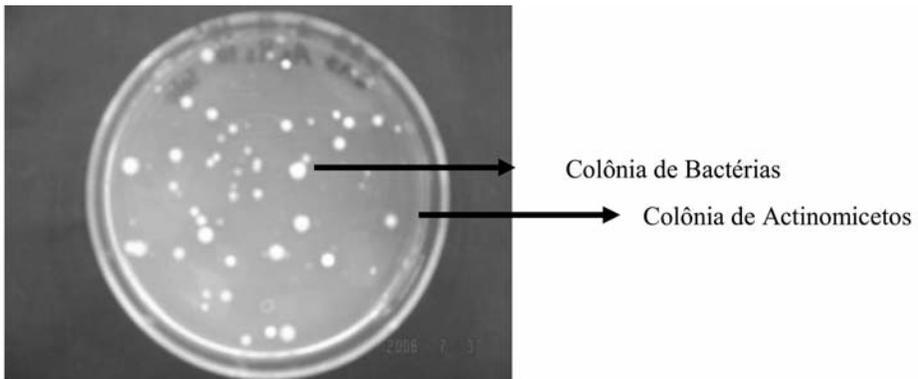


Fig. 2 – Colônia de microrganismos.

No solo natural também foram identificados os fungos: *Penicillium* ssp. (Figura 3A) e *Rizoctonia* ssp. (Figura 3B).

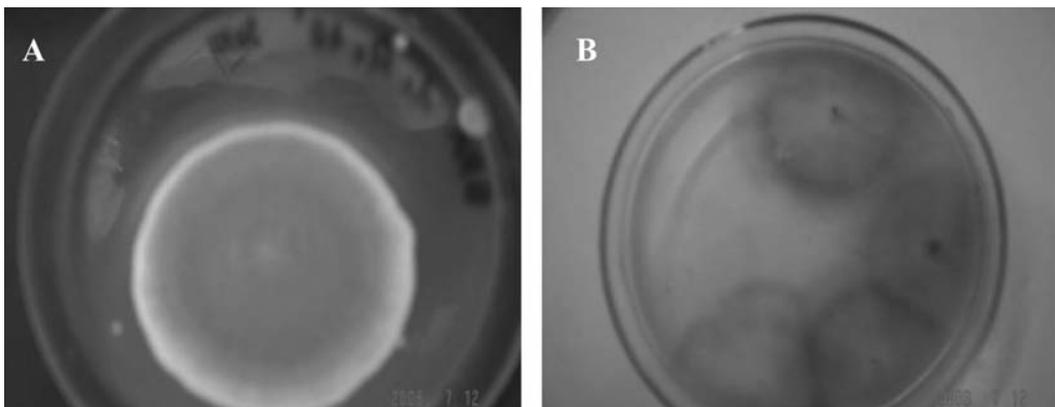


Fig. 3 – Fungos identificados no solo natural (A) *Penicillium* ssp. (B) *Rizoctonia* ssp.

A quantificação de microrganismos nativos do solo apresentou resultados superiores de bactérias, actinomicetos e fungos para a profundidade em estudo, quando comparados aos valores referenciados na literatura. Moreira e Siqueira (2002) encontraram na profundidade de 1,35 a 1,45m o total de $1,4 \times 10^3$ de bactérias (anaeróbias e aeróbias)/g de solo, não relatando a presença de fungos e actinomicetos para essa profundidade.

2.3 – Contaminantes

Para contaminação das amostras de solo foi utilizado o óleo diesel (tipo C) derivado da extração do petróleo, e biodiesel de origem animal (sebo bovino), A Tabela 3 apresenta as características físico-químicas do diesel de petróleo.

Tabela 3 – Características físico-químicas do diesel convencional (tipo C) (ANP, 2007).

Características	Óleo Diesel
Enxofre (%)	0,3
Carbono (%)	86
Hidrogênio (%)	13,4
Oxigênio (%)	0
Aromáticos (% v/v)	31,5
Viscosidade a 40 °C (cSt)	2,5 a 5,5
Número de cetano (NC)	42
Densidade 15 °C (Kg/m ³)	0,849
Ponto de névoa °C	1
Valor calorífico (MJ/Kg)	42,30
Umidade (ppm)	58

Os dados apresentados na Tabela 3 constituem os valores dos limites requeridos para a comercialização do óleo diesel segundo a Agência Nacional do Petróleo (ANP).

O biodiesel é definido por um éster mono-álquil dos ácidos graxos de cadeia longa, podendo ser sintetizado por vários processos tais como: Transesterificação, Pirólise e Emulsificação (Candeia *et al.*, 2006). A Tabela 4 apresenta a composição característica do biodiesel proveniente de sebo bovino.

Tabela 4 – Composição do biodiesel de sebo bovino (Schuler, 2007 e Neto *et al.*, 2000).

Características	%
Mirístico (C14:0)	5,03
Palmitico (C16:0)	29,09
Palmitoléico (C16:1)	3,22
Esteárico (C18:0)	25,33
Oléico (C18:1)	35,85
Linoléico (C18:2)	1,48
Saturados	59,45
Insaturados	40,55
Número de Cetanos	69,00
Viscosidade a 40 °C (cSt)	5,14
Ponto de névoa °C	8-10
Valor calorífico (MJ/Kg)	39,33
Umidade (ppm)	1390

2.4 – Moldagem dos corpos

Os corpos-de-prova de amostras indeformadas foram moldados em formato cilíndrico de 10 cm de altura e 7,5 cm de diâmetro, tendo sido posteriormente colocados dentro de tubos de PVC de 100 mm de diâmetro. Estes tubos foram denominados bioreatores. A fim de evitar o fluxo preferencial do contaminante pelas laterais, os corpos de prova foram revestidos com gesso (Figura 4).



Fig. 4 – Corpo de prova sendo revestido com gesso.

O solo condicionado nestes bioreatores foi contaminado com diesel (tipo C) e biodiesel de origem animal. Nas Figuras 5 A e B são apresentados a forma como foi realizada a contaminação.

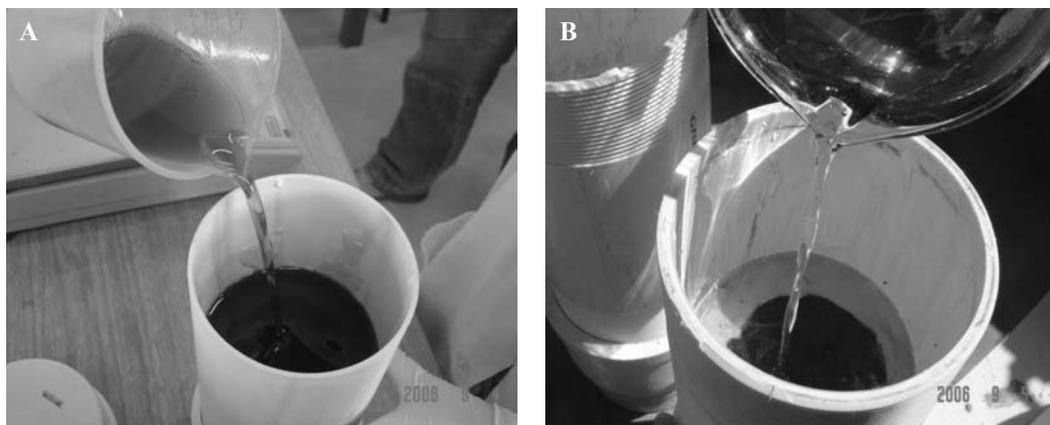


Fig. 5 – Contaminação com óleo diesel (A) e biodiesel (B).

Todos os corpos de prova foram contaminados no mesmo dia, com volumes de contaminantes iguais ao respectivo volume de vazios existente em cada amostra. As amostras foram expostas a um período de contaminação de 24 horas. Após esse período, o excesso de contaminante foi retirado, sendo observado que tanto o diesel como o biodiesel percolaram pelo solo, atingindo o objetivo esperado da contaminação. A quantidade de contaminante absorvida foi determinada pela diferença de massa, do bioreator antes e depois da contaminação, após retirado/escorrido o excesso de contaminante. O valor médio absorvido de contaminantes em todos os corpos de prova foi de 4,3%, sendo que o menor teor absorvido foi 3,8% e a maior absorção foi de 5,1%.

2.5 – Programa experimental

Para avaliar as técnicas de atenuação natural, bioaugmentação e *bioventing* o experimento foi dividido em 9 tratamentos apresentados na Tabela 5. Os tratamentos T1, T4 e T7 não receberam contaminação, sendo considerado controle. A técnica atenuação natural foi aplicada nos tratamentos T1, T2 e T3. Nestes ensaios monitorou-se a capacidade de biodegradação natural do solo em relação ao contaminante.

Tabela 5 – Tratamentos utilizados no experimento.

Tratamentos	Contaminantes	Adições	Técnicas de Biorremediação
T1	Sem	–	Atenuação Natural
T2	Diesel	–	Atenuação Natural
T3	Biodiesel	–	Atenuação Natural
T4	Sem	Bactérias $2,93 \times 10^6$ UFC	Bioaugmentação
T5	Diesel	Bactérias $2,93 \times 10^6$ UFC	Bioaugmentação
T6	Biodiesel	Bactérias $2,93 \times 10^6$ UFC	Bioaugmentação
T7	Sem	Adição de ar	Bioventing
T8	Diesel	Adição de ar	Bioventing
T9	Biodiesel	Adição de ar	Bioventing

A bioaugmentação foi aplicada nos tratamentos T4, T5 e T6. Nesta técnica as bactérias encontradas no solo foram selecionadas e bioaugmentadas até atingirem aproximadamente a concentração de $2,93 \times 10^6$ UFC / mL e foram inoculadas no solo, como apresentado na Figura 6. Nos tratamentos T5 e T6, o solo natural bioaugmentado foi contaminado com óleo diesel e biodiesel, respectivamente.



Fig. 6 – Aplicação das bactérias bioaugmentadas no solo.

Para a execução da técnica *bioventing* foi projetado e construído um equipamento de aeração (Figuras 7 e 8), através do qual foi possível a adição do ar comprimido nas amostras pelo período de 4 horas diárias. O oxigênio foi utilizado como fonte de nutrientes, estimulando a biodegradação do contaminante pelos microrganismos do solo natural. No tratamento T7 foi aplicada a técnica de *bioventing* no solo sem contaminação e nos tratamentos T8 e T9 o solo foi contaminado com óleo diesel e biodiesel, respectivamente.

Este trabalho teve como variáveis fixas: a dimensão geométrica dos corpos de prova, a quantidade do contaminante adicionada aos corpos de prova, a quantidade de ar comprimido e o tempo de

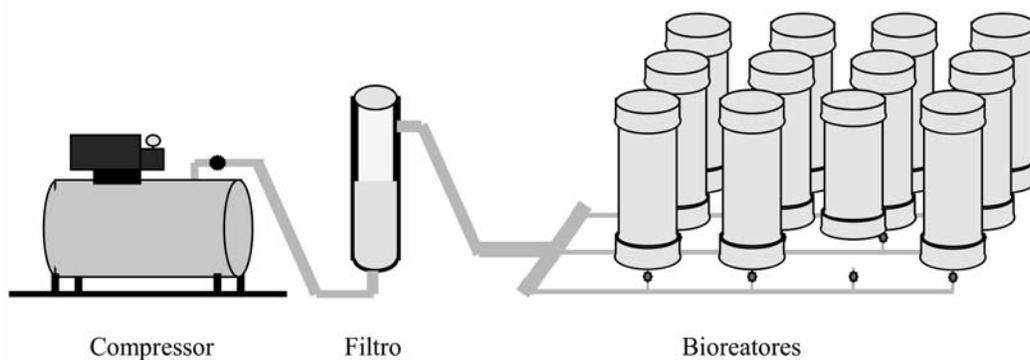


Fig. 7 – Esquema do equipamento de aeração.



Fig. 8 – Equipamento de aeração.

ação dos microrganismos. Como variável de resposta foi considerado a população dos microrganismos nos corpos de provas aos 30, 60, 90 e 120 dias. A temperatura externa foi monitorada durante todo o experimento e os fatores umidade e pH aos 30 e 120 dias.

A biodegradação dos contaminantes foi determinada no final do experimento pelo método analítico de Cromatografia Gasosa (CG). O equipamento utilizado para as análises de CG foi um cromatógrafo gasoso com detector de ionização de chama, fabricante VARIAN e modelo STAR 3400 CX. O procedimento analítico de esterificação dos ácidos graxos encontra-se em AOCS Official Method Ce 1f-96 (2002).

2.6 – Temperatura, umidade e pH

Durante o experimento os corpos de prova foram mantidos à temperatura ambiente do laboratório e a umidade e o pH foram avaliados aos 30 e 120 dias após o início do experimento.

A temperatura externa do laboratório variou muito durante o período do experimento, no entanto, a temperatura interna do laboratório manteve-se em torno dos 25°C ($\pm 5^\circ\text{C}$). A variação da temperatura apresenta-se na Figura 9. A temperatura ideal para o desenvolvimento microbiano é de 25 a 40 °C (Moreira e Siqueira, 2002).

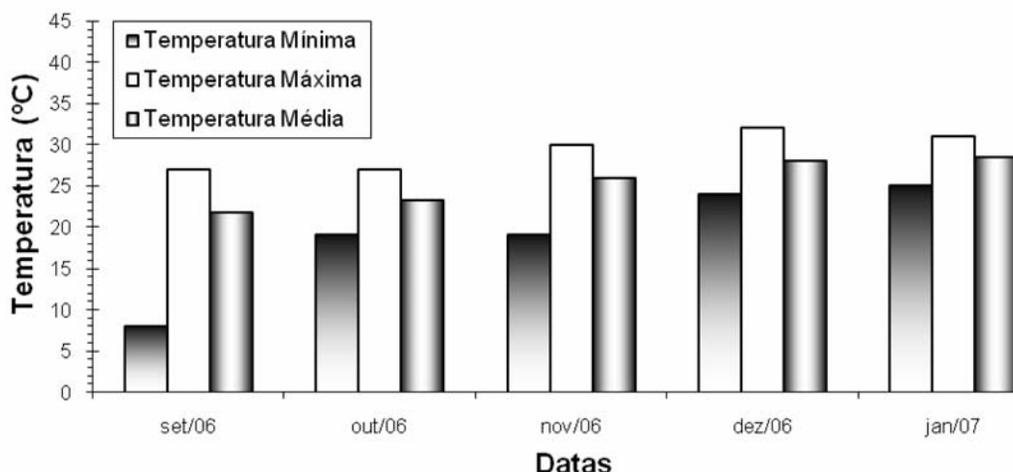


Fig. 9 – Variação da temperatura avaliada durante os 120 dias do experimento.

Ao longo do experimento a umidade nos corpos de prova, sofreu alterações significativas quando comparados ao solo natural. A Figura 10 apresenta a umidade do solo em cada tratamento, avaliado aos 30 e 120 dias do início do experimento.

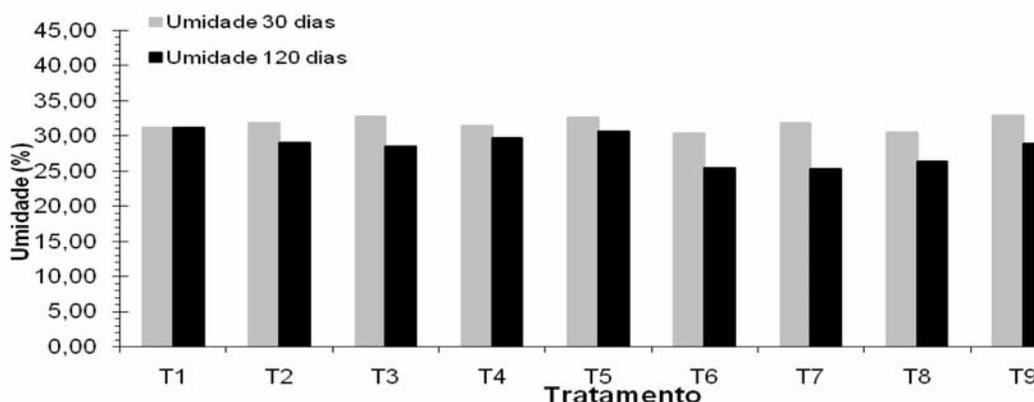


Fig. 10 – Umidade do solo avaliada aos 30 e 120 dias.

Aos 30 dias a umidade manteve-se praticamente constante, variando de 30,37% (T6) a 32,85 (T9), aos 120 dias a perda da umidade foi maior principalmente nos tratamentos por bioventing, variando de 25,25% (T7) e 31,08 (T1).

O pH do solo é um fator limitante para os microrganismos e um importante parâmetro de monitoramento. Ao longo do experimento, observou-se uma variação no pH, tornando-os mais ácidos em relação ao controle. A Figura 11 apresenta o pH dos tratamentos avaliado aos 30 e 120 dias do início do experimento.

Muitas espécies de microrganismo sobrevivem a faixas extremas de pH, no entanto, o pH neutro é o ideal para o seu crescimento. O pH ideal para o desenvolvimento das bactérias é de 6,0 a 9,0 (Moreira e Siqueira, 2002). Para a obtenção de melhores resultados de biorremediação, é fundamental o monitoramento do pH ao longo de todo o período do experimento.

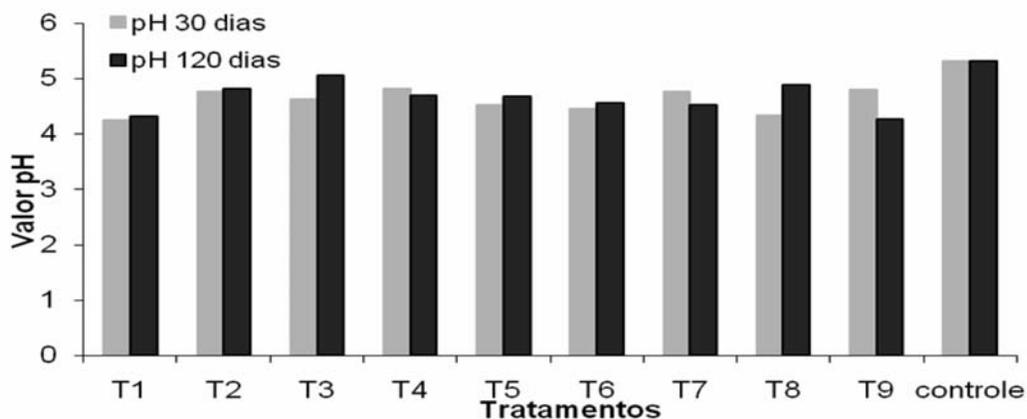


Fig. 11 – pH do solo avaliado aos 30 e 120 dias.

3 – RESULTADOS

3.1 – Quantificação microbiológica

Pela quantificação microbiológica pode-se avaliar o comportamento das bactérias ao longo do experimento. As Figuras 12, 13 e 14 mostram a população das bactérias das técnicas estudadas durante o período de 120 dias. A atenuação natural atingiu a maior concentração de microrganismos aos 30 dias da pesquisa, enquanto que, as outras duas técnicas, atingiram a maior concentração de microrganismos aos 60 dias. Ao estimularmos a biodegradação dos contaminantes, seja pela adição de nutrientes (ar) ou pelo inóculo de culturas (bactérias), os microrganismos necessitam de um período maior de adaptação ao meio. Por isso a maior população de microrganismos foi observada mais tardia nas técnicas de bioaugmentação e bioventing.

A Figura 12 mostra a população de bactérias da atenuação natural dos tratamentos T1, T2 e T3. A atenuação natural apresentou resultados satisfatórios, quanto à população microbiana. Aos 30 dias, o tratamento T3 foi o que obteve melhores resultados com $18,83 \times 10^3$ UFC/g de solo, mostrando que a presença do biodiesel foi uma excelente fonte de nutrientes. Observou-se que após esta data a população de microrganismos começou a diminuir neste tratamento. Aos 60 dias, as bactérias que estavam em contato com o diesel (T2) apresentaram aumento da população atingindo o seu pico máximo com $9,39 \times 10^3$ UFC/g de solo.

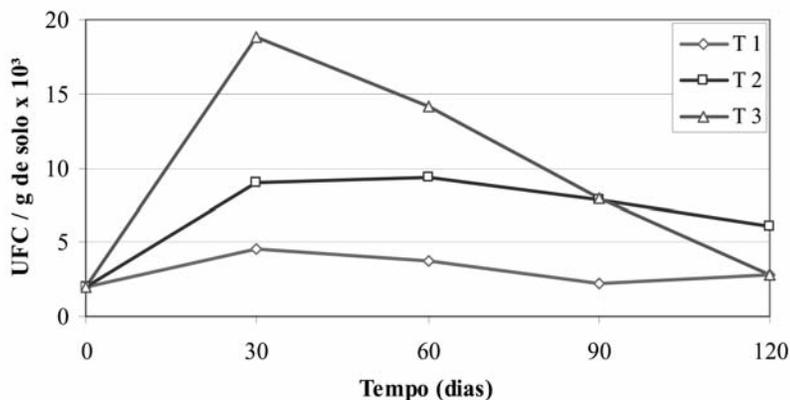


Fig. 12 – Quantificação microbiológica da técnica atenuação natural.

A Figura 13 apresenta a quantificação de bactérias na técnica de bioaumentação. Observou-se que esta técnica foi a que apresentou melhores resultados devido à inoculação das bactérias consorciadas. Os tratamentos T4, T5 e T6 tiveram um comportamento semelhante durante 30 dias, com aumento da população de microrganismos. Sem a presença de contaminante (T4), a melhor adaptação das bactérias ocorreu aos 30 dias. Nos tratamentos contaminados com diesel (T5) e biodiesel (T6) a maior concentração de bactérias ocorreu aos 60 dias, pela necessidade de adaptação dos microrganismos aos contaminantes, com $11,18 \times 10^3$ UFC/g de solo e $8,186 \times 10^3$ UFC/g de solo, respectivamente. A partir daquele período as bactérias iniciaram a fase de declínio.

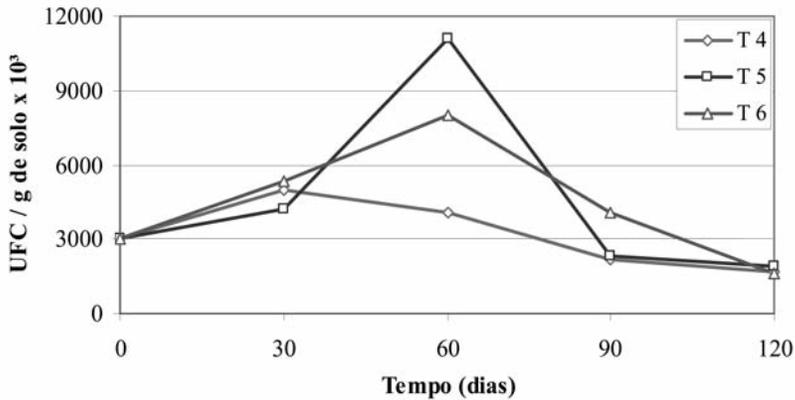


Fig. 13 – Quantificação microbiológica da técnica bioaumentação.

A Figura 14 apresenta a quantificação de bactérias na técnica de *bioventing*. Verifica-se que o crescimento das bactérias até aos 30 dias foi praticamente o mesmo nos três tratamentos. Aos 60 dias, as bactérias na presença do diesel (T8) diminuíram a sua concentração, enquanto que as bactérias dos tratamentos T7 e T9 continuaram a se multiplicar. Esta técnica diferencia-se da atenuação natural pela adição de ar comprimido como estimulante na degradação dos contaminantes. No entanto, ao comparar os dados das duas técnicas observou-se que aos 30 dias a população microbiológica do *bioventing* é inferior à população da atenuação natural, quando da presença do contaminante. No entanto, aos 60 dias, enquanto que as bactérias da atenuação natural diminuíram ou mantiveram a sua concentração, as bactérias do *bioventing* foram estimuladas e atingiram o seu maior pico. Desta forma, o solo em estudo, possivelmente, apresenta bactérias aeróbias ou facultativas

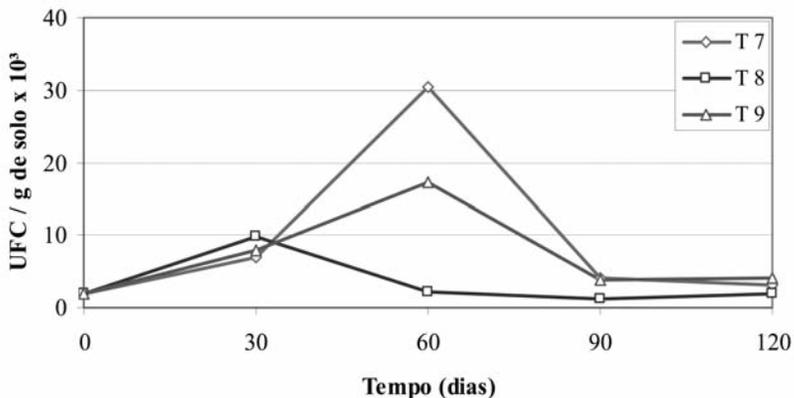


Fig. 14 – Quantificação microbiológica da técnica *bioventing*.

aeróbias. Pode-se inferir também, que as bactérias aeróbias são inibidas pela presença do diesel, pois após os 30 dias ocorreu um declínio da quantidade de microrganismos no tratamento T8.

3.2 – Cromatografia Gasosa (CG)

O potencial de biodegradação das bactérias foi obtido pela diferença de áreas analisadas no perfil cromatográfico para cada técnica. No solo contaminado com diesel, devido à falta de padrão específico, não foi possível reconhecer os hidrocarbonetos presentes. Os resultados foram apresentados na forma de percentual de degradação para cada pico (A, B, C, D, E, F e G), pela comparação de área dos picos apresentados pelo controle (óleo diesel puro). O percentual de degradação do óleo diesel obtido pela análise cromatográfica apresenta-se na Figura 15.

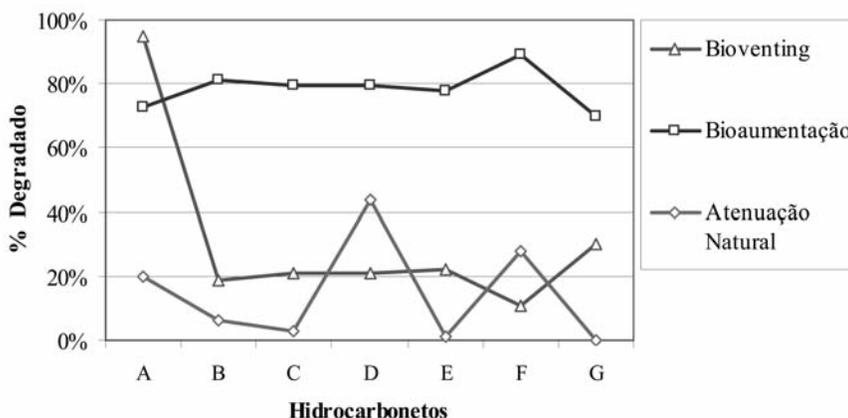


Fig. 15 – Percentual de carbono degradado do óleo diesel aos 120 dias.

A Figura 15 mostra o percentual degradado de diesel através das técnicas de atenuação natural, bioaumentação e bioventing analisados aos 120 dias. Observa-se que a bioaumentação foi a técnica que apresentou a melhor degradação do diesel na maioria dos hidrocarbonetos (acima de 70%), chegando a 88,54% de degradação do hidrocarboneto F. A técnica de bioventing manteve a uniformidade na degradação dos hidrocarbonetos B, C, D, E, F e G, com exceção do hidrocarboneto A, que atingiu 95,30% de degradação. Por atenuação natural observou-se que a maior degradação foi do hidrocarboneto D, com 44,53%, seguido do hidrocarboneto F, com 27,89%.

Na análise cromatográfica do biodiesel, os ácidos graxos característicos foram reconhecidos e identificados. O percentual de degradação dos ácidos graxos obtido pela análise cromatográfica do biodiesel encontra-se na Figura 16.

Na Figura 16 apresenta-se o percentual degradado de biodiesel através das técnicas de atenuação natural, de bioaumentação e de bioventing analisados aos 120 dias. As técnicas de bioaumentação e bioventing atingiram, aproximadamente, 99% e 97% de degradação dos ácidos gordos C16:0 (ácido palmítico), C18:0 (ácido esteárico) e C18:1 (ácido oléico), indicando a degradação quase completa desses compostos. A atenuação natural manteve a degradação de aproximadamente 57% do ácido gordo C14:0 (ácido mirístico) e 68% do C18:1 (ácido oléico).

Tanto nos tratamentos com diesel como com biodiesel, os melhores resultados de degradação dos contaminantes foram obtidos nas técnicas de bioaumentação e *bioventing*. A atenuação natural também apresentou resultados satisfatórios de degradação.

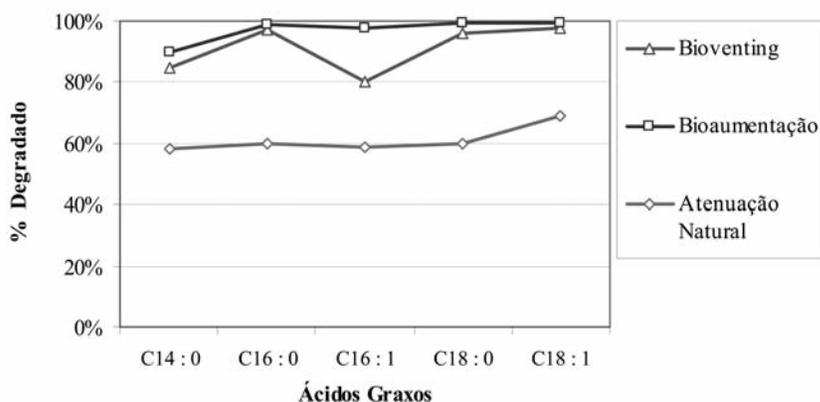


Fig. 16 – Degradação dos ésteres de ácidos graxos do biodiesel aos 120 dias.

4 – CONCLUSÕES

Este estudo avaliou o potencial de biodegradação das bactérias nativas do solo residual de basalto contaminado com diesel e biodiesel, através das técnicas de atenuação natural, bioaumentação e bioventing. A partir dos resultado foi possível chegar as seguintes conclusões:

- A bioaumentação foi a técnica que apresentou maior biodegradação para ambos contaminantes;
- No *bioventing*, a aeração do solo mostrou ser um meio eficiente de permitir a entrada de oxigênio no sistema do solo e estimular o desenvolvimento de bactérias aeróbias nativas;
- A atenuação natural apresentou potencial de degradação, no entanto requer um período mais longo de observação para a obtenção de resultados mais expressivos;
- A degradação dos contaminantes foi observada nas três técnicas de biorremediação, indicando que as bactérias nativas do solo apresentam um elevado potencial de biodegradação tanto dos ácidos graxos presentes no biodiesel como dos hidrocarbonetos encontrados no óleo diesel.

5 – AGRADECIMENTOS

Ao projeto PRONEX-FAPERGS Processo 04/0841.0 pelo auxílio financeiro concedido para o desenvolvimento da pesquisa, a CAPES a bolsa de doutorado concedida ao primeiro autor e ao CNPQ pela bolsa de pesquisador (PQ) concedida ao segundo autor.

6 – REFERÊNCIAS

- Agência Nacional do Petróleo (2007). Especificações e limites para o óleo diesel. Disponível em: <<http://www.anp.gov.br>. Acesso em: fev. 2007.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1984a). NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1984b). NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1984c). NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (1984d). NBR 7181. Solo: Análise granulométrica. Rio de Janeiro.
- Alexander, M. (1994). *Biodegradation and Bioremediation*. San Diego: Academic Press. 302p. California.
- Aocs Official Methods Ce 1f-96. (2002). Determination of cis-and trans- Fatty Acids in Hydrogenated and Refined Oil and Fats by Capillary GLC, Reapproved 1997 – Revised 2002.
- Braddock, J. F. e Catterall, P. H. (1999). A simple method for enumerating gasoline – and diesel – degrading microorganisms. *Bioremediation Journal*, V.3, n, p81-84.
- Brito, F. V.; Oliveira, A. S.; Neves, H. C.; Azevedo, J. A. T.; Bhening, D. L.; Reis, S. M.; Machado, M. C. S.; Azevedo, G. C. e Carvalhães, G. K. (2005). Estudo da Contaminação de Águas Subterrâneas por BTEX oriundas de postos de distribuição no Brasil. IN.: 3º Congresso Brasileiro de P&D em Petróleo e Gás. Salvador.
- Candeia, R. A.; Freitas, J. C. O.; Conceição, M. M.; Silva, F. C.; Santos, I. H. G. e Sousa, A. G. (2006). Análise comparativa do biodiesel derivado de óleo de soja obtido com diferentes álcoois. Disponível em: www.biodiesel.gov.br/docs/congresso2006/armazenamento/analise_comparativa_2.pdf> Acesso em: abril. 2008.
- Cardoso, E. J. B. N.; Tsai, S. M.; Neves, M. C. P. (1992). *Microbiologia do solo*. Campinas, Sociedade Brasileira de Ciência do Solo. 360p.
- Cetesb. Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental do Estado de São Paulo. (2006). Meio Ambiente. Disponível em: <http://www.cetesb.sp.gov.br>. Acesso em Nov. 2006.
- Corseuil, H. X. e Alvarez, P. J. J. (1996). Natural bioremediation perspective for BTEX – contaminated ground water in Brazil. *Revista de Microbiologia*, São Paulo, v. 27, n.º 1, p. 43-50.
- Embrapa. Centro Nacional de Pesquisas em Solos. 1999. Sistema Brasileiro de Classificação de solos. Brasília: Embrapa Produção de Informação. Rio de Janeiro: Embrapa Solos.
- Kado, C. I. e Heskett, M. G. (1970). Selective media for isolation of *Agrobacterium*, *Corynebacterium*, *Erwinia*, *Pseudomonas*, and *Xantomonas*. *Phytopathology*, v.60, p.969-976.
- Meneghetti, L. R. R. (2007). *Biorremediação na descontaminação de um solo residual de basalto contaminado com óleo diesel e biodiesel*. Dissertação de Mestrado em Engenharia. Programa de Pós Graduação em Engenharia. Universidade de Passo Fundo. 112p.
- Moreira, F. M. S. e Siqueira, J. O. (2002). *Microbiologia e Bioquímica do Solo*. Lavras: Ed. UFLA.
- Neto, P. R. C.; Rossi, L. F. Zagonel e G. F. Ramos, L. P. (2000). Produção de biocombustível alternativo ao óleo diesel através da transesterificação de óleo de soja usado em frituras. *Química Nova*, v.23, p 531-537, abr.
- Paul, E. A. e Clark, F. E. (1996). *Soil Microbiology and Biochemistry*. San Diego: Academic Press. 340p. California.

- Schuler, A. (2007). Produção de biodiesel e controle de qualidade por cromatografia. Disponível em: <<http://www.perkinelmer.com.br/home/seminarios/biodiesel>. Acesso em: Jan. 2007.
- Spinelli, L. F. Schnaid; F. Selbasc, P.A. Bento e F. M. Oliveira, J.R. (2005). Enhancing bioremediation of diesel oil and gasoline in soil amended with an agroindustrial sludge. *Journal of the Air & Waste Management Association*. vol. 55: 421-429, April.
- Tedesco, M. J.; Gianello, C.; Bissani, C. A.; Bohnem, H; Volkweiss, S. J. (1995). Análise de solo, plantas e outros materiais. Boletim técnico n° 5, Departamento de Solos, Faculdade de Agronomia, UFRGS, Porto Alegre, 174 p.
- Weber Jr., W. J. e Corseuil, H. X. (1994). Inoculation of contaminated subsurface soils with enriched indigenous microbes to enhance bioremediation rates. *Water Research, Oxford*, v. 28, n.º 6, p. 1415 – 1423.

CARACTERIZAÇÃO E COMPORTAMENTO MECÂNICO DE RESÍDUOS SÓLIDOS PRÉ-TRATADOS

Geotechnical characterization and shear resistance behavior of pre-treated solid wastes

José Antonio Cancino Calle*

Maurício Ehrlich**

Claudio Fernando Mahler***

RESUMO – Foram conduzidos ensaios para caracterização e análise do comportamento mecânico de resíduos sólidos pré-tratados provenientes das cidades brasileiras de São Sebastião/SP e em Novo Hamburgo/RGS. Verificou-se que os elementos fibrosos (plásticos, madeira, etc.) são preponderantes na parcela mais grosseira desses resíduos (superior a 2 mm). Na parcela fibrosa tem-se a presença majoritária de elementos alongados tipo “1D”. Ensaios de cisalhamento efetuados em amostras nos estados fofo e compacto não evidenciaram picos de resistência. Todos os ensaios apresentaram resistências crescentes com a deformação. Envoltórias de resistência tri-lineares foram constatadas em ambos os resíduos. Os ensaios evidenciaram uma significativa variação no valor da coesão efetiva aparente com a compactação e quantidade de fibras. Já o ângulo de atrito não apresentou variações significativas. Tais comportamentos originam-se da presença de plásticos (efeito fibra) e apresentam-se consistentes com o modelo proposto por Kolsch (1995).

SYNOPSIS – Tests were performed to characterize and to determine the mechanical properties of biologic pre-treated solid wastes collected from the cities of São Sebastião/SP and Novo Hamburgo/RGS, Brazil. High fiber content (plastics, wood, etc.) in the coarse part of the waste was verified (larger than 2 mm). In the fibrous material it was observed a larger amount 1D shape elements. Direct shear tests were performed in samples in dense and loose state and no peak shear resistance were observed. All performed tests show increasing shear resistance with deformation. Tri-linear shear resistance envelopes for both wastes were observed. Increase amount of fibers and waste compaction promote an effective apparent cohesion increase, but no significant variation of values of waste friction angle was observed. This mechanical behavior is mainly due to the content of fibrous materials and consistent with the proposed model by Kolsch (1995).

PALAVRAS CHAVE – Resíduos Sólidos Urbanos, Pré-tratamento mecânico biológico, Resistência ao cisalhamento, Efeito fibra.

1 – INTRODUÇÃO

Em linhas gerais, em todo mundo verificam-se dificuldades crescentes na disposição de resíduos sólidos urbanos (RSU). RSU são produzidos em grandes quantidades e com composição

* Engenheiro Geotécnico (DSc), Geomecânica Ltda. Rio de Janeiro-RJ, Brasil.

E-mail: antonio.calle@geomecanica.com.br.

** Professor Permanente (DSc), Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal de Rio de Janeiro. Rio de Janeiro-RJ, Brasil. E-mail: me@coc.ufrj.br.

*** Professor Permanente (DSc), Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal de Rio de Janeiro. Rio de Janeiro-RJ, Brasil. E-mail: mahler0503@yahoo.com.

variada, não sendo recomendável a disposição ao ar livre sem tratamento prévio. Em países mais desenvolvidos, como Alemanha, o pré-tratamento é obrigatório. No Brasil as ações de pré-tratamento mecânico biológico ou compostagem são ainda bastante incipientes, limitando-se a experiências interrompidas em São Sebastião (SP), Blumenau (Sta. Catarina) e Novo Hamburgo (Rio Grande do Sul). A experiência em Novo Hamburgo, por compreender uma separação mais acurada foi mais semelhante a uma compostagem.

Neste trabalho apresentam-se resultados de pesquisas efetuadas em resíduos provenientes de São Sebastião e de Novo Hamburgo objetivando caracterizá-lo e verificar seu comportamento mecânico quanto à resistência ao cisalhamento.

2 – METODOS DE PRÉ-TRATAMENTO E MATERIAL UTILIZADO

O pré-tratamento mecânico biológico originado na Alemanha é uma variante da compostagem que ao longo dos anos apresentou significativa evolução com inúmeros procedimentos visando diminuir ao máximo a contaminação ambiental, seja do solo, da água e do ar, e ao mesmo tempo diminuir os custos por tonelada de resíduos tratados. Um dos projetos pioneiros envolvendo esta técnica no Brasil foi realizado na Usina de Compostagem da COMLURB, situada em Jacarepaguá no Rio de Janeiro (Munnich et al., 2006). Nessa pesquisa acompanhou-se durante os anos de 2000, 2001 e 2002 o processo de pré-tratamento mecânico biológico de duas leiras de lixo de aproximadamente 1000 m² cada uma e alturas variando de 2,5 a 3,5 m (Mahler, 2002). O processo se mostrou eficaz na redução do volume de lixo, em torno de 60%. O procedimento compreende triagem, trituração e homogeneização dos resíduos, com adição de água ou esgoto. A trituração pode ser feita de diversas maneiras, inclusive com o uso de um caminhão compactador especialmente adaptado o que tem vantagens pela mobilidade, mas desvantagens pela lentidão do processo. Em seguida o resíduo foi disposto em leiras durante 9 meses. Eventualmente após esta estabilização o processo pode sofrer um peneiramento para reaproveitamento de parte do resíduo inertizado. Em São Sebastião (SP) empregou-se este procedimento, sendo o resíduo utilizado nesta pesquisa colhido nas leiras sob tratamento naquela cidade.

A metodologia empregada em Novo Hamburgo é mais semelhante a uma compostagem, frisando-se os processos de separação de resíduos antes da fase biológica e depois da maturação, com um peneiramento bem coordenado. O material utilizado na presente pesquisa foi o composto passante na peneira de 20 mm.

3 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

3.1 – Gravimetria

Na Figura 1 observa-se a gravimetria de RSU, sem pré-tratamento, provenientes de aterros sanitários brasileiros: Belo Horizonte, Barros *et al.* (2000); Bandeirantes, Machado *et al.* (2000); Muribeca, Monteiro *et al.* (2001); Olinda e Salvador, de Melo & Juca (2001); Brasília, Junqueira (2000); Jacarepagua, Borgatto (2006); São Sebastião, Calle *et al.* (2005); Paracambi, Schueler (2005); São Gonçalo, Silveira (2004).

Antes do pré-tratamento, o RSU proveniente de São Sebastião apresentou um total de 26% de fibras (plástico, papel, madeira, têxtil). Esse valor é próximo ao usualmente encontrado na literatura (25 %) e menor do que o verificado em Jacarepaguá (RJ), 33,8 % (Izzo *et al.*, 2006).

Observa-se que, em linhas gerais, os resultados encontrados nesses diferentes aterros são similares. Tem-se uma massa orgânica média de 58 % e um total de fibras médio de 29 %. Esses números são superiores aos usualmente observados em aterros de países desenvolvidos (Izzo *et al.*, 2006).

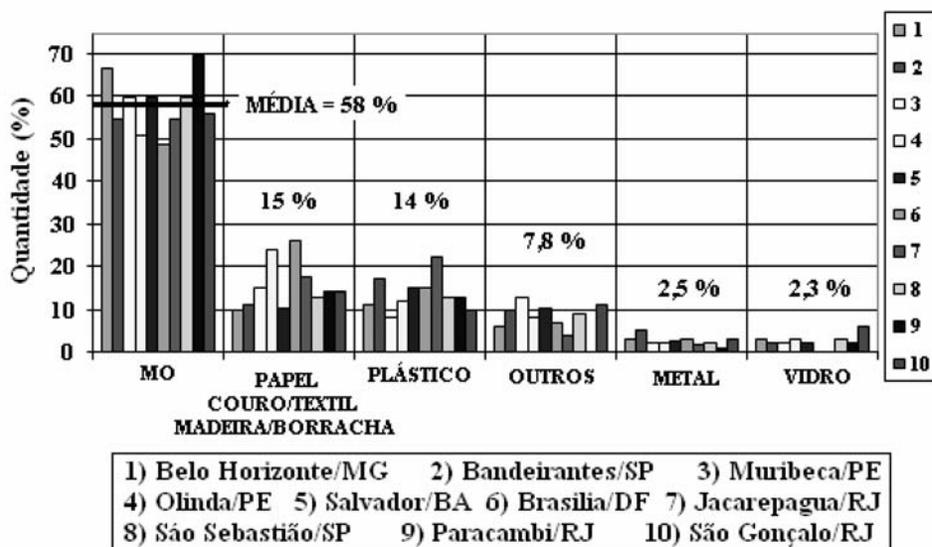


Fig. 1 – Comparação gravimétrica de alguns aterros sanitários de Brasil.

O RSU de São Sebastião antes do pré-tratamento apresentou 60 % de matéria orgânica e depois do pré-tratamento 13,2 %. Pode-se observar que a matéria orgânica encontra-se na parte fina do resíduo pré-tratado, provavelmente em vista da decomposição ocorrida durante o processo de estabilização. Compreende-se como parte fina o material passante da peneira de 50,8 mm. Em Novo Hamburgo os resíduos pré-tratados apresentaram 41,5 % de massa orgânica.

No RSU de São Sebastião as fibras, principalmente plásticos, são encontradas depois do pré-tratamento em maior proporção na parte grossa, 22,4 %. Já na parte fina o plástico apresenta-se em pequena quantidade, 2,5 % (fração menor que 50,8 mm). No caso do RSU proveniente de Novo Hamburgo, verificou-se a presença de 1,2 % de plástico após o pré-tratamento (fração menor que 20 mm).

3.2 – Granulometria

Na Figura 2 apresenta-se a curva granulométrica do RSU estabilizado correspondente ao aterro de São Sebastião. Este material tem 60,2 % em peso de material passante da peneira de 50,8 mm. Pode-se observar que os valores apresentam-se similares aos verificados por Manassero *et al.* (1996) para resíduos de 15 anos de idade e dentro da faixa sugerida por Jessberger (1994), que é bem ampla.

Por se tratar de um material natural as dimensões e formatos das partículas são bastantes variáveis. Não foi possível quantificar com precisão os diversos formatos dos materiais fibrosos, mas, visualmente se verificou maior quantidade de elementos alongados tipo “1D”.

3.3 – Propriedades físicas e ensaios de compactação

No quadro 1 apresentam-se propriedades físicas e ensaios de compactação efetuados nos resíduos pretratados de São Sebastião (SS) e Novo Hamburgo (NH).

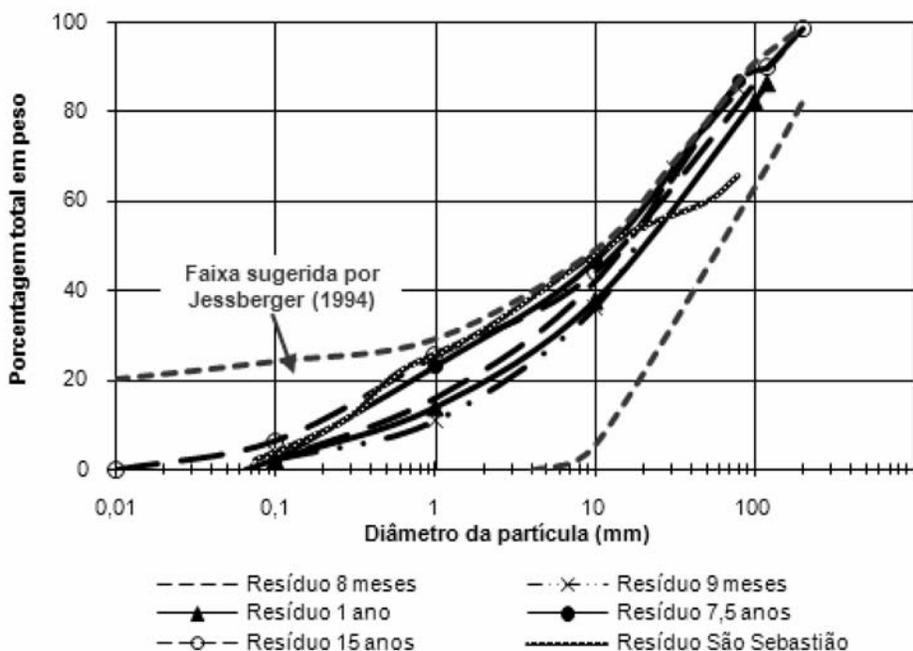


Fig. 2 – Granulometria do RSU de São Sebastião.

Através de ensaios em amostras indeformadas retiradas *in situ* com o Percâmetro (Carvalho, 2006) obteve-se para o RSU de Sebastião também a capacidade de campo, θ_{med} , em termos gravimétricos, massa específica, γ , e umidade, w

Quadro 1 – Propriedades físicas e ensaio de compactação.

local	γ_s g/cm ³	w_{ot} %	γd_{max} g/cm ³	γ g/cm ³	w %	k_{20} g/cm ³	θ_{med} %
SS	2,4	30	1,2	0,9	55	1,60E-03	85

A capacidade de campo do aterro de São Sebastião, 85 %, apresenta-se muito superior à umidade de campo, 55 % o que indica uma elevada capacidade de retenção de água. A umidade de campo do resíduo apresenta-se maior que a umidade ótima de compactação, 30 %. Tal fato parece indicar uma provável ineficiência no processo de compactação. No entanto, tal resultado não pode ser considerado conclusivo, visto que o material utilizado no ensaio compreende a fração inferior a 4,8 mm. Esta fração representa 40 % do observado na granulometria original do resíduo.

3.4 – Verificação do grau de contaminação do resíduo

Efetuar-se ensaios de Solubilização e Lixiviação na parte fina dos resíduos (inferior a 2 mm). No quadro 2 apresentam-se os resultados e comparam-se com os limites definidos na norma NBR 10004. No resíduo proveniente de São Sebastião verificaram-se em ensaio de solubilização valores de concentração de Mn e Fe superiores aos permitidos. Nos resíduos provenientes de Novo Hamburgo também foram observados em ensaio de solubilização valores superiores aos limites de norma para o Mn, Fe, Cu, Cr, Ni, Al e Pb.

Ensaio de Carbono Total, TOC, efetuados na parte fina dos resíduos, apresentaram valores de 3,53% e 5,41% para São Sebastião e Novo Hamburgo, respectivamente. Esses valores são superiores ao limite máximo permitido na Alemanha (TOC máximo 3% - Mahler, 2002).

Quadro 2 – Ensaio de contaminação dos resíduos de São Sebastião e Novo Hamburgo.

Ensaio	Lixiviação (mg/L)			Solubilização (mg/L)		
Local	Metais	VM	AM 1	VM	AM 1	AM 2
São Sebastião	Mn	ni	1,18	0,1	0,866	0,446
	Fe	ni	0,16	0,3	1,610	0,551
	Zn	ni	0,75	5	nd	nd
	Cu	ni	0,03	2	nd	nd
	Cr	5,0	nd	0,05	nd	nd
	Co	ni	nd	0,03	nd	nd
	Ni	ni	0,06	0,05	nd	nd
	Al	ni	nd	0,2	nd	0,081
	Cd	0,5	nd	0,005	nd	nd
	Pb	1,0	nd	0,01	nd	nd
Novo Hamburgo	Mn	ni	1,79	0,1	0,570	0,529
	Fe	ni	0,30	0,3	10,500	15,300
	Zn	ni	1,67	5	1,170	2,300
	Cu	ni	0,19	2	1,270	2,730
	Cr	5,0	0,02	0,05	0,211	0,208
	Co	ni	nd	0,03	0,019	0,023
	Ni	ni	0,04	0,05	0,222	0,245
	Al	ni	0,17	0,2	1,340	1,410
	Cd	0,5	nd	0,005	nd	nd
	Pb	1,0	nd	0,01	0,182	0,448

nd = Não detectado

VM = Valor Máximo segundo norme brasileira NBR 10004

ni = Não indicado

Os ensaios de coliformes totais e fecais da parte fina do resíduo indicaram valores superiores aos usualmente encontrados em esgoto. Os valores observados em São Sebastião (2,4 E+08 NMP/100 ml) estão condizentes com a elevada quantidade de fraldas observadas no aterro. Os valores de Novo Hamburgo (2,4 E+05 NMP/100 ml), se bem que muito inferiores, também podem ser considerados elevados.

3.5 – Resistência ao cisalhamento

Ensaio de cisalhamento direto foram efetuados em equipamento de 60mmx60mmx41,6mm no laboratório da geotecnia da COPPE em material previamente seco ao ar. No RSU de São Sebastião os corpos de prova foram ensaiados nos estados fofo ($\gamma = 0,68 \text{ g/cm}^3$) e compacto ($\gamma = 0,92 \text{ g/cm}^3$). Para o RSU de Novo Hamburgo também foram conduzidos ensaios na condição fofa ($\gamma = 0,53 \text{ g/cm}^3$) e compacta ($\gamma = 0,71 \text{ g/cm}^3$).

O primeiro grupo de ensaios efetuados compreendeu ao material passante na peneira de 2,0 mm e o segundo o correspondente à peneira 9,5 mm. Adicionalmente foram efetuados ensaios de cisalhamento utilizando equipamento de grandes dimensões 400mmx250mmx100mm disponível no laboratório de geotecnia do Instituto Tecnológico da Areonática (Gomes, 1993). Esses ensaios

em material passante na peneira de 19 mm, foram conduzidos nas compacidades: $\gamma = 0,85 \text{ g/cm}^3$ e $\gamma = 0,66 \text{ g/cm}^3$ respectivamente para São Sebastião e Novo Hamburgo.

Nas Figuras 3, 4, 5 e 6 apresentam-se resultados de ensaios de cisalhamento efetuados com o material no estado fofo e compacto. A deformação horizontal, ϵ , foi obtida pela razão entre o deslocamento horizontal e a altura do corpo de prova.

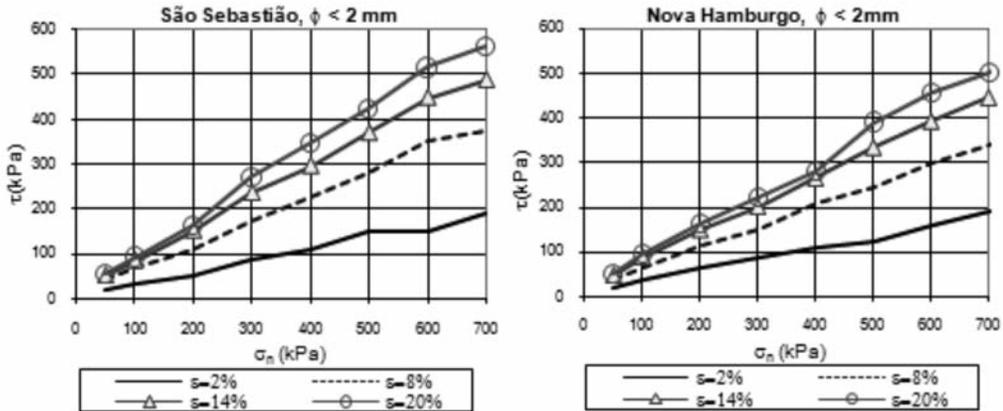


Fig. 3 – Cisalhamento direto material fofo passante peneira 2 mm (amostra 60x60).

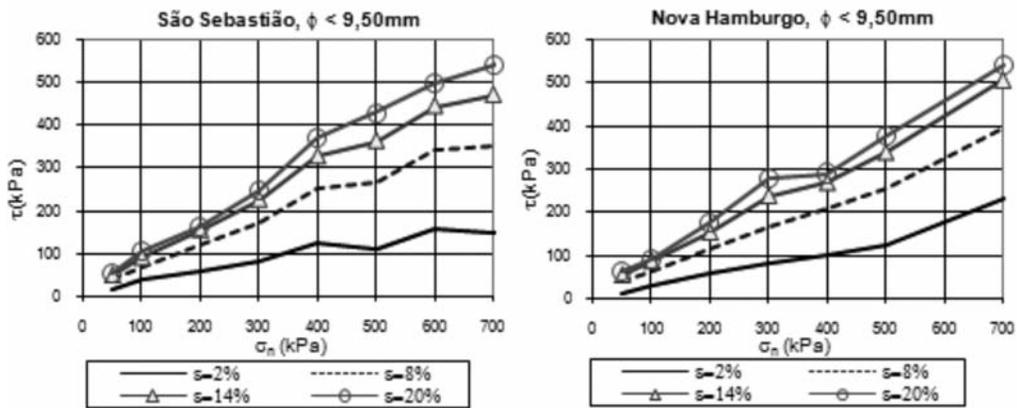


Fig. 4 – Cisalhamento direto material fofo passante peneira 9,5 mm (amostra 60x60).

Nas Figuras 7 e 8 apresentam-se curvas tensão cisalhante versus deformação e variação de volume versus deformação dos ensaios de cisalhamento direto em material nos estados fofo e compacto passante na peneira 9,5 mm proveniente de São Sebastião e Novo Hamburgo. Tanto no estado fofo como no compacto os materiais não apresentaram picos de resistência, observam-se contínuos aumentos da resistência com a deformação. Tal comportamento deve ter origem na mobilização crescente das fibras ao longo do ensaio. O trabalho de reorientação, alongamento e deslizamento das fibras deve predominar no processo. Observa-se também que, tal como esperado, os ensaios efetuados no estado compacto apresentaram um comportamento dilatante para baixas tensões confinantes, enquanto no estado fofo verificou-se um comportamento contrátil independentemente do confinamento.

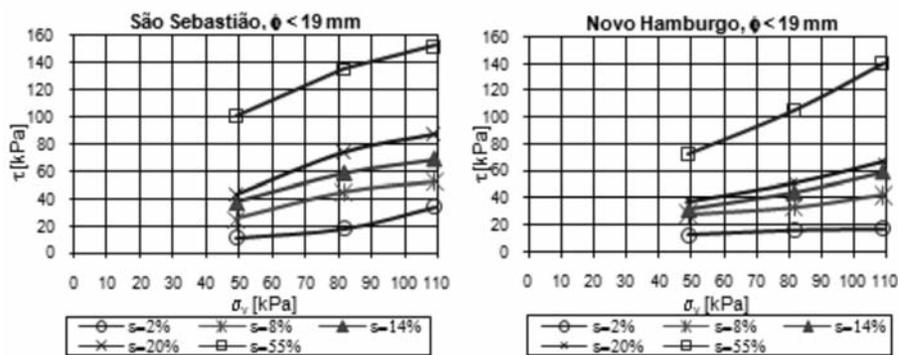


Fig. 5 – Cisalhamento direto material fofo passante peneira 19 mm (amostra 400x250).

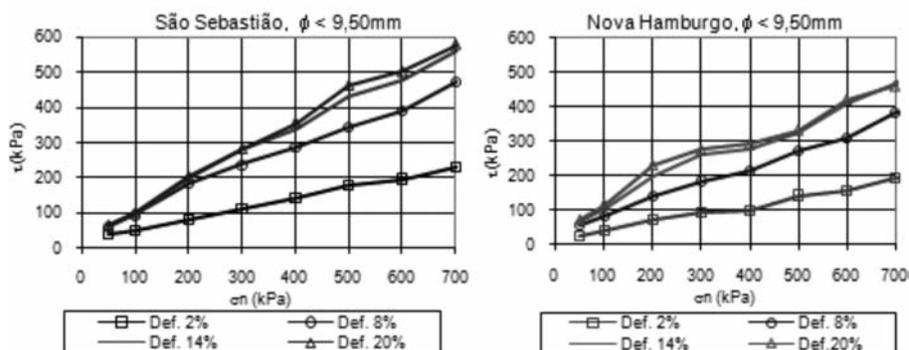


Fig. 6 – Cisalhamento direto material compacto passante peneira 9,5 mm (amostra 60x60).

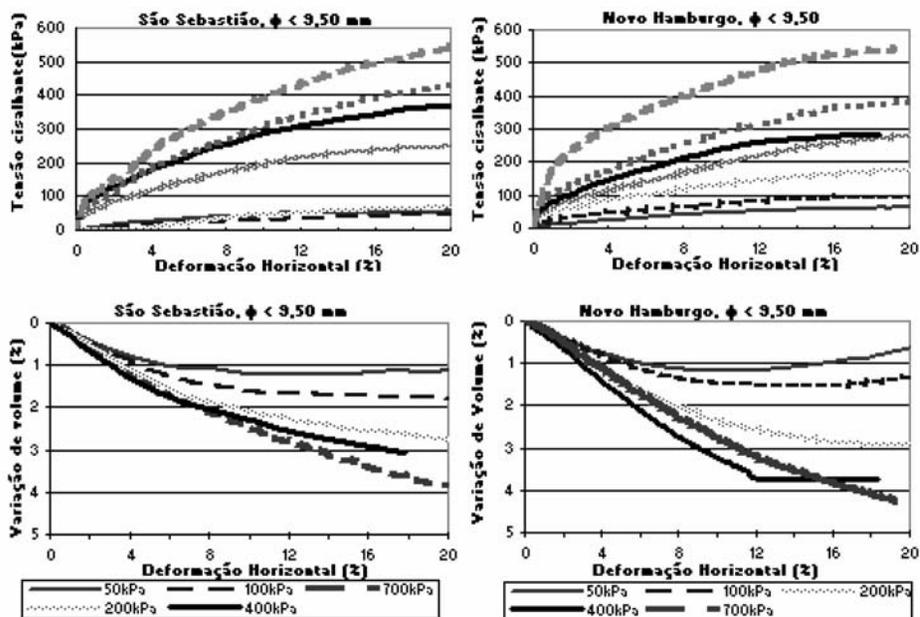


Fig. 7 – Tensão cisalhante e variação volumétrica vs. deformação (material fofo).

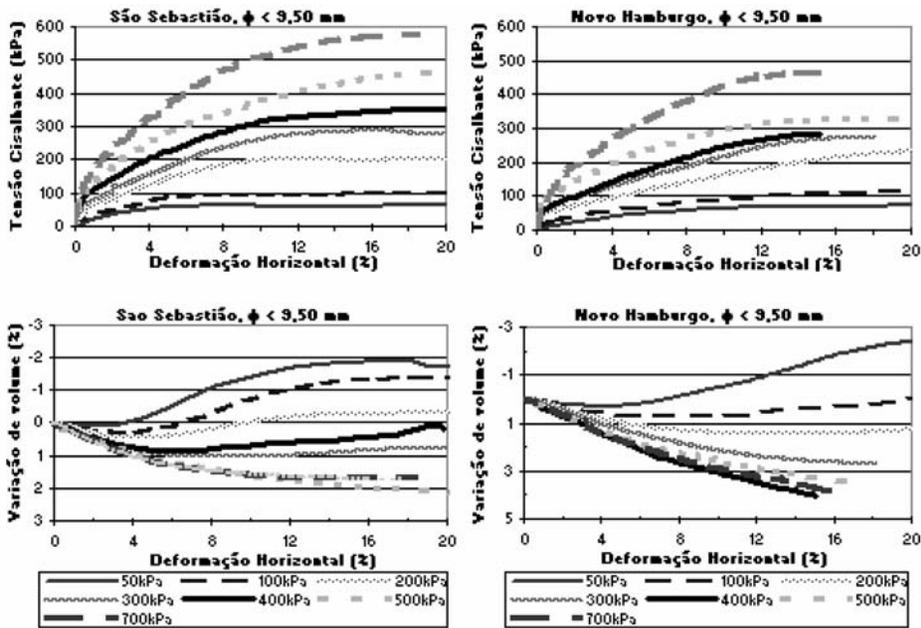


Fig. 8 – Tensão cisalhante e variação volumétrica vs. deformação (material compacto).

Nas Figura 9 e Figura 10 apresentam-se envoltórias de resistência para 14 % e 20 % de deformação horizontal considerando material no estado fofo e compacto, respectivamente. As envoltórias de resistência de ambos os resíduos apresentaram comportamento tri-linear. Na primeira fase um comportamento razoavelmente linear e na segunda verifica-se um patamar na envoltória de resistência. Em seguida uma terceira etapa, na qual a curva apresenta-se similar à primeira etapa.

No estado fofo a não linearidade da envoltória de resistência nos resíduos provenientes de São Sebastião ocorre entre pressões confinantes de 300 kPa e 500 kPa, e entre 200 kPa e 400 kPa para os resíduos de Novo Hamburgo. No estado compacto verifica-se a não linearidade entre 400 kPa a 600 kPa e 100 kPa a 400 kPa para o resíduo proveniente de São Sebastião e de Novo Hamburgo, respectivamente.

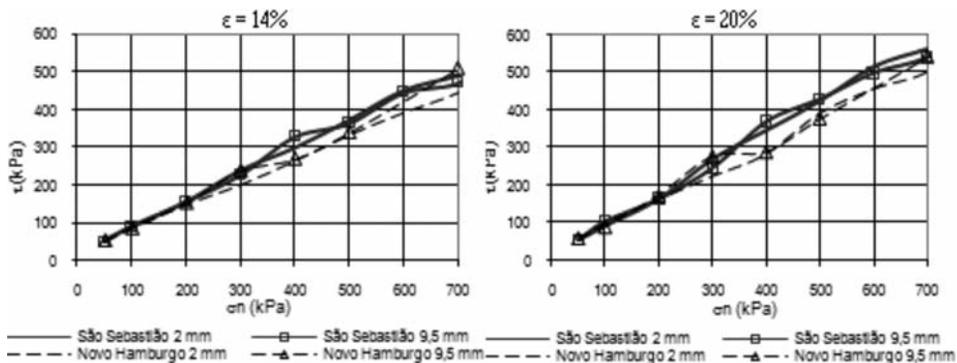


Fig. 9 – Envoltória de resistência para 14 e 20 % de deformação horizontal, material fofo.

Na Figura 11 apresenta-se o modelo do comportamento de massas de resíduos sólidos levadas à rotura sob tensão confinante constante (Kolsch, 1995). Durante a deformação, no início as forças cisalhantes na massa não fibrosa crescem (i); após certa deformação as fibras passam também a

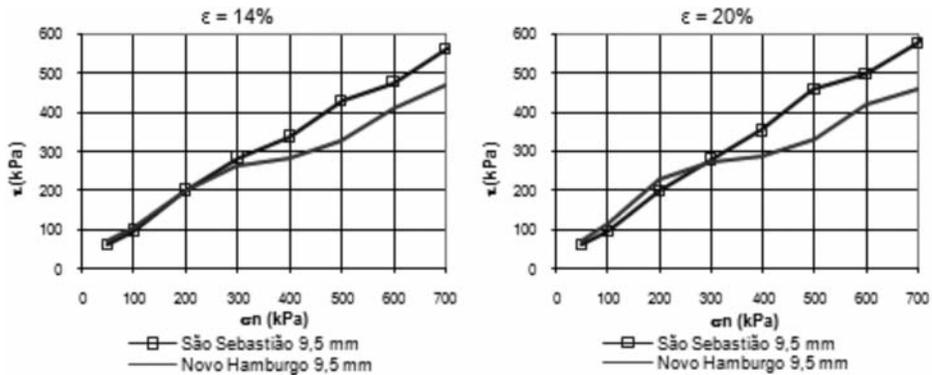


Fig. 10 – Envoltória de resistência para 14 e 20 % de deformação horizontal, material compacto.

serem tracionadas, provocando um efeito de reforço no resíduo (ii). Excedida a resistência à tração ou de aderência, as fibras rompem ou deslizam (iii). A partir de então as forças cisalhantes mobilizadas na massa não fibrosa voltam a prevalecer (iv).

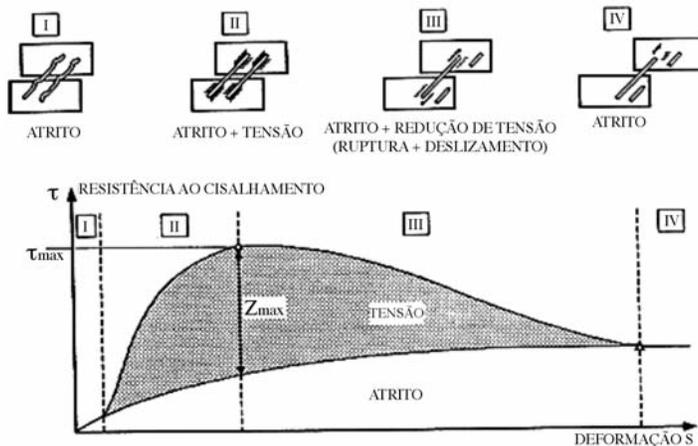


Fig. 11 – Tensões mobilizadas na parcela fibrosa e não fibrosa (Kolsch, 1995).

Na Figura 12 apresenta-se esquematicamente a mobilização de tensões na parcela fibrosa e não fibrosa considerando diferentes tensões confinantes (Kolsch, 1995). Os pequenos círculos nas curvas indicam a condição de máxima mobilização da resistência das fibras e os triângulos indicam o atrito máximo mobilizado na parcela não fibrosa, para uma determinada tensão normal. Sob baixa tensão confinante, σ_1 , as forças de tração mobilizadas nas fibras apresentar-se-ão baixas (baixa aderência), com o incremento de tensão normal as forças de tração nas fibras podem vir a crescer, visto a maior aderência plausível de ser mobilizada no contato das fibras com os demais componentes do resíduo. Para tensões normais mais elevadas ($\sigma > \sigma_2$) pode se observar ruptura nas fibras e daí só a componente de atrito assume papel de relevância na resistência ao cisalhamento.

O comportamento observado nos ensaios da presente pesquisa mostrou-se consistente com o modelo sugerido por Kolsch (1995). Na Figura 4 pode-se verificar os incrementos de resistência proporcionados pelas fibras entre valores de 300 à 500 kPa e 200 à 400 kPa para São Sebastião e Novo Hamburgo respectivamente. Com base no modelo apresentado na Figura 12 tem-se $\sigma_1=300$ kPa, $\sigma_2=400$ kPa e $\sigma_3=500$ kPa para os ensaios correspondentes ao resíduo de São Sebastião.

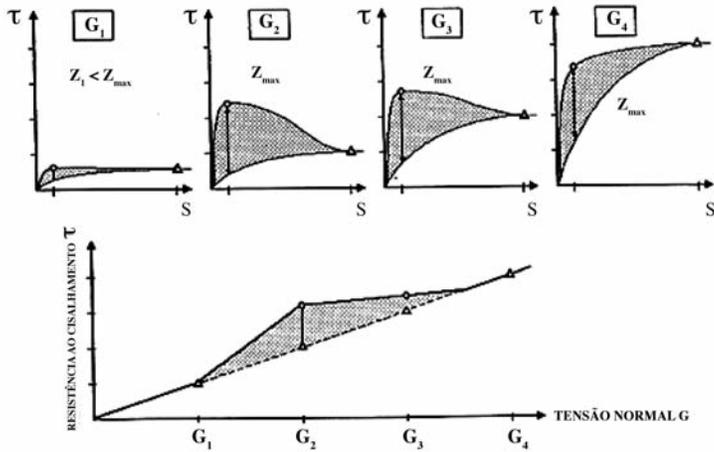


Fig. 12 – Mobilização de tensões na parcela fibrosa e não fibrosa considerando diferentes tensões confinantes (Kolsch, 1995).

Nas Figuras 13 e 14 apresentam-se valores de coesão efetiva aparente, c , e ângulo de atrito, ϕ , correspondentes aos ensaios de cisalhamento direto efetuados nos dois resíduos. Observa-se na Figura 13 que no RSU de São Sebastião a coesão efetiva aparente aumenta de 20 kPa para 28 kPa com o incremento do tamanho das partículas de 2 mm a 9,5 mm (valores máximos, $\epsilon = 14\%$). Já o ângulo de atrito não apresentou variações expressivas com a granulometria. Verifica-se também o incremento da coesão efetiva aparente com a compactidade. O valor máximo mobilizado apresentou-se igual a 50 kPa, para uma deformação horizontal de 8%. A partir daí a coesão diminuiu atingindo 25 kPa para uma deformação de 20%.

Tais efeitos são promovidos principalmente pela presença de plásticos, como discutido anteriormente (efeito fibra). As fibras levam a um incremento na resistência a tração da massa de resíduo, gerando uma coesão aparente efetiva. Frações granulométricas maiores têm maior percentual de plásticos, daí o aumento da coesão efetiva observado nos ensaios com o incremento do tamanho das partículas de 2 mm a 9,5 mm. Tem-se também a potencialização desse processo com o aumento da compactidade, pelo maior embricamento das fibras e partículas.

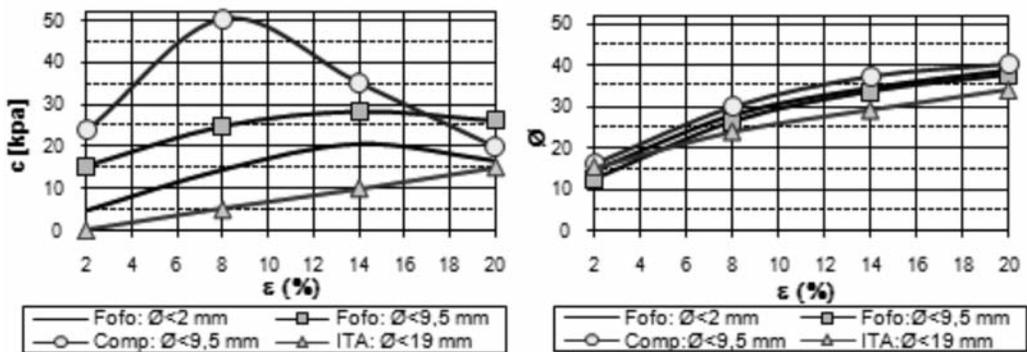


Fig. 13 – Parâmetros de resistência do RSU de São Sebastião.

Os ensaios no equipamento de grandes dimensões com amostras passantes na peneira 19 mm (Fig. 13), resultaram em valores mais baixos para o ângulo de atrito e a coesão efetiva aparente, 35° e 15 kPa, respectivamente. Deve-se atentar que esses ensaios foram conduzidos sob baixas

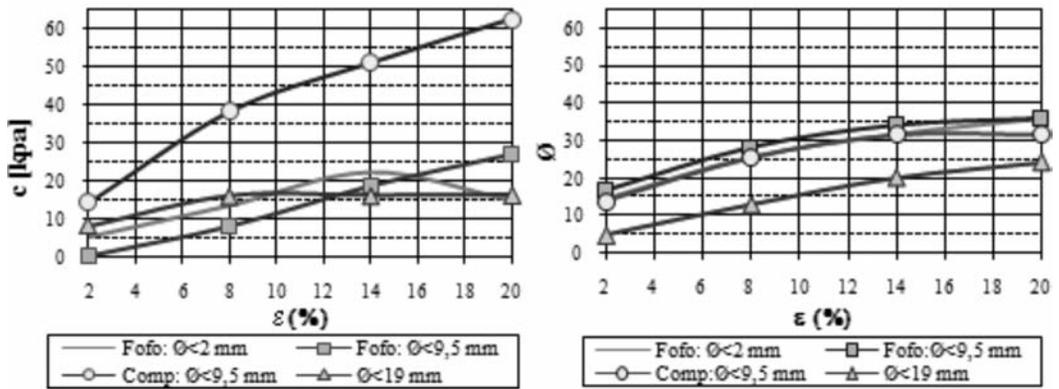


Fig. 14 – Parâmetros de resistência do RSU de Novo Hamburgo.

pressões de confinamento ($<108\text{ kPa}$). Tal comportamento é consistente com o modelo sugerido por Kolsch, (1995). A reação às deformações depende da própria fibra (resistência à tração e rigidez desta) e do comportamento da interface com o restante do material. A redução das tensões confinantes leva à diminuição de resistência da interface e consequentemente na resposta do material como um todo (coesão e ângulo de atrito aparentes).

Para o RSU proveniente de Novo Hamburgo (Figura 14) a coesão efetiva aparente não apresentou uma tendência de variação bem definida com o tamanho de partícula. Este comportamento é consistente com o menor percentual de plásticos presente nesse resíduo. O máximo valor observado para a coesão efetiva aparente foi 25 kPa , no solo fofo. Verificou-se também nesse resíduo um significativo acréscimo da coesão efetiva aparente com a compactação. No estado compacto atingiram-se valores de coesão efetiva aparente superiores a 60 kPa . Tal como ocorreu no RSU de São Sebastião o ângulo de atrito não foi significativamente influenciado pelo tamanho de partícula, atingindo um valor máximo de 35° .

Da mesma forma que se verificou nos ensaios efetuados no resíduo de São Sebastião com o material passante na peneira 19 mm , observou-se para Novo Hamburgo valores mais baixos de ângulo de atrito, 25° , e coesão efetiva aparente, 15 kPa (também efetuados sob baixas pressões confinantes).

4 – CONCLUSÕES

A proporção total de plásticos (principal elemento “fibra”) presente no resíduo pré-tratado de São Sebastião apresentou-se igual a $24,9\%$. Na parcela mais grosseira dos resíduos verifica-se uma maior presença de materiais fibrosos. A parcela que passou na peneira $50,8\text{ mm}$ apresenta-se em pequena quantidade, $2,5\%$. Novo Hamburgo apresentou ainda menor quantidade de plásticos após pré-tratamento (fração $< 20\text{ mm}$), $1,2\%$. As dimensões e formatos das partículas são bastantes variáveis. Nos dois resíduos não foi possível quantificar com precisão os diversos formatos dos materiais fibrosos, mas, visualmente se verificou maior quantidade de elementos alongados tipo “1D”.

A umidade de campo obtida no resíduo de São Sebastião foi de 55% , superior à umidade ótima de compactação, 30% o que pode indicar uma ineficiência no processo de compactação do aterro. No entanto, esta assertiva deve ser considerada com cautela, visto que o ensaio foi efetuado na parcela do resíduo que passou na peneira $4,8\text{ mm}$ (representa 40% do material total). A umidade de campo apresenta-se inferior ao valor determinado para a capacidade de campo, 85% . Tal fato pode indicar que o resíduo tem elevada capacidade de reter água por tempos prolongados.

Ensaio de cisalhamento efetuados em amostras tanto no estado fofo como no compacto, não assinalaram picos de resistência. Observou-se em todos os ensaios efetuados uma resistência crescente com a deformação. Tal comportamento deve ter origem na mobilização crescente das fibras durante o cisalhamento do material. Reorientação e deslizamento das fibras devem predominar à rotura destas durante a mobilização da resistência do resíduo. Tal como esperado os ensaios efetuados no estado compacto apresentam um comportamento dilatante para baixas tensões confinantes, enquanto no estado fofo verificou-se um comportamento contrátil independentemente do confinamento.

As envoltórias de resistência de ambos os resíduos apresentaram comportamento tri-linear. Na primeira fase um comportamento razoavelmente linear e na segunda verificou-se um patamar de resistência, provavelmente oriundo do tracionamento das fibras. A seguir uma terceira etapa, na qual a curva apresentou-se similar à primeira. Este comportamento apresenta-se consistente ao modelo proposto por Kolsch (1995).

Ensaio de cisalhamento não evidenciaram uma significativa variação do ângulo de atrito com a compactação. A quantidade de fibras também não alterou substancialmente o valor do ângulo de atrito. Tal foi observado em ensaios efetuados em amostras com partículas inferiores a 2 mm e 19 mm.

Já a coesão efetiva aparente apresentou variações com a granulometria e a compactação do resíduo. No RSU de São Sebastião a coesão efetiva aparente aumentou de 20 kPa para 28 kPa com o incremento do tamanho das partículas de 2 mm para 9,5 mm. A coesão efetiva aparente apresentou considerável aumento com a compactação. Nas amostras compactadas o valor máximo mobilizado apresentou-se igual a 50 kPa. Tais efeitos são promovidos principalmente pela presença de plásticos (efeito fibra). As fibras promovem a um incremento na resistência a tração da massa de resíduo, gerando uma coesão aparente efetiva. Como já apresentado frações granulométricas maiores tem maior percentual de plásticos: daí, consistentemente com os resultados dos ensaios, observou-se um aumento da coesão efetiva com o incremento nas amostras do tamanho máximo das partículas de 2 mm para 9,5 mm. Por outro lado a compactação representa um fator potencializador nesse processo pelo maior embricamento das fibras e partículas.

Nos RSU de Novo Hamburgo a coesão efetiva aparente não apresentou tendência bem definida de variação de valores com o tamanho máximo das partículas, o que provavelmente tem relação com o menor percentual de plásticos presentes nesse resíduo. O valor máximo verificado no estado fofo para a coesão efetiva aparente foi de 25 kPa. Verificou-se nesses resíduos um significativo acréscimo da coesão efetiva aparente com a compactação. No estado compacto observou-se para a coesão efetiva aparente valores superiores a 60 kPa.

5 – AGRADECIMENTOS

À FABER do BRASIL Ltda. e ao Leichtweiss Institute da Universidade Técnica de Braunschweig, pelo apoio nos trabalhos de campo em São Sebastião e Nova Hamburgo, além do fornecimento dos resíduos usados na pesquisa. À Empresa Brasileira de Pesquisas Agropecuárias, ao Conselho Nacional de Pesquisas, DAAD e Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado do Rio de Janeiro pelo suporte dado à pesquisa.

6 – REFERÊNCIAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2004). *Resíduos sólidos – classificação: NBR 10004*. Rio de Janeiro, Brasil, 71p.
- Barros, R.T., Gariglio, L.P., Keller, W., Loureiro, C. de O., Melo, G.C.B. de, Batista, H. e Goulart, A.F. (2000). *Landfill monitoring methodology the experience of Belo Horizonte (MG)*. 5th

International Symposium on Global Sustainable Development Environmental Geotechnology. Belo Horizonte, MG.

- Borgatto, A.V.A. (2006). *Estudo do efeito fibra e da morfologia na estabilidade de aterros de resíduos sólidos urbanos*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil, Curso de Pós-Graduação em Engenharia, COPPE-UFRJ, 157p.
- Calle, J.A., Ehrlich, M. e Mahler, C. (2005). *Geotechnical behavior of mechanically biologically pretreated residual waste*. International Conference on Energy, Environment and Disasters, INCEED 2005. Bridging the gaps for global sustainable development (UNESCO ISEG GADR). Charlotte, North Carolina, Estados Unidos.
- Carvalho, A.R. (2006). *Desenvolvimento de um equipamento para a determinação de parâmetros geotécnicos de resíduos sólidos*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil, Curso de Pós-Graduação em Engenharia, COPPE-UFRJ, 160p.
- de Melo, V.L. e Juca, J.F. (2001). *Diagnostico ambiental em aterros de resíduos sólidos a partir de estudos de referencia*. 21º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES, pp 16-21.
- Gomes, R.C. (1993). *Interação solo-reforço e mecanismos de ruptura em solos reforçados com geotextil*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, 270p.
- IPT, CEMPRE (2000). *Lixo municipal-manual de gerenciamento integrado*. São Paulo, 246p.
- Izzo, R.L. dos S., Borgatto, A.V.A. e Mahler, C.F. (2006). *Classificação de resíduos sólidos urbanos da Cidade do Rio de Janeiro utilizando a norma alemã E1-7 GDA*. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG.
- Jessberger, H.L. (1994). *Geotechnical aspects of landfill design and construction. part 1: principles and requirements*. Proc. Instn Civ. Engrs Geotechnical. Engineering, v.107, apr. 99 - 104.
- Junqueira, F.F. (2000). *Análise de comportamento de resíduos urbanos e sistemas dreno-filtrantes em diferentes escalas, com referência ao aterro do Jôquei Clube*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 283 p.
- Kolsch, F. (1995). *Material values for some mechanical properties of domestic waste*. Proceedings of the 5th Sardinia International Landfill Symposium, S Margherita Di Pula, Cagliari, vol II.
- Machado, S.L., Carvalho, M.F. e Vilar, O.M. (2000). *Towards modelling municipal solid waste mechanical behaviour*. International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, Geoen2000, Melbourne.
- Mahler, C. F. (2002). *Proposed Scientific follow-up of the Project of Mechanical Biological Treatment of Urban Solid Waste*. Final Report. Fundação COPPETEC, for Faber Recycling and the German Ministry of Education and Research.
- Manassero, M.; Van Impe, W. F. e Bouazza, A. (1996). *Waste disposal and containment*. In proceedings of the Second International Congress on Environmental Geotechnics, preprint of special lectures, Osaka, Japan, Balkema, vol.3, pp 1425-1474.
- Monteiro, V. E., Juca, J. F. e Rego, C. (2001). *Influência das condições climáticas no comportamento do aterro de resíduos sólidos da Muribeca*. 21º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, ABES, pp 16-21.

- Münnich, K.; Mahler, C. F. e Fricke, K. (2006). *Pilot project of mechanical-biological treatment of waste in Brazil*. Waste management (Elmsford), vol. 26, n.º 2, pp 150-157.
- Schueler, A. S. de (2005). *Estudo de caso e proposta para classificação de áreas degradadas por disposição de resíduos sólidos urbanos*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil, Curso de Pós-Graduação em Engenharia, COPPE-UFRJ, 223 p.
- Silveira, A. M. (2004). *Estudo do peso específico de RSU*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil, Curso de Pós-Graduação em Engenharia, COPPE-UFRJ, 106 p.



International Conference on Geosynthetics

Brazil, 23-27 May 2010

This traditional IGS conference will offer an unique opportunity for the exchange of experiences on the main geosynthetic themes through

- lectures •
- paper presentations •
- discussions •
- courses •
- exhibition •



May 23 - 27th 2010

Guaruja - Brazil

www.9icg-brazil2010.info



Organized by



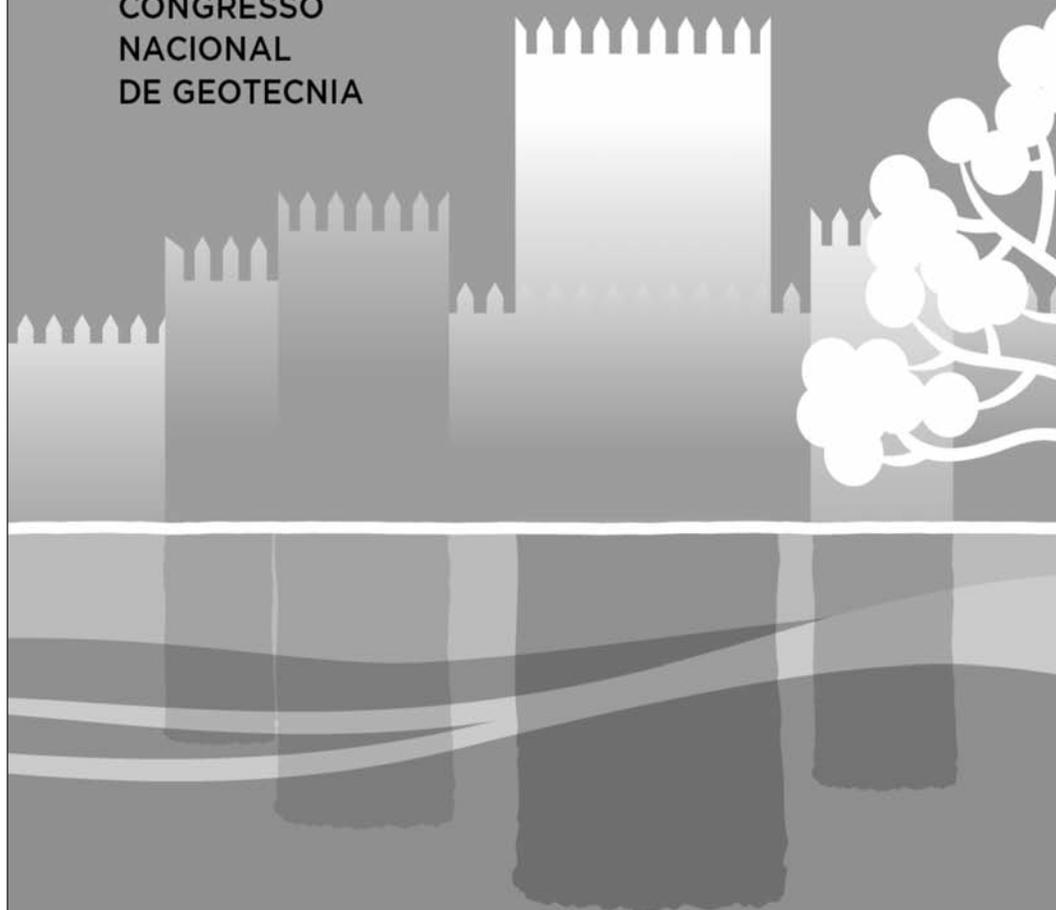
Supported by



Under
the auspices of



12CNG
CONGRESSO
NACIONAL
DE GEOTECNIA



26 A 29 DE ABRIL. GUIMARÃES 2010.

GEOTECNIA E
DESENVOLVIMENTO
SUSTENTÁVEL

A Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e o Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM) têm a honra de o convidar para



O principal objectivo do congresso é o de promover o contacto entre geotécnicos de língua portuguesa para intercâmbio de experiências no âmbito dos problemas relacionados com o desenvolvimento sustentável e a eficiência energética, contemplando a concepção, o projecto, a construção, a observação, a exploração e a reabilitação de obras geotécnicas, tendo também em vista os últimos desenvolvimentos.

O tema do Congresso é Geotecnia e Desenvolvimento Sustentável. Durante o evento, serão realizadas sessões técnicas para apresentação oral e em poster das comunicações aceites para publicação nas actas do Congresso. Além disso, estão previstas conferências a proferir por especialistas nacionais e estrangeiros, sendo algumas delas centradas no tema do Congresso. Terá ainda lugar uma sessão especial com representantes dos Donos de Obra e das empresas de Projecto, Construção e Exploração.

o 12º Congresso Nacional de Geotecnia, a realizar-se entre os dias 26 e 29 de Abril de 2010, no Campus de Azurém da Universidade do Minho e no Centro Cultural Vila Flor (CCVF), em Guimarães.

Como principal inovação no formato do Congresso, destaca-se a realização de uma sessão especialmente dedicada a trabalhos desenvolvidos por jovens geotécnicos, no âmbito de trabalhos de investigação ou da sua actividade profissional. Esses trabalhos serão avaliados e premiados por um painel de especialistas, enquadrados por um regulamento a instituir pela SPG.

Nesse dia vai ser realizado, por equipas, um concurso que envolverá a previsão do comportamento de uma fundação superficial em modelo reduzido e cujo regulamento será divulgado brevemente no sítio do Congresso <http://www.12cng.civil.uminho.pt>.

No último dia prevê-se a realização de visitas técnicas a obras geotécnicas em curso no País, com especial incidência na região Norte. Durante as sessões do Congresso decorrerá uma exposição técnica, onde estarão representadas Empresas e Instituições envolvidas em actividades na área da Geotecnia.

Como é já habitual neste tipo de eventos irão realizar-se alguns eventos de índole social e cultural.



In Situ

GEOTECNIA

CURITIBA _PR: 41 3345 1424
VÁRZEA PAULISTA _SP: 11 4596 5921
www.insitu.com.br
insitu@insitu.com.br

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

Sondagens CPTu com Ensaios de Dissipação, Ensaios de Palheta (Vane Test), Coleta de Amostras Indeformadas com Pistão Estacionário, Coleta de Amostras Ambientais, Sondagens SPT e Mistas.



CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

Prova de Carga Estática em estacas, Prova de Carga Dinâmica (PDA) em estacas, Ensaios de Integridade (PIT) em estacas, Tomografia de estacas e Prova de Carga em Placa para Fundações e Piso Industrial.



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

Inclinômetros, Piezômetros Elétricos e Casagrande, Extensômetros, Perfilômetros, Medidores de Nível de Água, Monitoramento de Recalque e Poços de Monitoramento.



LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

Controle Tecnológico de Campo, Ensaios de Solos e Ensaios de Pavimentos.



tgeotecnia

na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

Por detrás de uma grande obra está sempre uma grande empresa.

A tgeotecnia, apresenta-se no mercado nacional e espanhol com um vasto leque de soluções, dotada da mais avançada tecnologia e quadros competentes, indispensáveis à elaboração de estudos, projectos e obras geotécnicas. Actualmente, a tgeotecnia dedica-se a todo o tipo de trabalhos desde a prospeção geológico-geotécnica, desenvolvimento de projectos da especialidade até à execução de obras de estabilização de taludes, contenções, tratamento de terrenos e fundações especiais.

As obras realizadas e a satisfação de tantos clientes, bem como inúmeros projectos em crescimento, são a prova de que compensa fazer da inovação a alavanca do desenvolvimento.

tgeotecnia.
Na génese da construção.

a dst group company

t+ 351 253 307 285 | geral@tgeotecnia.pt | www.dstsgps.com

A Geogrelha certa para cada aplicação



Fortrac®

Geogrelha com elevada resistência a cargas de longa duração, ideal para reforço de obras geotécnicas como aterros sobre solos moles, muros de contenção e taludes íngremes.

HaTelit®

Geogrelha resistente à fadiga, com revestimento betuminoso altamente aderente às camadas asfálticas, ideal para o reforço de concreto asfáltico em recapamentos e pavimentos novos.



Fornit®

Geogrelha com elevado módulo de rigidez inicial, ideal para o reforço de base de pavimento e estrutura submetida a cargas cíclicas ou de curta duração.

A Huesker fornece a mais completa linha de geogrelhas, fabricada a partir de poliéster, polipropileno, PVA e aramida, específicas para cada tipo de aplicação.

Acerte na escolha!



HUESKER

Consulte nossos engenheiros. Germany: +49 (2542) 7010 - Brazil: +55 (12) 3903-9300

www.huesker.com - info@huesker.de - huesker@huesker.com.br



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



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, 6.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217925000
Fax: (351) 213537492

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

ANGOLA
Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2.º Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222338 513
Cell: (244) 923317541
E-mail: coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE
Pestana Rovuma Hotel, Centro de Escritórios.
Rua da Sé nº114. Piso 3, MAPUTO
Tel./Fax: (258) 21 328 813
Cell: (258) 82 409 9605
E-mail: coba.mz@tdm.co.mz

ARGÉLIA
09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922802
Fax: (213) 21 922802
E-mail: coba.alger@gmail.com

BRASIL
Rio de Janeiro
COBA Ltd. - Rua Bela 1128
São Cristóvão
20930-380 Rio de Janeiro RJ
Tel.: (55 21) 351 50 101
Fax: (55 21) 258 01 026

Fortaleza
Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3261 17 38
Fax: (55 85) 3261 50 83
E-mail: coba@esc-te.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS
Corniche Road - Corniche Tower - 5th Floor - 5B
P. O. Box 38360 ABU DHABI
Tel.: (971) 2 627 0088
Fax: (971) 2 627 0087



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

- Facilidade construtiva;
- Econômicas;
- Flexíveis;
- Versáteis;
- Baixo impacto ambiental.

MACCAFERRI

BRASIL

Phone: 55 (11) 4589-3200
Fax: 55 (11) 4582-3272
e-mail: maccaferri@maccaferri.com.br
Site: www.maccaferri.com.br

PORTUGAL

Phone: (351) 263 858 030
Fax: (351) 263 858 036
e-mail: maccaferri@mail.telepac.pt
Site: www.maccaferri.pt



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

GRUPO CENOR

PORTUGAL, ANGOLA, ARGÉLIA, MARROCOS, ROMÉLIA, TIMOR

CENOR GEO - Engenharia Geotécnica, Lda.

Rua das Vigias, 2 . Piso 1 Parque das Nações 1990-506 LISBOA . PORTUGAL

T. +351.218 437 300 F. +351.218 437 301 cenorgeo@cenor.pt

ISO 9001

BUREAU VERITAS
Certification





- > **Prospecção Geotécnica**
Site Investigation
- > **Consultoria Geotécnica**
Geotechnical Consultancy
- > **Obras Geotécnicas**
Ground Treatment-Construction Services
- > **Controlo e Observação**
Field Instrumentation Services and Monitoring Services
- > **Laboratório de Mecânica de Solos**
Soil and Rock Mechanics Laboratory

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



Parque Oriente, Bloco 4, EN10
2699-501 Bobadela LRS
Tel. 21 995 80 00
Fax. 21 995 80 01
e.mail: mail@geocontrole.pt
www.geocontrole.pt


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

GEOMECC

*Ensaio Dinâmico em
Fundações Profundas*

*Consultoria em Engenharia
Geotécnica e de Fundações*

Av. Brasil, 691 - 11º andar - Sta. Efigênia - CEP: 30140-000
Belo Horizonte/Minas Gerais/Brasil
Fone: 55 (31) 3222-1970 - Fax: 55 (31) 3213-7204
Email: geomec.bhz@terra.com.br - Site: www.geomec.com.br





Engenharia Geotécnica



SEDE
Edifício Edifer
Estrada do Seminário, 4 - Alfragide
2610 - 171 Amadora - PORTUGAL
Tel. 00 351 21 475 90 00 / Fax 00 351 21 475 95 00

Escritório Madrid
Calle Rodríguez Marín, Nº 88 1º Dcha
28016 Madrid - ESPANHA
Tel. 00 34 91 745 03 64 / Fax 00 34 91 411 31 87

Escritório Angola
Rua Alameda Van-Dúnem, n.º 265 R/c
Luanda - ANGOLA
Tel. 00 244 222 443 559 / Fax 00 244 222 448 843

Escritório do Porto
Rua Eng. Ferreira Dias, nº 161 2º Andar
4100-247 Porto - PORTUGAL
Tel. 00 351 22 616 74 60 / Fax 00 351 22 616 74 69

Escritório Barcelona
Calle Comte d' Urgell, 204-208 6.º A
08036 Barcelona - ESPANHA
Tel. 00 34 93 419 04 52 / Fax 00 34 93 419 04 16

Escritório da Madeira
Rampa dos Piornais, n.º 5 - Sala 1
9000-248 Funchal - PORTUGAL
Tel. 00 351 291 22 10 33 / Fax 00351 291 22 10 34

Escritório Sevilha
Polígono Industrial de Guadalquivir, C/ Artesanía, 3
41120 Gelves (Sevilla) - ESPANHA
Tel. 00 34 955 762 833 / Fax 00 34 955 76 11 75

Tecnologia de Ponta Specialists in Geotechnical In-Situ Tests and Instrumentation

ENSAIOS IN-SITU *IN-SITU TESTS*

SÍSMICO: Seismic CPT
PIEZOCONE - Cordless CPT system
PALHETA - Electrical field vane apparatus
PRESSIOMÉTRICO - Menard pressuremeter set
DILATOMÉTRICO: Machetti dilatometer



INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA *GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION*

Estudo
Projeto
Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

0800 979 3436

www.deltageo.com.br

deltageo@deltageo.com.br

Phone: +55 11 8133 6030

Skype: lcgarab

Radio: 55*7*58920 Nextel

MSN: lcgarab@hotmail.com

**208, cj. 65, Capital Federal St., Sumaré
São Paulo SP 01259-010**



DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M

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, não devendo 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 pelo menos três revisores.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia deverá ser efectuada através da página electrónica com o endereço <http://www.revistageotecnia.com>. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direcção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos.

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

1. Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.
2. O trabalho deve ser enviado em suporte informático. Está disponível na página electrónica anteriormente referida 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 em rodapé 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.
7. As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada. As figuras devem ser a preto e branco. Os autores deverão garantir, na sua preparação, que linhas e símbolos são legíveis no formato de impressão.
8. As equações devem ser 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 Ninth 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 de 1996, 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 com 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.

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para:

Secretariado da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa – Portugal
E-mail: spg@lnecc.pt

- 3 **Retroanálise 3D do túnel do término de Odivelas. Análise do risco de danos em edifícios adjacentes**
Gonçalo Diniz Vieira e Jorge Almeida e Sousa
- 25 **Resistência ao cisalhamento de interface entre geossintéticos de reforço e solo de cobertura de aterros sanitários**
Heraldo Nunes Pitanga, Jean-Pierre Gourc e Orencio Monje Vilar
- 39 **Alguns resultados de ensaios de fluência e rotura em fluência à tracção de geossintéticos**
António Miguel Paula, Margarida Pinho-Lopes e Maria de Lurdes Lopes
- 65 **Avaliação da efetividade do encapsulamento de um solo contaminado por borra oleosa ácida**
José Waldomiro Jiménez Rojas, Karla Salvagni Heineck, e Nilo Cesar Consoli
- 83 **Aplicação em laboratório de técnicas de biorremediação em um solo residual contaminado com diesel e biodiesel**
Liliane R. R. Meneghetti, Antônio Thomé, Norimar Denardin, Vinícius Girardello e Vagner S. Berté
- 99 **Caracterização e comportamento mecânico de resíduos sólidos pré-tratados**
José Antonio Cancino Calle, Maurício Ehrlich e Claudio Fernando Mahler