

108 Novembro
2006

GEOTECNIA

Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia



DIRECTOR:

Luís Leal Lemos, FCTUC

DIRECTORES ADJUNTOS:

Nuno Guerra, IST
Marília Pereira, LNEC

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

COMISSÃO EDITORIAL PARA O QUADRIÉNIO 2004-2008:

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

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

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

Redacção e Administração: Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa, Portugal – Telef.: 351-218443321; Fax: 351-218443021

Email: spg@lneec.pt; <http://www.lneec.pt/SPG>

Subscrição: assinatura anual (3 números) - 25 €; número avulso: para membros da SPG - 8 €; outros - 16 €

Distribuição gratuita aos membros da SPG.

Execução gráfica: Impressão na Ponticor

Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC e pela FCT – Fundação da Ciência e Tecnologia.

ISSN 0379-9522

Depósito Legal: 214545/04

- 3 Editorial
- 5 Modelos de elementos discretos na análise à rotura de fundações de barragens de betão – um modelo constitutivo de descontinuidade com enfraquecimento
Ricardo Pontes Resende
José Vieira de Lemos
- 23 Estudo numérico de problemas de estabilidade axissimétricos em geotecnia via análise limite
Wagner Nahas Ribeiro
Luiz Gonzaga de Araújo
Christianne de Lyra Nogueira
- 43 Comportamento de estacas pré-moldadas e escavadas, instrumentadas em solo não saturado. A experiência do campo experimental da unicamp-campinas
Paulo José Rocha de Albuquerque
David de Carvalho
Cláudio Vidrih Ferreira
Ademar da Silva Lobo
- 67 Um equipamento para realização de ensaios laboratoriais de abrasão de geossintéticos
André Pinto
M. Lurdes Lopes
- 79 Probabilidade condicional bayesiana na análise de movimentos de massa
Paulo César de Araújo
Paulina Setti Riedel
- 99 Mobilização da resistência ao arranque de geogrelhas
Ana Cristina C. F. Sieira
Alberto S. F. J. Sayão
Denise M. S. Gerscovich
- 121 Critério de aceitação/rejeição de soldaduras por termofusão de geomembranas em PEAD: A importância da temperatura de ensaio
Maria da Graça Dias Alfaro Lopes
Carla Maria Duarte Silva Costa
- 137 Comportamento de camadas de confinamento submetidas ao contato com rejeitos de pirita
Alexandre Knop
Rodrigo Caberlon Cruz
Karla Salvagni Heineck
Nilo Cesar Consoli
- 151 Avaliação do potencial de liquefação estática de rejeitos de mineração
Eleonardo Lucas Pereira
Romero César Gomes
Luís Fernando Martins Ribeiro
- 175 Avaliação da fiabilidade dos ensaios de laboratório na previsão da danificação durante a instalação *in situ* de geossintéticos
Margarida P. Lopes
M. Lurdes Lopes
Miguel Paula
- 197 Cartas de risco de escorregamentos e planos de sseguro no Brasil: um ensaio em Caraguatatuba (SP)
Oswaldo Augusto Filho
- 215 Teses de Doutoramento e Mestrado em Portugal: 2005-2006
A Direcção

Editorial

O presente volume da revista Geotecnia é o último como "Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia". A partir do número de Março de 2007, o número 109, a Revista Geotecnia será uma "Revista Luso-Brasileira de Geotecnia", editada conjuntamente pela Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) e pela Associação Brasileira de Geologia de Engenharia (ABGE).

Assim, o presente número da revista não é de despedida, mas sim o simples fechar de um ciclo, iniciado em 1971, e o estimulante iniciar de outro, agora com uma contribuição mais efectiva da comunidade geotécnica Brasileira. Mais efectiva, por na realidade essa contribuição existir já actualmente, com diversos trabalhos de colegas Brasileiros publicados, que têm escolhido, como os Portugueses, a revista Geotecnia para divulgar os seus trabalhos em língua Portuguesa.

Esta evolução é acompanhada por uma outra: a passagem da revista Solos e Rochas (Soils and Rocks) para uma revista internacional, em língua inglesa, também editada conjuntamente pelas três Sociedades.

O acordo entre as três Sociedades permitirá, assim, a concentração dos seus esforços em duas publicações: uma em língua Inglesa, a Soils and Rocks, e outra em língua Portuguesa, a Geotecnia. Ambas serão distribuídas aos sócios das três Sociedades e será em ambas aplicado o princípio da paridade quer em termos dos corpos editoriais quer em termos financeiros.

No entanto, por forma a respeitar a tradição, as origens de cada revista foram tidas em consideração neste acordo. No caso da revista Geotecnia, o título é pertença da SPG e continuará sediada em Portugal, sendo o seu Director indicado por Portugal e o seu Sub-Director pelo Brasil. O princípio correspondente é aplicado à Soils and Rocks.

As perspectivas são, assim, que o empenho conjunto das três Sociedades contribua para melhorar a qualidade da revista Geotecnia.

A actual Direcção da revista Geotecnia expressa a sua gratidão a todos os que contribuíram para fazer da revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia o importante meio de publicação que hoje existe, destacando os seus fundadores, as sucessivas Direcções, os membros da Comissão Editorial, os Revisores e os Autores dos trabalhos. A todos Muito Obrigado. Finalmente, a actual Direcção espera, em conjunto com os colegas Brasileiros que a ela se juntarão, poder continuar a contar com a colaboração de todos quantos contribuíram até hoje, de forma se possível ainda mais empenhada.

A DIRECÇÃO DA REVISTA GEOTECNIA

Agradecimentos

A Direcção da Revista GEOTECNIA expressa votos de agradecimento aos seguintes especialistas que, para além dos membros da Comissão Editorial, colaboraram na apreciação de alguns trabalhos submetidos a publicação na Revista GEOTECNIA: A. Antão (UNL), Alberto Sayão (PUC - Rio de Janeiro), Alexandre Tavares (FCTUC), António Roque (LNEC), Fernando Pardo de Santayana (CEDEX), Jaime Santos (IST), João Bilé Serra (LNEC), João Pedroso de Lima (FCTUC), Jorge Almeida e Sousa (FCTUC), Jorge Grandão Lopes (LNEC), Laura Caldeira (LNEC), Madalena Barroso (LNEC), Maria Isabel Moita Pinto (FCTUC), Mário Quinta Ferreira (FCTUC), Paulo de Venda Oliveira (FCTUC), Said Jalali (UM), Sussumu Niyama (IPT-SP, Tecnum & Corporate).

A DIRECÇÃO DA REVISTA GEOTECNIA

MODELOS DE ELEMENTOS DISCRETOS NA ANÁLISE À ROTURA DE FUNDAÇÕES DE BARRAGENS DE BETÃO – UM MODELO CONSTITUTIVO DE DESCONTINUIDADE COM ENFRAQUECIMENTO

Discrete element models applied to failure analysis of concrete dams' foundations – a new discontinuity constitutive model

Ricardo Pontes Resende*

José Vieira de Lemos**

RESUMO – Apresenta-se um modelo constitutivo para superfícies de descontinuidades, com o objectivo de melhorar a avaliação da segurança estrutural de barragens de betão para cenários de rotura envolvendo a fundação. O modelo considera o enfraquecimento da coesão e da resistência à tracção das descontinuidades, de modo a ter em conta a degradação que ocorre nas juntas com coesão e resistência à tracção (betão-rocha e betão-betão) e nas superfícies de menor resistência existentes nos maciços de fundação. O modelo constitutivo foi inserido num programa de elementos discretos. Faz-se uma comparação com resultados experimentais de ensaios de vigas de betão com descontinuidade a meio vão. Apresenta-se ainda a aplicação ao estudo da rotura de uma barragem abóbada com uma falha na fundação, considerando a subida do nível de água e um deslizamento na falha.

SYNOPSIS – A numerical model based on the discrete element method is presented, for the study of dam foundations in rock masses. A constitutive model for discontinuities was developed, which takes into account the softening of the cohesive component of shear strength and of the tensile strength. The field of application of the present model comprises studies of rock engineering structures that require a representation of the behavior of joints and interfaces, including deterioration and failure processes, namely concrete-rock interfaces, concrete lift joints in dams, and the propagation of non-persistent joints in rock masses. The constitutive model for joints was implemented in the discrete element programme 3DEC. A comparison with results of laboratory tests of fracture of a concrete beam showed a good agreement between numerical and experimental data. The model was also applied to the study of the safety of a concrete arch dam, for a failure scenario involving rising of the water level and sliding on a fault in the rock mass.

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – Fundações de Barragens de Betão

As barragens de betão exigem fundações de baixa deformabilidade e alta resistência, sendo por isso construídas em maciços rochosos de boa qualidade, ou seja, maciços simultaneamente constituídos por material rochoso homogéneo com boa resistência e baixa deformabilidade e com direcção de diaclasamento favorável às solicitações impostas pela barragem. Infelizmente, nem

* Bolseiro de Doutoramento, Núcleo de Fundações e Obras Subterrâneas, Departamento de Barragens de Betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: rresende@lnec.pt

** Investigador Coordenador, Núcleo de Modelação Matemática e Física, Departamento de Barragens de Betão, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: vlemos@lnec.pt

sempre é possível encontrar, nos vales dos rios, os locais que reúnem simultaneamente as melhores características para o aproveitamento hidráulico e um maciço de excelente qualidade. De entre as barragens de betão, as do tipo abóbada, em especial, solicitam as suas fundações com grande intensidade, nomeadamente nas zonas que absorvem a maior parte dos impulsos dos arcos da barragem.

A segurança da barragem tem de ser encarada como um problema de interacção entre o corpo da barragem e o maciço de fundação. O facto de os mais graves acidentes envolvendo barragens de betão terem sido causados por problemas de diaclasamento na fundação (Malpasset, França em 1959 e Vajont, Itália em 1963) corrobora esta afirmação.

A característica mais marcante dos maciços rochosos é a sua descontinuidade. A deformabilidade e resistência dos maciços são mais comandadas pelos movimentos que ocorrem nas diaclases e falhas do que pelas características intrínsecas do material rochoso. É, portanto, da maior relevância a incorporação do efeito das descontinuidades nos modelos numéricos usados no estudo do comportamento do conjunto barragem-fundação.

1.2 – Método dos Elementos Discretos

O Método dos Elementos Discretos (MED) (Cundall, 1971) é um método numérico vocacionado para a modelação e análise de meios descontínuos. Pela sua formulação e algoritmo de resolução é particularmente apropriado para simular comportamentos não-lineares e processos de rotura, permitindo acompanhar o enfraquecimento estrutural. O MED foi desenvolvido no âmbito do estudo da estabilidade dos maciços rochosos diaclasados, tendo a sua utilização sido posteriormente alargada a outras áreas, designadamente ao estudo do comportamento de monumentos históricos em alvenaria, ao estudo da mecânica da fractura de materiais contínuos quase-frágeis como o betão e a rocha, ao comportamento de materiais micro-granulares, como por exemplo os solos. A conjugação do MED com o método dos elementos finitos permitiu alargar a sua aplicação a problemas onde as deformações internas dos blocos têm de ser tomadas em conta. Discretizando internamente os blocos discretos, pode-se aplicar ao seu material os modelos constitutivos adequados à gama de deformações e tensões esperada.

O 3DEC (Itasca, 1999) é um programa baseado numa formulação tridimensional do MED, que emprega blocos tridimensionais poliédricos convexos. Os blocos podem ser rígidos ou, através de uma discretização interna em malhas de tetraedros de deformação constante, deformáveis (Figura 1). Lemos (1998) implementou uma formulação em que os blocos rígidos podem

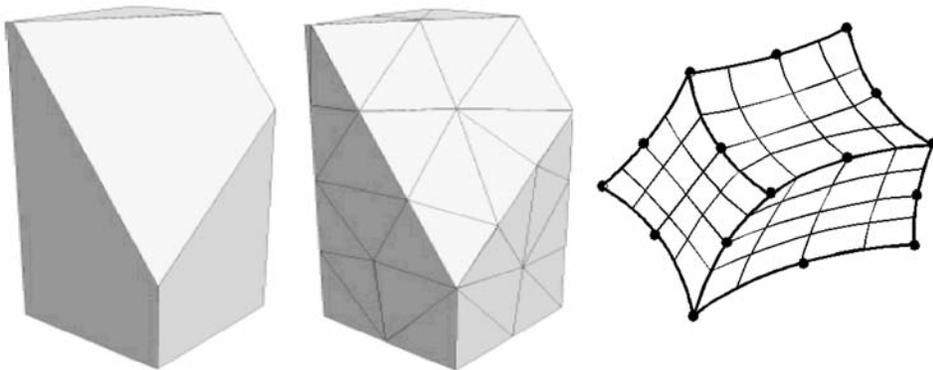


Fig. 1 – Bloco rígido (esq.) e bloco deformável discretizado em malha tetraédrica (centro), elemento parabólico de 20 nós (dir.).

ser substituídos por elementos finitos paralelepípedicos de 20 nós (funções de forma parabólicas), mantendo-se a lógica de contacto entre estes elementos e os blocos distintos. Esta formulação permite representar os campos de tensões com maior eficácia usando menor número de elementos do que os que seriam necessários caso se tivesse de usar elementos tetraédricos. Tem sido utilizada com excelentes resultados na representação de barragens do tipo abóbada, para as quais estes elementos estão bem adaptados.

2 – FORMULAÇÃO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS

2.1 – Introdução

No MED, o domínio é representado por um conjunto de blocos que, sob o efeito de forças internas e externas, se movimentam no espaço tridimensional, interagindo uns com os outros. O problema consiste, então, na determinação do movimento de cada bloco quando submetido a forças aplicadas, a forças de contacto com os outros blocos e a forças mássicas. A solução é obtida resolvendo em cada instante as leis do movimento de corpos (representada nas equações (1) e (2) para o movimento de translação e de rotação de um bloco rígido):

$$\ddot{u}_i + \alpha \cdot \dot{u}_i = \frac{F_i}{m} \quad (1)$$

$$\dot{\omega}_i + \alpha \cdot \omega_i = \frac{M_i}{I_s} \quad (2)$$

onde:

- u_i é o vector de posição do centróide do bloco ($i = 1, 2, 3$) e o ponto significa a derivada em relação ao tempo;
- ω_i é o vector de velocidade angular do bloco;
- F_i é o somatório das forças aplicadas no centróide do bloco;
- M_i é o somatório dos momentos aplicados no centróide do bloco;
- I_s é o momento de inércia do bloco;
- m é a massa do bloco;
- α é o amortecimento do sistema.

Na equação (2) foram introduzidas algumas simplificações em relação à fórmula de Euler que rege a rotação de corpos rígidos: os termos cruzados são desprezados e o momento de inércia I_s é a média dos três momentos principais de inércia do bloco (esta aproximação é válida nos problemas quase estáticos, em que as velocidades são pequenas).

A integração das equações de movimento é feita através de um algoritmo de integração explícita (por diferenças centrais), semelhante ao método de relaxação dinâmica de resolução de equações. O coeficiente de amortecimento α é escolhido de forma adequada ao tipo de problema em questão. Nos problemas dinâmicos, é usado o coeficiente de amortecimento real do sistema. Nos problemas estáticos, o amortecimento não tem significado físico real, pelo que pode ser escolhido de forma a minimizar o tempo de cálculo, nomeadamente usando diferentes valores de amortecimento nas diversas regiões do modelo ou amortecimento variável ao longo do cálculo.

1.2 – Modelos de contacto

O ciclo de cálculo do MED, resumido na Figura 2, tem um dos seus pontos críticos na determinação da forma como os blocos interagem entre si, representada no passo 3. Esta etapa é composta por três sub-passos:

1. determinam-se os pares de blocos vizinhos;
2. identificam-se os blocos vizinhos que se tocam e o tipo de contacto;
3. determinam-se as forças de contacto.

Têm sido desenvolvidos algoritmos para determinação dos pares de blocos em interacção (sub-passos 1 e 2) que são simultaneamente computacionalmente económicos e eficientes na detecção e resolução dos contactos (Lemos, 1998, 2001).

O passo 3, que consiste na determinação de relações entre forças e deslocamentos a nível dos contactos, encerra grande parte do potencial de desenvolvimento e adaptação a situações novas do MED. As forças de contacto determinadas são, no final do passo 3, transferidas para os centróides dos blocos e o seu efeito é somado ao das restantes forças aplicadas e peso próprio.



Fig. 2 – Ciclo de cálculo do Método dos Elementos Discretos.

O programa 3DEC contém os seguintes modelos constitutivos de contacto: elástico linear, elasto-plástico com rotura definida pelo critério de Mohr-Coulomb (designado nesta comunicação por modelo *MCI*) e ainda o sofisticado modelo Continuous-Yelding. Contudo, o programa não dispõe de nenhum modelo que considere, de forma simples, o enfraquecimento resultante da degradação da junta (quer em termos de resistência à tracção quer em termos de coesão), nem que permita ter em conta a propagação de fissuras em material intacto, (Lemos, 2001).

3 – DESENVOLVIMENTO DO MODELO DE CONTACTO

3.1 – Introdução

O modelo desenvolvido (Resende, 2003) teve por base o modelo *MCI* existente no programa 3DEC. Como referido, este modelo tem uma formulação elasto-plástica com rotura frágil, sendo a

força de corte máxima ($F_{s, \max}$) e força normal máxima de tracção ($F_{n, \max}$) dadas pelo critério de Mohr-Coulomb, expresso analiticamente pelas condições (3) e (4) e graficamente na Figura 3.

$$F_{s, \max} = coh \cdot A_c + F_n^c \cdot tg \phi \quad (3)$$

$$F_{n, \max} = -ten \cdot A_c \quad (4)$$

onde:

- ϕ é o ângulo de atrito do contacto;
- coh é a coesão do contacto;
- ten é a resistência à tracção do contacto;
- A_c é a área do contacto.

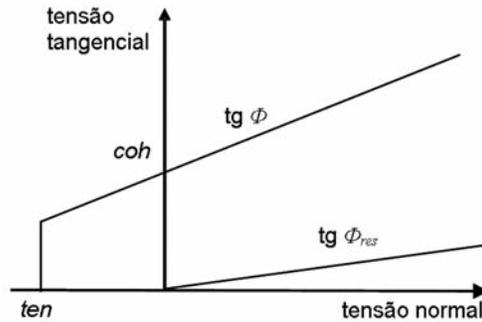


Fig. 3 – Envoltório de rotura do critério de Mohr-Coulomb.

No modelo *MCI*, após a rotura, as forças no contacto assumem os valores máximos dados pelas equações (5) e (6).

$$F_{s, \max} = F_n^c \cdot tg \phi_{res} \quad (5)$$

$$F_{n, \max} = 0 \quad (6)$$

onde ϕ_{res} é o ângulo de atrito residual.

3.2 – Enfraquecimento

Ao modelo *MCI* foi adicionada a perda gradual de propriedades após o pico, nomeadamente da coesão, resistência à tracção e rigidez normal. Esta propriedade dos geomateriais como o betão, as rochas e os solos e algumas interfaces, chama-se enfraquecimento. O enfraquecimento foi detectado nos ensaios de caracterização de materiais e interfaces a partir do momento em que se desenvolveram máquinas de ensaio de grande rigidez, que permitem controlar a velocidade de deformação após o pico. O enfraquecimento resulta da propagação gradual de microfissuras previamente existentes no material, fissuras

essas que vão crescendo e unindo-se com o carregamento, até se transformarem em fissuras macroscópicas que provocam a ruína do provete. Em algumas estruturas este comportamento é determinante no mecanismo de colapso, como se verá nos exemplos de aplicação adiante descritos.

Por outro lado, nas discontinuidades do tipo rocha-rocha sem preenchimento, observa-se que a perda de resistência de corte após o pico pode ser abrupta ou gradual, dependendo principalmente da rugosidade da interface, das características do material e da relação entre a tensão normal aplicada e a resistência do material rochoso. No caso das discontinuidades rochosas com preenchimento é corrente observar-se enfraquecimento tanto da coesão como da resistência à tracção. Finalmente, no caso das interfaces rocha-betão ou betão-betão, ocorre sempre enfraquecimento da coesão e da resistência à tracção.

3.3 – Comportamento da discontinuidade à tracção e ao corte

No modelo desenvolvido, para além da diminuição da resistência, também é considerada a degradação da rigidez normal após o pico. A degradação das características do material é representada através de um parâmetro de dano que assume valores sempre crescentes, desde zero (material intacto) até 1 (destruição do material). Em cada passo de cálculo, são determinados valores efectivos para as propriedades: resistência à tracção (ten_{ef}), rigidez normal ($k_{n,ef}^+$) e coesão efectiva (coh_{ef}).

$$ten_{ef} = ten \cdot (1 - d_n^+) \quad (7)$$

$$k_{n,ef}^+ = k_n^+ \cdot (1 - d_n^+) \quad (8)$$

$$coh_{ef} = coh \cdot (1 - d_s) \quad (9)$$

onde:

- d_n^+ é o parâmetro de dano que afecta a resistência e rigidez em tracção (de 0 a 1);
- d_s é o parâmetro de dano que afecta a coesão (de 0 a 1);
- k_n^+ é rigidez normal inicial;
- coh é a coesão inicial.

Admitiu-se que a rigidez de corte e a rigidez normal em compressão não são afectadas pelo dano, uma vez que os trabalhos experimentais existentes não apontam nesse sentido.

As variáveis de dano d_n^+ e d_s crescem de forma linear com o carregamento pós-pico, o que leva a que o ramo de enfraquecimento em tracção e corte seja também linear. A Figura 4 representa graficamente o comportamento do modelo. A rigidez em descarga durante o enfraquecimento em

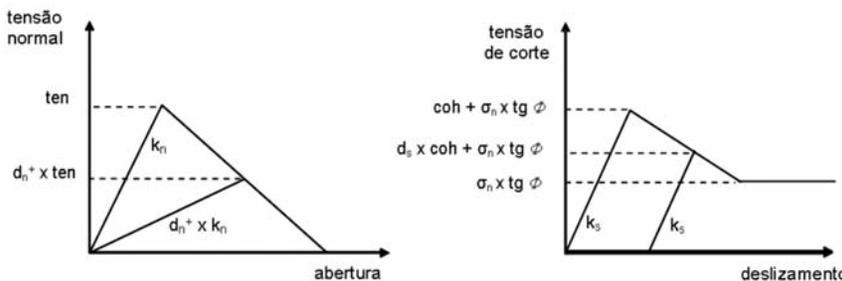


Fig. 4 – Modelo de comportamento de discontinuidade: tensão normal (tracção) vs. abertura; tensão tangencial vs. deslizamento.

tracção (k_n^+) é, como explicitado na equação (8), afectada do parâmetro de dano d_n^+ , dirigindo-se o ramo de descarga sempre para a origem. Se a descarga se converte em movimento de fecho, é recuperada a rigidez inicial (k_n^-), uma vez que o dano não afecta o comportamento à compressão.

3.4 – Interação entre enfraquecimento à tracção e ao corte

As ligações no interior do material ou nas interfaces modeladas podem ser destruídas por esforços de corte, tracção ou ambos simultaneamente. Considerou-se assim que a degradação das propriedades à tracção se reflecte na coesão e vice-versa (Lourenço e Rots, 1997). No modelo desenvolvido, transpôs-se este raciocínio para o conceito de energia de fractura disponível, estabelecendo-se que a energia que é necessário fornecer ao material para degradar as suas propriedades tanto pode resultar de esforços que provocam tensões de tracção como de corte. Formulou-se esta interacção estabelecendo, em cada contacto, uma proporcionalidade directa entre a resistência disponível em coesão e em tracção. Os parâmetros de dano d_n^+ e d_s (e, consequentemente, os valores efectivos da resistência à tracção e da coesão) são recalculados em cada passo, de modo a que se mantém a proporção expressa na equação:

$$d_n^+ = d_s = \frac{ten_{ef}}{ten} = \frac{coh_{ef}}{coh} \quad (10)$$

3.5 – Dilatância

O modelo desenvolvido não inclui o efeito de dilatância, não devido a dificuldades de maior em termos de formulação ou implementação do algoritmo, mas porque a dilatância tem o efeito de aumentar o nível de segurança dos maciços, mas a sua quantificação experimental com precisão suficiente é pouco frequente. Por outro lado, o seu efeito só é significativo se existir uma restrição efectiva ao movimento de abertura da junta, o que não se verifica nas fundações de barragens onde as tensões normais instaladas são baixas. De qualquer modo, o modelo pode ser facilmente alterado para incluir a dilatância.

4 – ENSAIO DE ROTURA DE UMA VIGA DE BETÃO

4.1 – Introdução

Na primeira aplicação, pretendeu-se reproduzir um problema simples, onde o enfraquecimento tivesse um papel preponderante e para o qual estivessem disponíveis resultados experimentais que permitissem validar inequivocamente o desempenho do modelo desenvolvido. Havendo relativamente pouco trabalho experimental em descontinuidades rocha-betão com enfraquecimento da coesão ou da resistência à tracção, escolheu-se um conjunto de ensaios de vigas de betão, com um entalhe a meio-vão em flexão pura (Kunieda et al., 2000).

O dispositivo experimental é reproduzido na Figura 5. O betão das vigas ensaiadas (4 ensaios) tem um módulo de elasticidade médio de 31,2 GPa e uma resistência à tracção entre 2,7 e 3,2 MPa. Neste tipo de ensaio, regista-se um estado de flexão pura a meio vão da viga (esforço transversal nulo), sendo toda a capacidade de suporte da viga conferida pela resistência à tracção do contacto betão-betão.

Nos testes efectuados por Kunieda foram ensaiadas vigas com betão de idades iguais ou diferentes nas duas metades da viga, tendo-se escolhido um ensaio em que a viga foi betonada de uma

só vez (betão com a mesma idade em toda a viga). Os autores dos ensaios determinaram as curvas de enfraquecimento do betão em tracção através de retroanálise pelo método dos elementos finitos.

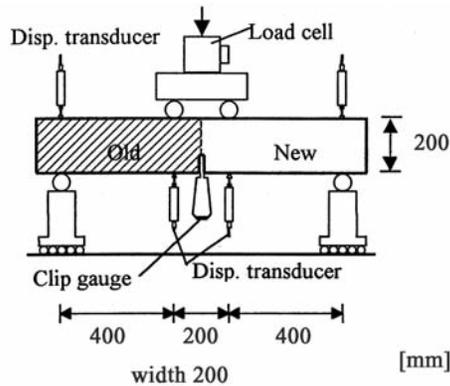


Fig. 5 – Dimensões, dispositivo de carregamento, de medição de deslocamentos e de abertura de fenda (Kunieda et al., 2000).

4.2 – Modelo numérico

O modelo da viga desenvolvido no 3DEC é apresentado na Figura 6. O modelo tem uma espessura dez vezes inferior ao protótipo pois a representação do contacto na zona de rotura exige uma discretização cuidada na direcção vertical, que a ser estendida à direcção transversal resultaria numa malha desnecessariamente grande, uma vez que, como o comportamento da viga é essencialmente plano e, por isso, independente da espessura do modelo, a representação da espessura real da viga é redundante.

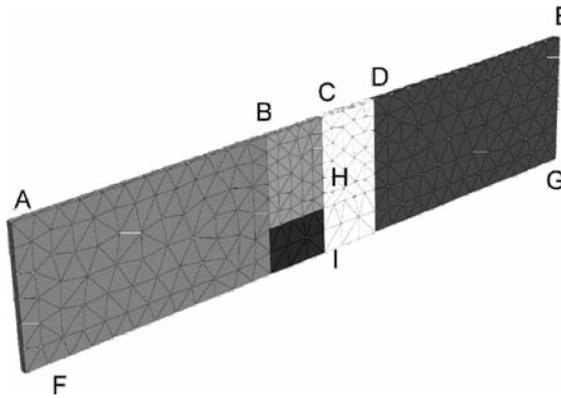


Fig. 6 – Modelo numérico desenvolvido.

O modelo está dividido em diversas regiões que foram discretizadas numa malha interna de elementos finitos tetraédricos, com uma dimensão de aproximadamente 2 cm na região central e 4 cm nas restantes regiões.

A análise foi efectuada por imposição de deslocamentos verticais nos pontos B e D, estando os deslocamentos dos pontos F e G restringidos na direcção vertical. A junta real, onde pode ocorrer

a rotura, corresponde ao troço C-H. No troço H-I, correspondente ao entalhe, não existe contacto entre o material dos dois lados da viga. As restantes juntas apenas definem as zonas com diferentes densidades de malha, tendo-lhes sido atribuída elevada resistência e rigidez, de modo a não interferirem na resposta da viga.

Foram efectuados três cálculos, nos quais se variou a rigidez pré e pós pico e a resistência da junta a meio-vão, de modo a obter curvas carga-deslocamento que aproximem o melhor possível os resultados experimentais. Na Tabela 1 são apresentadas as propriedades dos cálculos numéricos efectuados com o modelo desenvolvido e com o modelo *MCI* (modelo de junta existente no 3DEC com rotura frágil definida pelo critério de Mohr-Coulomb).

Tabela 1 – Propriedades da junta a meio-vão.

	t_{en} [MPa]	k_n [GPa/m]	$k_{n,soft}$ [GPa/m]
<i>MCI</i>	3,2	$31,2 \times 10^3$	–
<i>MCSofit A</i>	2,7	$31,2 \times 10^3$	50
<i>MCSofit B</i>	3,2	$31,2 \times 10^3$	100

*os valores da coh, k_s e $k_{s,soft}$ não são relevantes neste cálculo.

Os conjuntos de parâmetros *MCSofit A* e *B* correspondem às aproximações da curva tensão normal vs. abertura de fenda expressa graficamente na Figura 7, onde é representada a curva de enfraquecimento fornecida pelos autores dos ensaios e as curvas consideradas nos cálculos com enfraquecimento da junta a meio vão. Com o conjunto de parâmetros *B* a parte inicial da curva experimental é melhor aproximada, sendo a resistência à tracção e a rigidez de enfraquecimento mais elevadas que no conjunto *A*; que considera um valor de energia de fractura mais correcto, representando melhor o comportamento ao longo de toda a amplitude de aberturas.

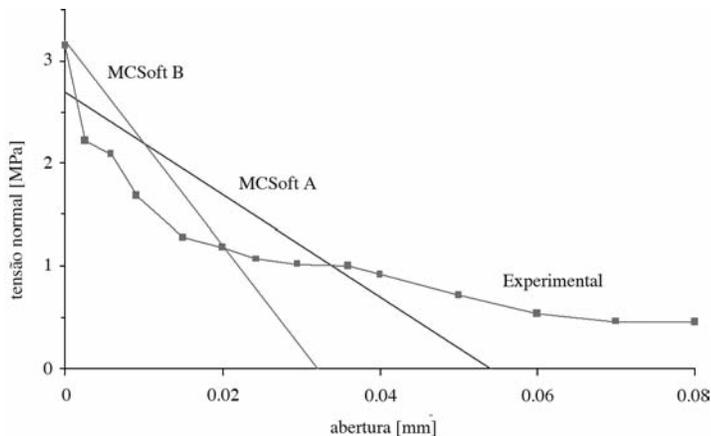


Fig. 7 – Curvas tensão vs. deslocamento experimentais e numéricas para o enfraquecimento em tracção.

4.3 – Resultados

A Figura 8 apresenta as curvas carga-deslocamento experimental média e as numéricas, para os vários modelos considerados. Verifica-se que o modelo *MCI* é claramente inadequado para

problemas desta natureza, ou seja, quando a resposta da estrutura depende fortemente da resistência pós-pico do material.

O modelo *MCSof*t acompanha bem o comportamento da viga em fase elástica, reproduzindo correctamente o valor de pico e acompanhando menos satisfatoriamente o comportamento pós-pico. Verifica-se que, independentemente da aproximação do ramo de enfraquecimento considerada (caso *A* ou *B*), a resposta do modelo numérico é sempre mais frágil que a do protótipo, o que pode ser atribuído à evolução linear adoptada para os parâmetros de enfraquecimento e à imposição do caminho de progressão da fractura.

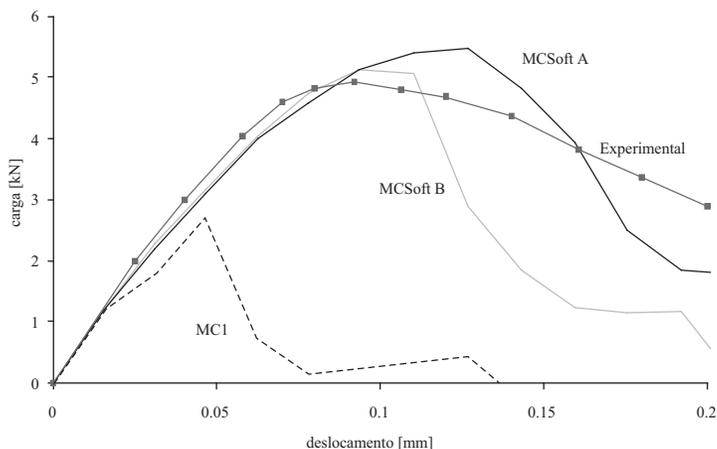


Fig. 8 – Curvas carga vs. deslocamento experimentais e numéricas.

5 – MODELAÇÃO DE UMA BARRAGEM ABÓBADA DE BETÃO COM FALHA NA FUNDAÇÃO

5.1 – Introdução

A barragem de Alqueva no rio Guadiana, concluída em 2002, é constituída por uma abóbada simétrica de dupla curvatura, que se apoia na parte superior das duas margens em encontros de betão de grandes dimensões. A barragem tem 317 m de corda no coroamento, 96 m de altura máxima (relação corda/altura de 3,3), 348 m de desenvolvimento entre encontros ao nível do coroamento e 140 m de desenvolvimento na base. A espessura da consola central é de 33,5 m na base e 7 m no coroamento (Figuras 9 e 10). Na margem direita e no fundo do vale, que é bastante largo, o maciço de fundação é constituído por xistos verdes bem conservados e de baixa deformabilidade. Na margem esquerda a fundação é constituída por filádio bem conservado, cujo módulo de elasticidade é aproximadamente metade do dos xistos verdes. Além de outras falhas de menor importância, ocorre uma falha inversa de grandes dimensões, a falha 22, que separa as duas formações. Esta falha tem uma orientação 25,5° NE em relação à direcção montante-jusante, inclinação de cerca de 40° para a margem esquerda e possança variável entre os 3 e os 12 m. A falha atravessa a inserção da barragem próxima do descarregador de meio fundo da margem esquerda. O seu preenchimento é constituído por filádio fracturado e alterado, com um módulo de elasticidade muito baixo, resultante do esmagamento e corte das paredes da falha.

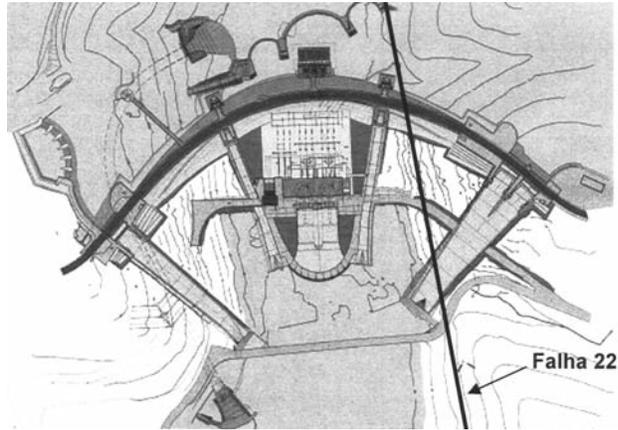


Fig. 9 – Planta geral do aproveitamento de Alqueva (barragem e central hidroeléctrica) com representação aproximada da intercepção da falha com a superfície (Liberal et al., 2002).

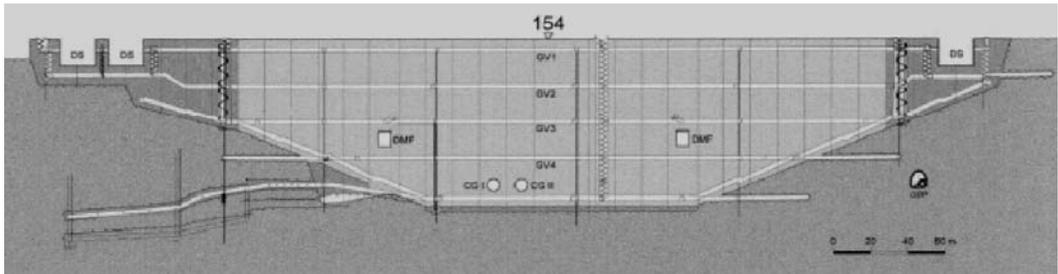


Fig. 10 – Perfil da barragem de Alqueva desenvolvido pela superfície de referência (Liberal et al., 2002).

Previu-se que a fraca qualidade do material preenchedor da falha 22 poria em causa o comportamento da barragem, tanto sob a acção do seu peso próprio como aquando de deslocamentos da falha. Assim, foram consideradas várias soluções para o projecto de tratamento da falha que amenizassem estas situações, tendo-se optado pela substituição do material da caixa da falha por betão em massa (Liberal et al., 2002). Numa zona próxima da superfície, esta substituição foi feita por meio de um aprofundamento da fundação, executado através de uma escavação a céu aberto. Na zona em que o reperfilamento a céu aberto implicava a execução de taludes de grande altura, a substituição do material da falha foi feita através de um conjunto de galerias. Foram executados quatro níveis de galerias sub-horizontais com 4,5 m de altura, sendo o tecto do primeiro nível coincidente com o tecto da falha e os níveis seguintes inferiores ao primeiro, até se atingir o muro da falha. Em cada nível, começou por se escavar uma galeria central que foi depois alargada por meio de mais uma galeria para cada lado, sendo todas preenchidas com betão, passando-se então para o nível inferior. Na Figura 11 são apresentados esquemas da zona tratada que permitem compreender a solução executada.

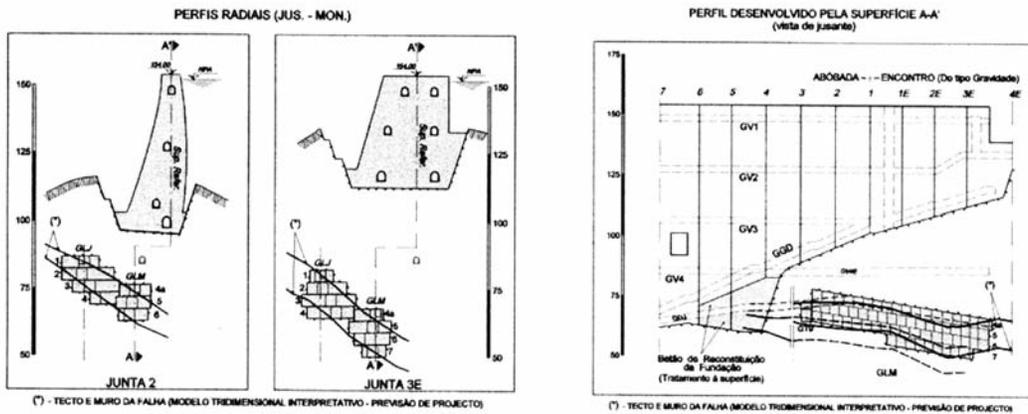


Fig. 11 – Projecto do tratamento da falha 22 (Liberal et al., 2002).

Têm sido variados os estudos sobre a influência do diaclasamento da fundação, em especial a falha 22, sobre a barragem de Alqueva. Em Schlar e Muralha (2002) foi desenvolvido um modelo bidimensional que simula o tratamento da falha tendo em conta a sequência de betonagem dos blocos da barragem e de escavação do material da caixa da falha e sua substituição por betão. Em Oliveira (2000) é feita uma análise à rotura da barragem num cenário de deslocamento relativo entre os bordos da falha. Finalmente, em Gomes et al. (2002), é descrito o ensaio físico de um modelo geomecânico do conjunto barragem-fundação e o estudo numérico da rotura por subida do nível de água, com consideração do diaclasamento da fundação e da resistência do betão da barragem.

No presente estudo, investigou-se a influência do tratamento da falha 22 sobre o comportamento global da barragem e o comportamento da junta barragem-fundação em dois cenários distintos: subida da água acima do coroamento e deslocamento tangencial relativo dos bordos da falha (simulando um eventual movimento de origem sísmica).

Foram consideradas na análise a influência do estado de tensão in situ da fundação, a sequência de construção da barragem e os trabalhos de tratamento da falha 22. Ressalva-se que a simulação da sequência construtiva e dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais e descontinuidades empregues carecem, cada um por si, de estudo mais pormenorizado, pelo que, dada a complexidade do comportamento do conjunto barragem-fundação e das incertezas na determinação de alguns parâmetros, os resultados encontrados devem ser considerados como uma aproximação aos mecanismos em jogo.

5.2 – Descrição do modelo numérico

Desenvolveu-se um modelo numérico tridimensional híbrido do conjunto barragem-fundação. A barragem é constituída por blocos discretos correspondentes às consolas definidas pelas juntas de construção e a fundação por dois macro blocos, correspondentes às zonas dos xistos verdes e dos filádios (Figuras 12 e 13).

Os blocos que simulam cada consola da barragem foram discretizados internamente em elementos finitos tridimensionais isoparamétricos do 2º grau com 20 pontos nodais, tendo a abóbada dois elementos em espessura. Sendo constituídas por blocos distintos, as consolas têm comportamento independente entre si, sendo possível a abertura e movimentos tangenciais nas juntas verticais.

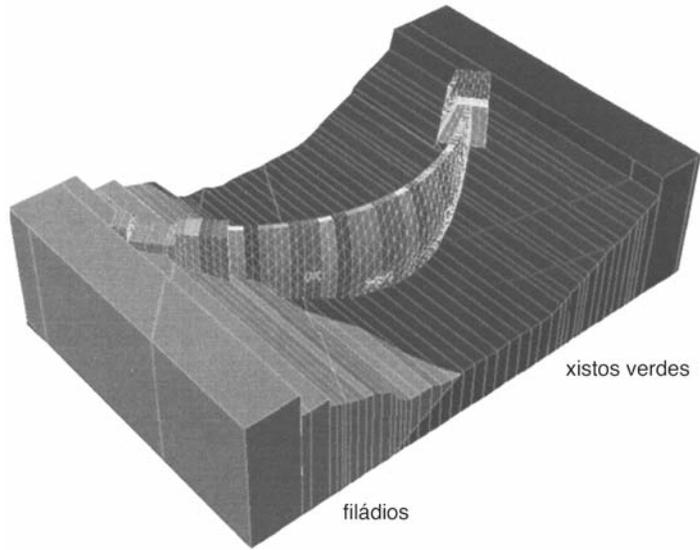


Fig. 12 – Modelo barragem-fundação com a Falha 22 (cada bloco distinto está representado com uma cor).

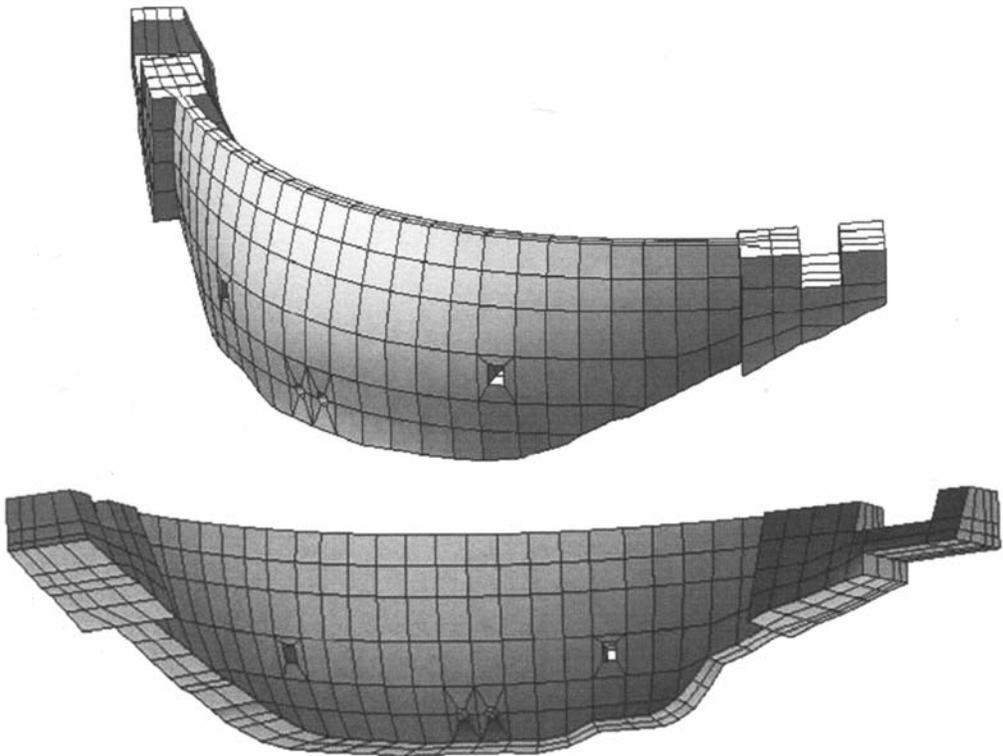


Fig. 13 – Vista de montante (cimo) e de jusante (baixo) da malha da barragem de Alqueva.

Os blocos da fundação são discretizados internamente em elementos tetraédricos de 4 nós, com formulação elástica linear. As propriedades dos materiais e os modelos constitutivos e propriedades das descontinuidades estão resumidas nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 2 – Propriedades dos materiais da barragem e fundação.

Blocos	E [GPa]	ν	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	coh [MPa]	ten [MPa]
barragem	20	0,2	24	42	6,7	3
fundação – xisto verde	10	0,2	24	–	–	–
fundação – filádio	5	0,2	24	–	–	–

Tabela 3 – Propriedades das juntas da barragem e fundação.

Blocos	k_n [GPa/m]	k_s [GPa/m]	$k_{n,soft}$ [GPa/m]	$k_{s,soft}$ [GPa/m]	ϕ [°]	coh [MPa]	ten [MPa]
Consolas da barragem (<i>MCI</i>)	200	40	–	–	45	0	0
Barragem-fundação (<i>MCSof</i> t)	20	4	6	6	40	3	2
Região tratada da falha 22 (<i>MCSof</i> t) ⁺	2	0,4	6	6	40	3	2
Região tratada da falha 22 (<i>MCSof</i> t) [*]	2	0,4	6	6	42 [*]	6,7 [*]	3 [*]
Região não tratada da falha 22 (<i>MCI</i>)	0,2	0,04	–	–	20	0,1	0

+ rotura pela interface rocha da parede da falha – betão do preenchimento

* rotura por corte do betão de preenchimento da falha

O estado da obra antes da acção dos carregamentos que provocam a ruína (subida do nível de água ou imposição de deslocamento entre os bordos da falha) foi simulado de forma aproximada através da imposição sequencial dos carregamentos correspondentes ao estado de tensão inicial do maciço, construção e injeccção das juntas da barragem e subida do nível de água até à cota máxima da albufeira.

5.3 – Cenário de majoração do nível de água

Simulou-se a subida gradual do nível de água até ao nível 254, ou seja, 100 m acima do coroamento. Para quantificar a capacidade resistente de uma barragem, adoptam-se habitualmente dois tipos de análise. No primeiro, reduzem-se as resistências até que ocorre a rotura. No segundo, majora-se o nível de água acima do coroamento, o que corresponde a assumir um diagrama de pressão trapezoidal no paramento de montante. Nesta análise empregou-se o segundo método.

Utilizou-se o modelo constitutivo *MCSof*t nas interfaces barragem-fundação e na interface correspondente à região tratada da falha 22, ambas interfaces do tipo betão-rocha. Nas restantes interfaces, ou seja, entre os blocos da barragem e na zona não tratada da falha 22, utilizou-se o modelo com rotura frágil *MCI*. Para verificar se o novo modelo constitutivo de contacto aporta alguma mais valia, o cálculo foi repetido empregando o modelo de contacto *MCI* em todas as

interfaces. Na modelação do betão da barragem usou-se tanto o modelo elástico linear como o modelo elasto-plástico com critério de rotura de Mohr-Coulomb. Os parâmetros de resistência para este último modelo, apresentados na Tabela 2, ajustam a superfície de rotura de Mohr-Coulomb à resistência à compressão simples e resistência à tracção do betão da barragem (respectivamente 25 e 3 MPa).

Considerando a orientação da falha 22 em relação à resultante da pressão hidrostática na barragem, torna-se evidente que a subida da água na albufeira irá provocar tensões de corte e de compressão na falha 22, podendo o acréscimo de tensões de compressão contrabalançar o aumento das forças que provocam o escorregamento (equação 3). Com efeito, a evolução das tensões dos contactos da falha com a subida da água mostra que nestes não ocorrem roturas, pelo que o comportamento do conjunto barragem-fundação deverá ser limitado pela resistência da interface barragem-fundação e do betão da barragem. Na junta barragem-fundação, o aumento da força hidrostática origina tensões de corte consideráveis com uma distribuição quase uniforme na espessura, e uma distribuição de tensões normais com tracções no pé de montante e compressões no pé de jusante. Com a subida do nível de água, abre-se no pé de montante da barragem uma fenda que progride na direcção de jusante. No corpo da barragem, regista-se o aparecimento de compressões importantes nos arcos horizontais do topo.

O comportamento da barragem e o estado da junta barragem-fundação com a subida do nível de água são representados nas Figuras 14 e 15, respectivamente. Apesar da cedência quase total dos contactos da interface barragem-fundação, a forma encaixada da barragem não permite deslizamentos de grande amplitude. É por cedência por compressão do betão dos arcos superiores que se dá o colapso. É evidente neste cenário que a modelação correcta do material da barragem é mais relevante que o modelo empregue na interface barragem-fundação ou na falha. Apesar disso, existem algumas diferenças na forma como evolui o deslocamento no topo da barragem quando se aplica o modelo com modelo com enfraquecimento.

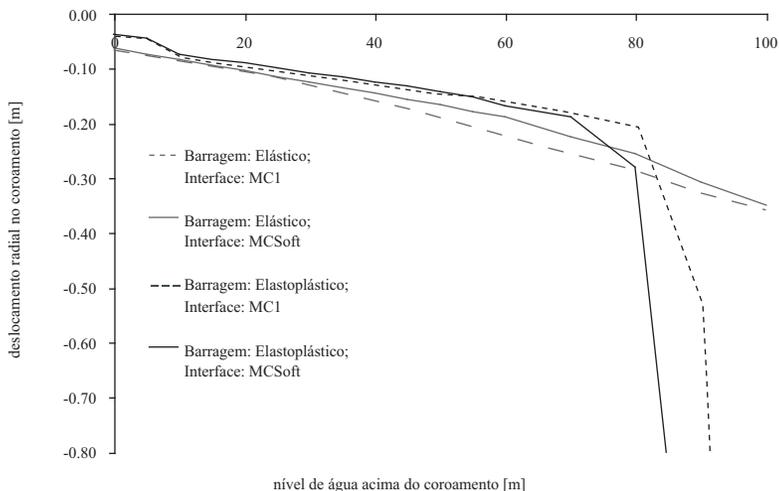


Fig. 14 – Curva nível de água vs. deslocamento radial do topo da consola central.

Já quando se observam as curvas que traduzem a percentagem de contactos da interface barragem-fundação em rotura (Figura 15), distingue-se perfeitamente o diferente comportamento nos cálculos com e sem enfraquecimento.

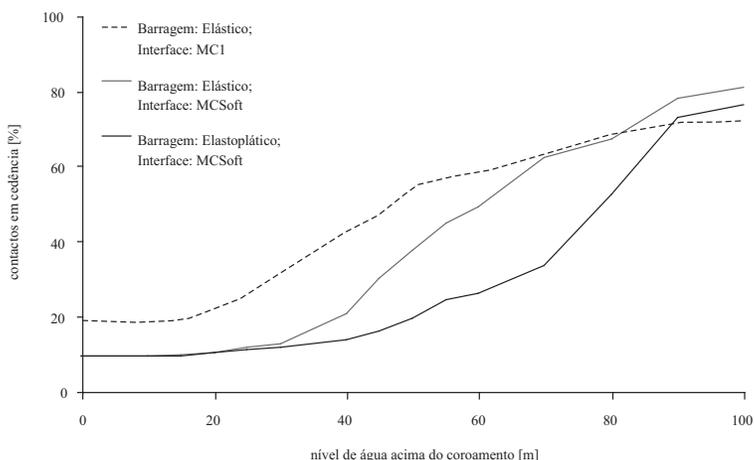


Fig. 15 – Curva nível de água vs. percentagem de contactos junta barragem-fundação em rotura.

5.4 – Cenário de imposição de deslocamento

Neste cálculo, após a simulação do estado de tensão do terreno, sequência construtiva da barragem e instalação da pressão hidrostática à cota do coroamento, iniciou-se a imposição de deslocamento da margem esquerda em relação à margem direita, com direcção das linhas de nível do plano da falha, e sentido jusante-montante. O deslocamento foi imposto, em incrementos de 1 cm, nas fronteiras inferior, de jusante, montante e lateral da fundação da margem esquerda (Figura 16).

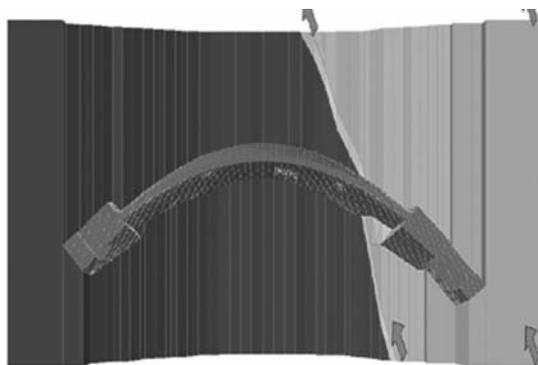


Fig. 16 – Direcção e sentido do deslocamento imposto.

Utilizou-se o modelo de contacto com enfraquecimento na zona da falha onde o material de enchimento foi substituído por betão e ainda na junta barragem-fundação. Nas juntas entre as consolas da barragem e na restante zona da falha, utilizou-se o modelo frágil MC1. Ao betão da barragem e ao material rochoso da fundação foi atribuído comportamento elástico linear. Para a resistência da junta que modela o tratamento da falha, assumiram-se duas possibilidades de resistência diferentes: na primeira, considerou-se que a rotura se dá entre o betão do preenchimento da falha e a rocha da parede da falha, atribuindo-se à interface a resistência de uma interface rocha-betão típica. Na segunda hipótese, considerou-se que o encaixe entre o preenchimento e a parede da falha é perfeito, pelo que a superfície de rotura é obrigada a atravessar o preenchimento de betão. Atribuiu-se à interface a coesão, ângulo de atrito e resistência à tracção de um betão com resistência à compressão de 30 MPa.

No cálculo onde se admitiu que a superfície de rotura passa pela interface rocha-betão, a rotura de praticamente todos os contactos da região tratada da falha ocorreu para um deslocamento imposto de 7 cm nas fronteiras. Para o cenário de rotura por corte do betão de tratamento, a rotura deu-se aos 16 cm de deslocamento imposto.

Reproduziram-se ainda ambos os cenários empregando o modelo de junta *MCI* tendo a rotura ocorrido para deslocamentos na base de 8 e 12 cm, para a primeira e a segunda hipóteses de resistência da zona tratada da falha. Estes resultados mostram a relevância da modelação correcta do enfraquecimento nos casos em que a coesão e a resistência à tracção assumem maior importância como parcelas resistentes das descontinuidades.

Verificou-se que a partir do momento em que se deu a rotura na falha, quer num cenário quer noutra, ocorreu um aumento das tensões na base da barragem, visto que passou a ser esta a resistir directamente ao deslocamento imposto. Confirma-se a hipótese de que o tratamento da fundação projectado atenua o efeito de movimentos de pequena amplitude na falha sobre a barragem.

6 – CONCLUSÕES

Apresentou-se um modelo de descontinuidade com a rotura definida pelo critério de Mohr-Coulomb que tem em conta o enfraquecimento da resistência à tracção e da coesão. O modelo foi implementado no programa de elementos discretos 3DEC, sendo o seu modo de utilização semelhante ao dos outros modelos existentes no programa. Planeia-se para o futuro breve a sua implementação como rotina independente através da sua distribuição como ficheiros DLL (dynamic link library) que podem ser utilizados por qualquer utilizador do 3DEC.

Fez-se a aplicação deste modelo ao estudo do comportamento à rotura de uma viga de betão e de uma barragem abóbada com falha na fundação. Ficou evidente que só com um modelo constitutivo com enfraquecimento é possível simular o comportamento de estruturas em que a iniciação e propagação de fracturas são determinantes na rotura. Simultaneamente, tornou-se ainda evidente a insuficiente caracterização do comportamento pós-pico das interfaces rocha-betão, pelo que mais trabalho experimental deverá ser desenvolvido neste sentido.

Como se pode verificar nos diagramas de enfraquecimento apresentados na aplicação à viga de betão, nos ensaios de caracterização do enfraquecimento de materiais e descontinuidades o ramo de enfraquecimento apresenta normalmente um andamento semelhante a uma curva exponencial negativa. Pela sua facilidade de calibração, implementou-se uma função linear, mas nada impede que seja empregue uma função mais sofisticada.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cundall, P., “A Computer Model for Simulating Progressive Large Scale Movements in Blocky Rocky Systems”. Proceedings of the Symposium of the International Society of Rock Mechanics, vol. 1, paper II-8, França, 1971.
- Gomes, J., Lemos, J., e Pina, C., “Modelação Numérica e Experimental da Rotura pela Fundação da Barragem de Alqueva”. V. SEMNI – Métodos Numéricos en Ingeniería, Goicolea, J., Soares, C., Pastor, M., & Bugeda, G. (eds). Espanha, 2002.
- Itasca, “3DEC: 3 Dimensional Distinct Element Code”. Version 2.0, User’s Manual Itasca Consulting Group, Mineapolis, EUA, 1999.

- Kunieda, M., Kurihara, N., Uchida, Y., Rokugo, K., “Application of Tension Softening Diagrams to Evaluation of Bond Properties at Concrete Interfaces”, *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 65, p. 299-315, 2000.
- Lemos, J. V., “Development of an Arch Dam Analysis Module for the Program 3DEC”. Relatório LNEC, Portugal, 1998.
- Lemos, J. V., “Modeling and Failure Analysis in Rock Engineering”. Programa de Investigação, LNEC. Portugal, 2001.
- Liberal, O., Miranda, P., Monteiro, P., Paixão, J., Lima, C., & Moreira, A. “Tratamento de uma Zona de Falha de Grande Possança na Margem Esquerda da Barragem de Alqueva”. XII COBRAMSEG, Associação Brasileira de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica (ed), p. 1135-1147, 2002.
- Lourenço, P. e Rots, J., “Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures”, *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 123, no 7, pp. 660-668, 1997.
- Oliveira, S., “Modelos para a Análise do Comportamento de Barragens de Betão Considerando a Fissuração e os Efeitos do Tempo. Formulações de Dano”. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal, 2000.
- Resende, R., “Um Modelo para o Estudo de Cenários de Rotura de Fundações Rochosas de Barragens”. Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico. Portugal, 2003.
- Schlar, N. e Muralha, J., “Modelação Numérica dos Trabalhos de Tratamento da Falha 22 da Barragem de Alqueva”. 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (ed), p. 2641-2652. Portugal, 2002.

ESTUDO NUMÉRICO DE PROBLEMAS DE ESTABILIDADE AXISSIMÉTRICOS EM GEOTECNIA VIA ANÁLISE LIMITE

Numerical study of axisymmetric stability problems in geotechnical engineering by limit analysis

Wagner Nahas Ribeiro*

Luiz Gonzaga de Araújo**

Christianne de Lyra Nogueira***

RESUMO – Este artigo apresenta uma formulação numérica mista de análise limite, baseada no método dos elementos finitos (MEF), para problemas de estabilidade axissimétricos em geotecnia. O problema de programação matemática resultante é tratado por métodos não lineares. O solo pode ser modelado como meio contínuo ou reforçado. Para discretização do contínuo são empregados elementos quadriláteros de 4 nós. As interfaces (solo-estrutura e solo-reforço) podem ser modeladas através de elementos de interface sem espessura de 4 nós. O reforço pode ser discretizado através de elementos especiais, sem espessura, de 2 nós. O solo e as interfaces são idealizados como materiais rígido-plásticos perfeitos, na hipótese de validade da teoria plasticidade associada. Para o solo é empregado o critério de escoamento de Mohr-Coulomb e a condição de escoamento das interfaces é descrita pelo critério de Coulomb. Os exemplos estudados pela implementação numérica realizada (fundação superficial em solo homogêneo ou reforçado, escavação circular e estaca sujeita à tração) mostram um desempenho adequado da metodologia apresentada no trabalho para a solução de problemas axissimétricos de Engenharia Geotécnica.

SYNOPSIS – This work presents a mixed formulation for limit analysis using the finite element method (FEM) to solve stability problems in geotechnical engineering under axisymmetric conditions, where the obtained mathematical programming problem is treated by non linear methods. The soil can be modeled as continuous or reinforced medium. The continuum is discretized using 4-node quadrilateral elements. The interfaces (soil-structure and soil-reinforcement) can be modeled using 4-node zero-thickness elements. The reinforcement can be discretized through special 2-node elements, without thickness. The soil and the interfaces are idealized as perfect rigid-plastic materials and the associated rule of plasticity is obeyed. For the soil description, the Mohr-Coulomb yield criterion is used. The yield condition for the interfaces is described by the Coulomb criterion. The examples studied by the numerical implementation (shallow footing in homogeneous or reinforced soil, circular excavation and pile under traction) reveal a relevant performance of the methodology presented in this paper for the solution of geotechnical problems under axisymmetric conditions.

1 – INTRODUÇÃO

Problemas de estabilidade em geotecnia são aqueles que tratam da ruptura de massas de solo, solos reforçados ou maciços rochosos.

* Aluno do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil Escola de Minas/UFOP – Ouro Preto.
E-mail: nahas@rdc.puc-rio.br

** D.Sc. Professor do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - Escola de Minas/UFOP – Ouro Preto. E-mail: luiz@em.ufop.br

*** D.Sc. Professora do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil - Escola de Minas/UFOP – Ouro Preto. E-mail: chris@em.ufop.br

Na prática da engenharia civil, a solução destes problemas é mais comumente obtida através do método do equilíbrio limite (ver, por ex., Terzaghi, 1943; Taylor, 1948; Bowles, 1982). A solução destes problemas pode também ser obtida pela análise limite com base nos Teoremas Limites da plasticidade (Drucker et al., 1952). A demonstração destes teoremas é fundamentada nas seguintes hipóteses: material elastoplástico ideal com lei de fluxo associada, convexidade da superfície de escoamento e validade da teoria das pequenas deformações.

Finn (1967) e Chen (1975) empregam os Teoremas Limites (superior e inferior) para a solução de um grande número de problemas geotécnicos.

Em vários trabalhos, os problemas de estabilidade em geotecnia são formulados pelo método dos elementos finitos, obtendo-se um problema de programação matemática não linear (Casciaro e Cascini, 1982; Tamura et al., 1987; Borges, 1991; Singh e Basudhar, 1993; Jiang, 1995 e Fáfán, 2000).

O emprego do método dos elementos finitos para a solução de problemas de estabilidade confere ao método da análise limite um potencial de aplicação a problemas com considerável complexidade (geometria e carregamento), apresentando perspectiva de solução de problemas tridimensionais (Pachás, 2004).

A literatura técnica apresenta três classes de formulação numérica pelo método dos elementos finitos para problemas de estabilidade geotécnicos:

- a) formulação de equilíbrio;
- b) formulação cinemática;
- c) formulação mista.

Na formulação de equilíbrio, o sistema discreto deve satisfazer às condições do teorema do limite inferior (equilíbrio, admissibilidade das tensões e condição de contorno em tensões). Uma característica fundamental destas formulações é que somente as tensões são interpoladas no domínio do elemento. Exemplos de aplicação desta metodologia a problemas planos de deformação são os trabalhos de Lysmer (1970) e Sloan (1987-a).

Na formulação cinemática, o sistema discreto deve satisfazer às condições do teorema do limite superior (compatibilidade das deformações, condição de escoamento do material, condição de contorno em deslocamentos). Uma característica fundamental destas formulações é que somente as velocidades são interpoladas no domínio do elemento finito. Os trabalhos de Sloan (1987-b) e Jiang (1995) podem ser citados como exemplos de aplicação deste procedimento a problemas planos de deformação.

Na formulação mista, o sistema discreto satisfaz de forma aproximada à condição de equilíbrio e às condições de compatibilidade e obedece exatamente à condição de escoamento do material. Nestas formulações, os campos de velocidade e de tensão são interpolados no domínio do elemento. A solução numérica obtida, em geral, perde as características de limites fornecidos pelas formulações anteriores.

O formato geral do problema está indicado na seção 5, onde se observa que na formulação mista a equação de equilíbrio é linear e a não linearidade do problema é devida ao critério de escoamento do material.

Para a condição de deformação plana, vários autores fazem uma aproximação linear da condição de escoamento do solo para a obtenção de um problema de programação linear (PL). Os trabalhos de Lysmer (1970), Christiansen (1981), Sloan (1987-a, 1987-b), Faria (1992) e Sousa (2001) são exemplos de aplicação desta metodologia.

A formulação mista de análise limite tem sido empregada por vários autores. Os trabalhos de Christiansen (1981), Casciari e Cascini (1982), Faria (1992), Araújo (1997), Lemos (2002), Vargas Jr. et al. (2004) e Pachás (2004) são exemplos de sua aplicação.

Vargas Jr. et al. (2004) apresentam formulação mista para problemas de estabilidade geotécnicos para solos, solos reforçados e maciços fraturados na condição de deformação plana.

O presente trabalho apresenta uma formulação mista de análise limite pelo método dos elementos finitos (MEF) para problemas de estabilidade em meios contínuos ou reforçados, em condição axissimétrica, empregando técnicas de otimização não lineares.

Na formulação a ser apresentada nas próximas seções, o contínuo é discretizado através de elementos quadrilaterais de 4 nós, bilineares em velocidade e tensão constante. As interfaces (solo-reforço, solo-estrutura) são modeladas por meio de elementos de interface (junta) de 4 nós, sem espessura, lineares em velocidade e tensão constante. O reforço é modelado através de elementos especiais de 2 nós, sem espessura, lineares em velocidade e tensão constante.

A condição de escoamento do solo é descrita pelo critério de Mohr-Coulomb e para as interfaces é empregado o critério de Coulomb.

O problema de programação matemática não linear (PNL) obtido pela formulação é resolvido pelo otimizador LINGO (Lindo Systems, 2001).

No final do trabalho, a metodologia proposta é aplicada a problemas de fundação superficial em solo homogêneo ou reforçado, escavação circular e estaca sujeita à tração.

2 – FORMULAÇÃO PARA MEIOS CONTÍNUOS

A Fig. 1 apresenta um elemento de solo na condição axissimétrica e as componentes de tensão σ_r , σ_z , σ_θ e τ_{rz} atuantes neste elemento. Nesta situação as componentes de tensão $\sigma_{r\theta}$ e $\sigma_{z\theta}$ são nulas. Logo o estado de tensão pode ser representado pelo vetor

$$\sigma^T = [\sigma_r \quad \sigma_z \quad \tau_{rz} \quad \sigma_\theta].$$

O estado de deformação associado a este estado de tensão é definido pelo vetor de deformação e tal que:

$$\varepsilon^T = [\varepsilon_r \quad \varepsilon_z \quad \gamma_{rz} \quad \varepsilon_\theta], \text{ considerando-se } \gamma_{z\theta} = \gamma_{r\theta} = 0.$$

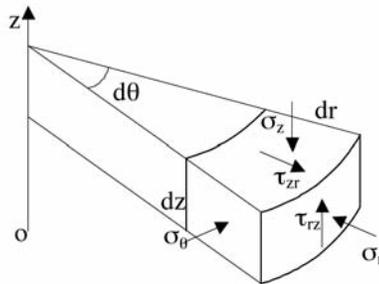


Fig. 1 – Elemento de solo na condição axissimétrica.

Para a discretização do meio contínuo são utilizados elementos quadrilaterais bidimensionais de 4 nós com a interpolação do campo de velocidades bilinear e do campo de tensões constante no interior do elemento, elemento Q_4^c . A Fig. 2 mostra um arranjo de elementos quadrilaterais de 4 nós para o caso de tensão constante.

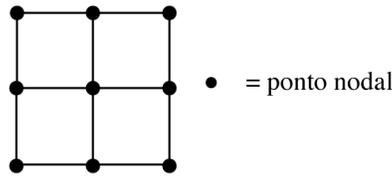


Fig. 2 – Representação esquemática de um arranjo de elementos Q_4^c .

2.1 – Equilíbrio do elemento finito

O equilíbrio de um elemento finito pode ser representado pela equação a seguir (Araújo, 1997):

$$\int_V \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} dV = \mathbf{f}_e ; \quad (1)$$

em que \mathbf{f}_e é o vetor de carregamento nodal equivalente do elemento.

A matriz \mathbf{B} que relaciona as deformações com deslocamentos é dada por:

$$\mathbf{B} = \nabla \mathbf{H}_u$$

em que:

$$\nabla = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial r} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ \frac{\partial}{\partial z} & \frac{\partial}{\partial r} \\ \frac{1}{r} & 0 \end{bmatrix} \quad (2)$$

é o operador diferencial para o caso axissimétrico e

$$\mathbf{H}_u = [\mathbf{N}_1 \mathbf{I} \mid \mathbf{N}_2 \mathbf{I} \mid \mathbf{N}_3 \mathbf{I} \mid \mathbf{N}_4 \mathbf{I}]$$

é a matriz que contém as funções N_k ($k=1, \dots, 4$) de interpolação do deslocamento (ver, p. ex., Cook, 1989).

Para o caso do elemento de tensão constante, $\boldsymbol{\sigma} = \hat{\boldsymbol{\sigma}}$ a equação (1) fornece a seguinte equação de equilíbrio:

$$\mathbf{C}_e^T \hat{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{f}_e ; \quad (3)$$

em que:

$$\mathbf{C}_e^T = \int_V \mathbf{B}^T dV$$

é a matriz de equilíbrio do elemento e

$$\hat{\sigma}^T = [\sigma_r \quad \sigma_z \quad \sigma_{rz} \quad \sigma_\theta]$$

é o vetor das componentes de tensão do elemento.

A obtenção da matriz de equilíbrio do elemento, C_e^T , pode ser feita pelo método de integração numérica de Gauss (ver, p. ex., Bathe, 1982), em que $dV=2\pi r dr dz$.

2.2 – Condição de admissibilidade das tensões

O critério de escoamento de Mohr-Coulomb pode ser colocado, em termos das tensões principais, sob a forma:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = (\sigma_1 + \sigma_3) \text{sen}(\varphi) + 2c \text{cos}(\varphi). \quad (4)$$

O critério de Mohr-Coulomb envolve somente as tensões principais extremas σ_1 e σ_3 , não considerando a tensão intermediária σ_2 .

σ_1 , σ_2 e σ_3 são as tensões principais organizadas em ordem decrescente e c e φ são, respectivamente, a coesão e o ângulo de atrito do solo.

A relação (4) pode ser colocada sob a forma:

$$\sigma_1 = \sigma_3 m + cn; \quad (5)$$

em que:

$$m = \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} \quad \text{e} \quad n = 2 \frac{\text{cos}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)}. \quad (6)$$

Em problemas axissimétricos, a tensão circunferencial σ_θ é uma tensão principal. Portanto, as outras duas tensões principais podem ser definidas pelas expressões abaixo:

$$\sigma_a = \frac{(\sigma_r + \sigma_z)}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_r - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{rz}^2}, \quad (7)$$

$$\sigma_b = \frac{(\sigma_r + \sigma_z)}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_r - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{rz}^2}. \quad (8)$$

Portanto, as tensões principais são σ_a , σ_b e $\sigma_c = \sigma_\theta$.

Assim, as tensões principais devem satisfazer às seguintes hipóteses:

1) Hipótese 1

$$\sigma_a \leq \sigma_c \leq \sigma_b \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \sigma_3 = \sigma_a \\ \sigma_2 = \sigma_c \\ \sigma_1 = \sigma_b \end{cases}$$

2) Hipótese 2

$$\sigma_a \leq \sigma_b \leq \sigma_c \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \sigma_3 = \sigma_a \\ \sigma_2 = \sigma_b \\ \sigma_1 = \sigma_c \end{cases}$$

3) Hipótese 3

$$\sigma_c \leq \sigma_a \leq \sigma_b \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \sigma_3 = \sigma_c \\ \sigma_2 = \sigma_a \\ \sigma_1 = \sigma_b \end{cases}$$

Empregando-se as tensões principais σ_1 e σ_3 definidas nas hipóteses 1, 2 e 3 e a relação (5), obtém-se a condição de admissibilidade das tensões definida pelas relações:

$$\frac{(\sigma_r + \sigma_z)}{2}(1-m) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_r - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{rz}^2}(1+m) - cn \leq 0; \quad (9)$$

$$\sigma_\theta - \left(\frac{(\sigma_r + \sigma_z)}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_r - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{rz}^2} \right) m - cn \leq 0; \quad (10)$$

$$\left(\frac{(\sigma_r + \sigma_z) + \sqrt{(\sigma_r - \sigma_z)^2 + 4\tau_{rz}^2}}{2} \right) - \sigma_\theta m - cn \leq 0. \quad (11)$$

Para o caso particular de material de Tresca, $\varphi = 0^\circ$, a relação (6) fornece $m = 1$ e $n = 2$. Substituindo-se estes valores nas relações (9), (10) e (11), estas relações se tornam as mesmas apresentadas por Turgeman e Pastor (1982).

3 – FORMULAÇÃO PARA O ELEMENTO DE REFORÇO

A Fig. 3 apresenta esquematicamente um elemento de reforço e as tensões atuantes.

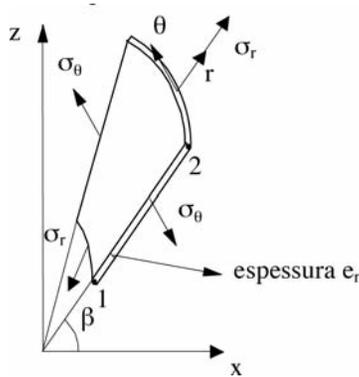


Fig. 3 – Elemento de reforço.

3.1 – Equilíbrio do elemento de reforço

A Fig. 4 ilustra a intersecção do elemento de reforço de comprimento L_r com o plano vertical. O ângulo formado entre este elemento e o plano horizontal é definido como β .

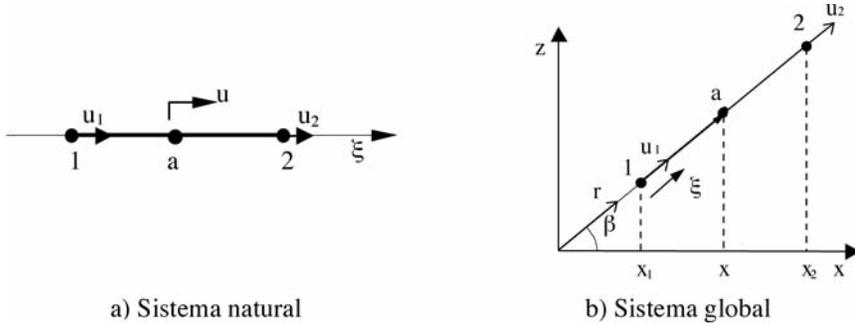


Fig. 4 – Representação esquemática do elemento de reforço.

O campo de velocidade u no sistema local de coordenadas do elemento pode ser expresso por

$$u = \mathbf{H}_u \hat{u}; \quad (12)$$

em que:

$$\hat{u}^T = [u_1 \quad u_2]$$

é o vetor das velocidades nodais e

$$\mathbf{H}_u = [h_1 \quad h_2]$$

é matriz das funções de interpolação dos deslocamentos do elemento de reforço definidas no sistema de coordenada natural $\xi \in [0,1]$ onde $h_1 = 1-\xi$ e $h_2 = \xi$.

O vetor das forças internas, f_{in} , do elemento de reforço é definido pela expressão abaixo:

$$f_{in} = \int_v \mathbf{B}^T t dV. \quad (13)$$

A matriz \mathbf{B} que relaciona velocidade e taxa de deformação pode ser colocada na seguinte forma:

$$\mathbf{B} = \nabla \mathbf{H}_u;$$

em que:

$$\nabla = \begin{bmatrix} \frac{d}{dr} \\ \frac{1}{r} \end{bmatrix} \quad (14)$$

é o operador diferencial para o caso do reforço axissimétrico, e

$$t^T = [\sigma_r \quad \sigma_\theta]$$

é o vetor das componentes de tensão no elemento de reforço.

Assim, a matriz \mathbf{B} pode ser expressa por:

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{L_r} & \frac{1}{L_r} \\ \frac{h_1}{r} & \frac{h_2}{r} \end{bmatrix}.$$

De acordo com a Fig. 4, tem-se que $x = r \cos(\beta)$, que substituído na relação acima fornece a equação:

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} -\frac{1}{L_r} & \frac{1}{L_r} \\ \frac{h_1 \cos(\beta)}{x} & \frac{h_2 \cos(\beta)}{x} \end{bmatrix}. \quad (15)$$

Na expressão (13), dV representa o volume elementar gerado pela revolução de um de arco elementar do reforço de espessura e_r em torno do eixo oz , que pode ser dado pela expressão $dV = 2\pi x e_r L_r d\xi$.

Para elemento de tensão constante, $\hat{\mathbf{t}} = \mathbf{t}$, a equação (13) permite escrever a relação abaixo:

$$\mathbf{f}_{in} = \mathbf{C}_R^T \hat{\mathbf{T}}; \quad (16)$$

em que:

$$\mathbf{C}_R^T = \int_V \mathbf{B}^T dV = \int_0^l \mathbf{B}^T 2\pi e_r L_r x d\xi \quad (17)$$

é a matriz de equilíbrio do elemento de reforço no sistema local de coordenadas e

$$\hat{\mathbf{T}} = \begin{bmatrix} T_1 \\ T_2 \end{bmatrix} = e_r \begin{bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \end{bmatrix}$$

é o vetor das forças internas atuantes no elemento de reforço que corresponde ao produto da espessura do reforço e_r pelas componentes de tensão no reforço σ_r e σ_θ .

Efetuada-se a integral indicada na relação (17), obtém-se a seguinte matriz:

$$\mathbf{C}_R^T = \pi e_r \begin{bmatrix} -(x_1 + x_2) & L_r \cos(\beta) \\ (x_1 + x_2) & L_r \cos(\beta) \end{bmatrix}. \quad (18)$$

Para obter a matriz do elemento de reforço no sistema global de coordenadas é feita a transformação do sistema de coordenadas através da matriz \mathbf{R} apresentada abaixo (Cook, 1989):

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} \cos\beta & \sin\beta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos\beta & \sin\beta \end{bmatrix}. \quad (19)$$

Assim, a matriz \mathbf{C}_{Rgl}^T , em coordenadas globais, pode ser expressa por:

$$\mathbf{C}_{Rgl}^T = \mathbf{R}^T \mathbf{C}_R^T. \quad (20)$$

3.2 – Condição de admissibilidade das tensões no reforço

Neste trabalho considerou-se que não há escoamento do reforço. Portanto, não são aplicadas restrições às tensões no reforço no problema final de programação matemática.

4 – FORMULAÇÃO PARA ELEMENTOS DE INTERFACE

Uma formulação para elemento de interface é apresentada a seguir para o caso de problemas axissimétricos. É utilizado o elemento de tensão constante e linear em velocidades.

4.1 – Equilíbrio do elemento de interface

A Fig. 5 ilustra um elemento de interface de comprimento L_i , com 4 pontos nodais, e sem espessura.

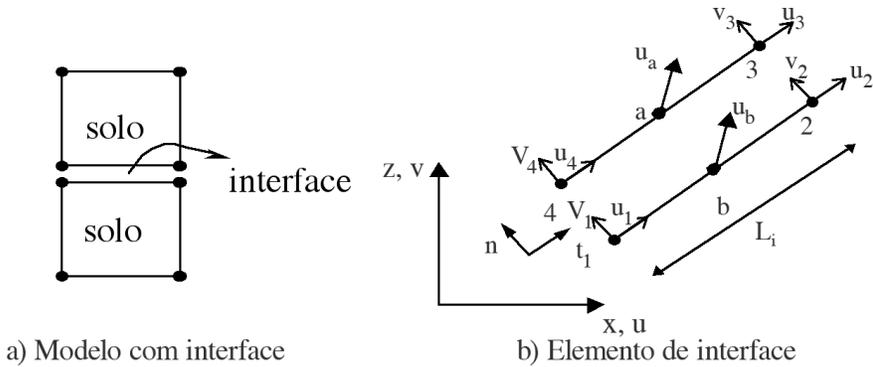


Fig. 5 – Modelo de interface e seu sistema de coordenadas.

A deformação da interface no sistema de referência local da interface pode ser definida por:

$$\epsilon_j = \mathbf{u}_a - \mathbf{u}_b. \quad (21)$$

Interpolando-se as velocidades nos pontos a e b, de mesmas coordenadas, obtêm-se as seguintes equações:

$$\mathbf{u}_a = h_3 \mathbf{u}_3 + h_4 \mathbf{u}_4; \quad (22)$$

$$\mathbf{u}_b = h_1 \mathbf{u}_1 + h_2 \mathbf{u}_2; \quad (23)$$

em que:

$$\mathbf{u}_a^T = [u_a \quad v_a]$$

é a velocidade no ponto a;

$$\mathbf{u}_b^T = [u_b \quad v_b]$$

é a velocidade no ponto b;

$$\mathbf{u}_k^T = [u_k \quad v_k]$$

é a velocidade no ponto nodal k ($k = 1, \dots, 4$) e h_1 e h_2 são as mesmas funções de interpolação utilizadas para o elemento de reforço.

A substituição das velocidades nos pontos a e b, equações (22) e (23), na equação (21), fornece a deformação da interface, na forma abaixo:

$$\varepsilon_j = \mathbf{B}_j \hat{\mathbf{u}}_j; \quad (24)$$

em que:

$$\mathbf{B}_j = [-h_1 \mathbf{I} \quad | \quad -h_2 \mathbf{I} \quad | \quad h_2 \mathbf{I} \quad | \quad h_1 \mathbf{I}];$$

\mathbf{I} é a matriz identidade (2x2) e

$$\hat{\mathbf{u}}_j^T = [u_1 \quad v_1 \quad u_2 \quad v_2 \quad u_3 \quad v_3 \quad u_4 \quad v_4]$$

é o vetor das velocidades nos pontos nodais do elemento da interface.

O vetor das forças internas, \mathbf{f}_{in} , do elemento de interface pode ser expresso pela equação abaixo:

$$\mathbf{f}_{in} = \int_S \mathbf{B}_j^T \boldsymbol{\sigma}_j dS; \quad (25)$$

em que:

$$\boldsymbol{\sigma}_j^T = [\tau \quad \sigma_f]$$

é o vetor das tensões de cisalhamento e normal atuantes na interface.

Na expressão (25), dS representa a área elementar gerada pela revolução de um elemento de arco da interface em torno do eixo oz , cuja expressão pode ser dada por $dS=2\pi L_i d\xi$.

Para o elemento de interface de tensão constante, $\hat{\boldsymbol{\sigma}}_j = \boldsymbol{\sigma}_j$, segundo a equação (25), vale a seguinte expressão:

$$\mathbf{f}_{in} = \mathbf{C}_j^T \hat{\boldsymbol{\sigma}}_j. \quad (26)$$

A matriz de equilíbrio, \mathbf{C}_j^T , é integrada analiticamente no sistema natural de coordenadas $\xi \in [0,1]$ para $dS=2\pi L_i d\xi$. Desta forma, obtém-se a expressão abaixo:

$$\mathbf{C}_j^T = \int_s \mathbf{B}_j^T dS = \frac{\pi L_i}{3} \begin{bmatrix} -(2x_1 + x_2)\mathbf{I} \\ -(x_1 + 2x_2)\mathbf{I} \\ (x_1 + 2x_2)\mathbf{I} \\ (2x_1 + x_2)\mathbf{I} \end{bmatrix}. \quad (27)$$

No sistema global a matriz \mathbf{C}_{glj}^T pode ser colocada na forma:

$$\mathbf{C}_{glj}^T = \frac{\pi L_i}{3} \begin{bmatrix} -(2x_1 + x_2)\mathbf{M}^T \\ -(x_1 + 2x_2)\mathbf{M}^T \\ (x_1 + 2x_2)\mathbf{M}^T \\ (2x_1 + x_2)\mathbf{M}^T \end{bmatrix}; \quad (28)$$

em que:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \cos\beta & \text{sen}\beta \\ -\text{sen}\beta & \cos\beta \end{bmatrix}$$

é a matriz de transformação do sistema de coordenadas.

4.2 – Condição de admissibilidade das tensões na interface

O critério de escoamento de Coulomb é usado para modelar a condição de escoamento da interface e pode ser escrito sob a forma:

$$\tau \leq c_j - \sigma_N \text{tg}\varphi_j; \quad (29)$$

$$-\tau \leq c_j - \sigma_N \text{tg}\varphi_j; \quad (30)$$

em que c_j é a coesão da interface solo-reforço e φ_j é o ângulo de atrito da interface (solo-reforço ou solo-estrutura).

As relações (29) e (30) definem uma região viável para as tensões no elemento de interface (Lemos, 2002), que podem ser colocadas na forma matricial abaixo:

$$\mathbf{Q}_j \hat{\boldsymbol{\sigma}}_j \leq \mathbf{R}_j \quad (31)$$

em que:

$$\mathbf{Q}_j = \begin{bmatrix} 1 & \text{tg}\varphi_j \\ -1 & \text{tg}\varphi_j \end{bmatrix}$$

é a matriz das restrições de escoamento num elemento de interface;

$$\hat{\boldsymbol{\sigma}}_j^T = [\tau \quad \sigma_N]$$

é o vetor das tensões constantes no interior do elemento de interface;

$$\mathbf{R}_j^T = [c_j \quad c_j]$$

é o vetor dos termos independentes das restrições de escoamento num elemento de interface.

5 – MONTAGEM DO PROBLEMA DE PNL FINAL

A montagem da matriz de equilíbrio do solo, equação (3), da matriz de equilíbrio do reforço, equação (17), e da matriz de equilíbrio da interface, equação (27), para todos os elementos de solo, reforço e interface, conduz à equação de equilíbrio global, na forma abaixo:

$$\mathbf{C}^T \mathbf{X} = \mathbf{f};$$

em que:

$$\mathbf{C}^T = \left[\left[\mathbf{C}_s \right]^T \mid \left[\mathbf{C}_j \right]^T \mid \left[\mathbf{C}_r \right]^T \right]$$

é a matriz global de equilíbrio resultante da contribuição dos elementos de solo, interface e reforço;

$$\mathbf{X}^T = \left[\boldsymbol{\sigma}_1^T \mid \boldsymbol{\sigma}_2^T \mid \dots \mid \boldsymbol{\sigma}_{ne}^T \mid (\boldsymbol{\sigma}_j^i)^T \mid \dots \mid (\boldsymbol{\sigma}_{nj}^j)^T \mid \mathbf{T}_1^T \quad \dots \quad \mathbf{T}_{nr}^T \right]$$

é o vetor das componentes de tensão em todos os elementos de solo, interface e reforço, ne é o número de elementos quadrilaterais, nj é o número de elementos de interface e nr é o número de elementos de reforço.

Na equação global do equilíbrio, o vetor \mathbf{f} representativo do carregamento nodal equivalente global pode ser escrito na forma abaixo:

$$\mathbf{f} = \lambda \mathbf{f}_0 + \mathbf{f}_p$$

O vetor \mathbf{f}_p representa o carregamento nodal equivalente associado às cargas permanentes que não são ampliadas pelo fator escalar λ (chamadas de cargas mortas por Borges, 1991).

O vetor $\lambda \mathbf{f}_0$ representa o carregamento nodal equivalente associado às cargas variáveis (chamadas de cargas vivas por Borges, 1991), que são cargas de referência iniciais ampliadas pelo fator escalar λ (ver exemplo da seção 7.1).

A montagem dos vetores \mathbf{f}_p e \mathbf{f}_0 segue a sistemática padrão do MEF.

Da imposição da condição de admissibilidade das tensões no solo, relações (9), (10) e (11), a todos elementos da malha, obtêm-se o conjunto de restrições não lineares abaixo:

$$\mathbf{F}(\mathbf{X}) \leq \mathbf{0}$$

Da imposição da condição de admissibilidade das tensões em todos elementos de interface, relação (31), obtêm-se um conjunto de restrições lineares da forma:

$$\mathbf{Q}^T \mathbf{X} \leq \mathbf{R}$$

A formulação conduz a um problema de PNL, que pode ser colocado sob a forma:

Max λ

sujeito a

$$\mathbf{C}^T \mathbf{X} = \lambda \mathbf{f}_0 + \mathbf{f}_p \quad (\text{restrições de equilíbrio, linear})$$

$$\mathbf{F}(\mathbf{X}) \leq \mathbf{0} \quad (\text{restrições de escoamento do solo, não linear})$$

$$\mathbf{Q}^T \mathbf{X} \leq \mathbf{R} \quad (\text{restrições de escoamento das interfaces, linear})$$

O valor de λ que resolve o problema acima é denominado fator de colapso.

Neste trabalho, para solução do problema de programação matemática acima, é utilizado o otimizador LINGO (Lindo Systems, 2001), para problemas não lineares.

6 – IMPLEMENTAÇÃO REALIZADA

O pré-processamento é realizado através do programa Mtool (Tecgraf/PUC-RIO), onde a geometria, as propriedades dos materiais e os carregamentos são modelados e o resultado da modelagem é armazenado em arquivo neutro de extensão .nf. Com o auxílio de um editor de textos, informações dos elementos de reforço e interface, entre outras, são inseridas no arquivo neutro.

A geração do problema de PNL é feita pelo programa ANALIM, elaborado em linguagem de programação Fortran, tendo como entrada o arquivo criado anteriormente. O ANALIM gera o modelo de PNL em arquivo a ser lido pelo otimizador LINGO.

7 – PROBLEMAS ESTUDADOS

7.1 – Fundação superficial e circular

Neste item é estudado um exemplo de determinação da capacidade de carga de uma fundação superficial, circular e lisa de diâmetro B sobre uma camada de solo homogêneo.

Para uma fundação superficial, a capacidade de carga pode ser calculada pela fórmula geral de Terzaghi (1943), corrigida pelos fatores de forma para sapata circular, conforme equação abaixo:

$$q_u = s_c c N_c + s_\gamma \gamma \frac{1}{2} B N_\gamma + s_q \gamma D N_q \quad (32)$$

em que q_u é a carga de colapso ou capacidade de carga; c é a coesão do solo; φ é o ângulo de atrito do solo; γ é o peso específico do solo; D é o embutimento da fundação; N_c , N_γ e N_q são os fatores de capacidade de carga de Terzaghi, função apenas do ângulo de atrito do solo (φ); s_c , s_γ e s_q são fatores de forma de Terzaghi para sapata circular e valem, respectivamente, 1.3, 0.6 e 1.0.

Para o caso em que $\gamma = 0$ e fundação não embutida, a relação (32) pode ser posta sob a forma:

$$q_u = s_c c N_c. \quad (33)$$

Aplicando-se uma carga de referência unitária ($q_0 = 1$), tem-se a expressão seguinte:

$$q_u = \lambda q_0 \quad (33)$$

em que λ é o fator de colapso.

A Fig. 6 apresenta o esquema do problema e a malha utilizada (largura $5B$ e altura $5B$), levando-se em consideração a simetria do problema. As propriedades do solo são $c = 1$, φ variável e γ variável.

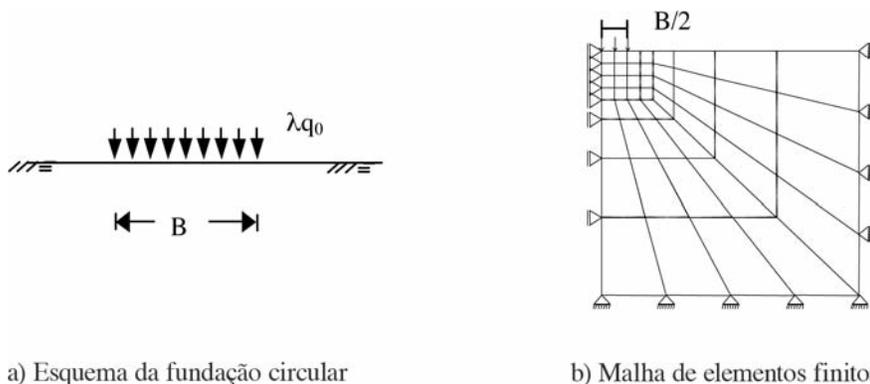


Fig. 6 – Capacidade carga de uma fundação superficial.

A Tabela 1 apresenta valores da capacidade de carga (q_u) em função de φ , para fundação em solo sem peso ($\gamma = 0$) e para o caso de $\gamma = 1$. São apresentados também os valores de Terzaghi, relação (32), e os valores obtidos por Chen (1975) usando o método das linhas de deslizamento.

Os valores da Tabela 1 indicam uma diferença apreciável entre os resultados numéricos e os de Terzaghi, para ângulos de atrito mais altos. Isto sugere que a fórmula empírica de Terzaghi fornece valores conservadores para a carga de colapso da fundação em questão.

Ainda desta tabela, pode-se observar, para ângulos de atrito mais elevados, uma boa concordância entre os valores obtidos pela metodologia proposta neste trabalho (PNL) e os apresentados por Chen.

Tabela 1 – Capacidade de carga de uma fundação circular (q_u)

φ (°)	$\gamma = 0$ (solo sem peso)			$\gamma = 1$		
	PNL	Terzaghi	Chen	PNL	Terzaghi	Chen
0	6,47	6,68	5,69	6,41	6,68	5,69
10	11,91	10,86	9,98	13,03	11,56	10,4
20	24,87	19,29	20,1	27,72	22,29	22,4
30	52,76	39,18	49,3	61,64	51,00	60,6

Os valores da tabela 1 indicam uma diferença apreciável entre os resultados numéricos e os de Terzaghi, para ângulos de atrito mais altos. Isto sugere que a fórmula empírica de Terzaghi fornece valores conservadores para a carga de colapso da fundação em questão.

Ainda desta tabela, pode-se observar, para ângulos de atrito mais elevados, uma boa concordância entre os valores obtidos pela metodologia proposta neste trabalho (PNL) e os apresentados por Chen.

7.2 – Escavação Circular

Este exemplo, estudado por Turgeman e Pastor (1982), empregando-se uma formulação de limite superior, trata da determinação do número de estabilidade de uma escavação circular de raio $R = 1$ e altura $H = 1$, em solo puramente coesivo, $c = 1$. O esquema do problema é apresentado na Fig. 7, juntamente com a malha empregada na análise (largura da base $2H+R$ e altura $1,5H$).

Para o caso da determinação do número de estabilidade para um talude, a função objetivo passa a ser o peso específico do solo, como descrito abaixo.

O número de estabilidade pode ser colocado sob a forma (ver, p. ex., Araújo, 1997):

$$N_s = \frac{H_c \gamma}{c};$$

em que γ é o peso específico do solo e H_c é a altura crítica do talude.

Se, numericamente, for adotado $H_c = c$, resulta $N_s = \gamma$.

Assim o valor ótimo da função objetivo γ iguala-se ao número N_s .

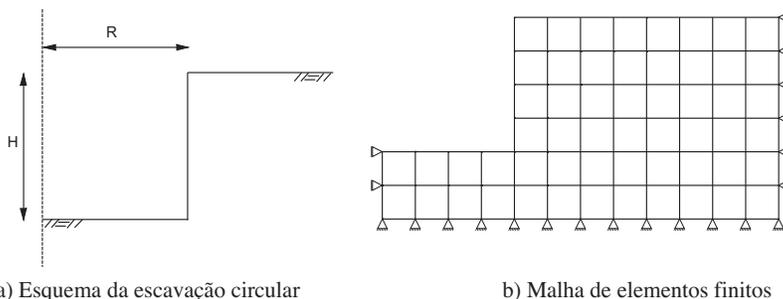


Fig. 7 – Escavação circular.

A solução numérica de Turgeman e Pastor fornece $N_s = 5,55$, para material de Tresca ($\varphi = 0^\circ$).

A análise numérica forneceu um valor de N_s igual à 5,49, que é cerca de 1% inferior ao valor encontrado por Turgeman e Pastor, constatando-se que há uma boa aproximação do fator N_s pela implementação realizada neste trabalho.

O estudo foi repetido para uma malha mais refinada com 224 elementos, obtida pelo dobro do número de divisões nas direções vertical e horizontal da malha anterior. O resultado encontrado foi $N_s = 5,29$, o que mostra que a malha da Fig. 7 está, do ponto de vista prático, adequada ao estudo do problema.

Uma análise deste problema para diferentes valores de R/H é apresentada na tabela 2. Esta análise foi realizada mantendo-se $H=1$ e acrescentando-se elementos à base da escavação da malha apresentada na Fig. 6b, de modo a ter as relações da Tabela 2.

Tabela 2 – Análise de escavação circular para diferentes valores de R/H.

	R/H=1	R/H=2	R/H=4	R/H=8	R/H=16	R/H=32
N_s (axissimétrico)	5,49	4,79	4,37	4,14	4,02	3,96
N_s (plano)	3,89	3,89	3,89	3,89	3,89	3,89

Da Tabela 2 observa-se que, para valores elevados da relação R/H, o número de estabilidade da análise axissimétrica aproxima-se do valor de 3,83 apresentado por Chen (1975) para uma análise em deformação plana, considerando o método de limite superior. Para valores elevados de R/H observa-se, também, que o número estabilidade aproxima-se do valor de 3,89 obtido por Ribeiro (2005), utilizando uma formulação mista para problemas de deformação plana.

A Tabela 2 indica que o problema de escavação circular se aproxima de um problema de escavação em condição de deformação plana quando a razão R/H torna-se elevada.

Como esperado, em uma análise de deformação plana, todas as geometrias idealizadas apresentam o mesmo resultado indicado na Tabela 2.

7.3 – Capacidade de carga de uma estaca sujeita à tração

Para validação do elemento de interface implementado, é apresentado o problema da capacidade de carga de uma estaca sujeita à tração.

A Fig. 8 mostra o esquema do problema e a malha empregada na análise (largura 1D e altura 2D). A estaca possui as seguintes características geométricas: comprimento $D = 10$ e diâmetro $B = 2$.

Para o caso de interface solo-estaca puramente coesiva, a resistência por atrito lateral, Q_f , de uma estaca circular pode ser dada pela expressão abaixo:

$$Q_f = \pi B D c_j, \quad (34)$$

em que c_j é a adesão entre o solo e a estaca.

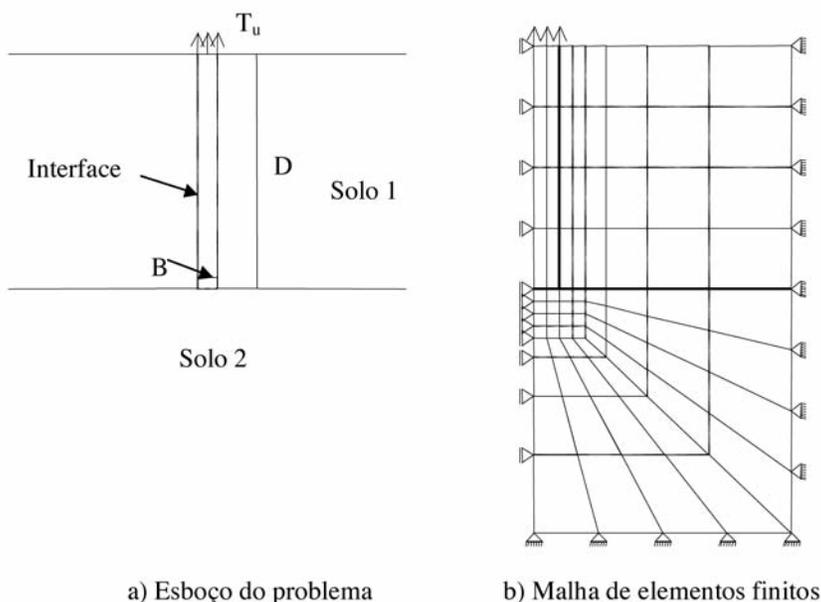


Fig. 8 – Estaca sujeita à tração.

Neste problema, a capacidade de carga de estaca sujeita à tração, T_u , coincide com a resistência por atrito lateral, pois não são considerados o peso próprio da estaca e a adesão entre a base da estaca e o solo ($T_u = Q_f$).

Para o exemplo em estudo são consideradas, inicialmente, as seguintes propriedades para os materiais:

- Solo 1 e Solo 2: $c = 1$, $\phi = 30^\circ$ e $\gamma = 0$;
 - Estaca: elemento rígido sem peso;
 - Interface lateral: $c_j = 1$ e $\phi_u = 0^\circ$;
 - Interface da base: $c_j = 0$ e $\phi_j = 30^\circ$.
- Empregando-se a equação (34), obtém-se $Q_f = 62,83$.

A análise numérica por PNL forneceu um valor de T_u igual a 62,83. Portanto, o resultado analítico é igual ao resultado numérico.

Mantendo-se as propriedades da estaca e das interfaces, foram realizadas as seguintes simulações:

1. Solo 1 e Solo 2: $c = 1$, $\phi = 30^\circ$ e $\gamma = 1$;
2. Solo 1: $c = 1$, $\phi = 30^\circ$ e $\gamma = 1$ e Solo 2: $c = 1$, $\phi = 30^\circ$ e $\gamma = 0$;
3. Solo 2 modelado como elemento rígido e Solo 1: $c = 1$, $\phi = 30^\circ$ e $\gamma = 0$.

Nas três simulações, a análise numérica forneceu valores idênticos aos obtidos anteriormente, ($T_u = 62,83$), o que valida, mais uma vez, a formulação e a implementação numérica, pois, para o modelo em consideração, a capacidade de carga da estaca sujeita à tração é definida, unicamente, em função da coesão da interface solo-estaca.

7.4 – Fundação circular sobre solo reforçado

O problema visa a determinação da capacidade de carga de uma fundação superficial, circular e rugosa de diâmetro $B = 20\text{m}$, sobre camada de solo homogêneo, puramente coesivo, $c=1\text{kPa}$ e sem peso e uma camada de reforço horizontal sob a fundação. A Fig. 9 mostra a geometria do problema e a malha utilizada na análise (largura 30m e altura 20m).

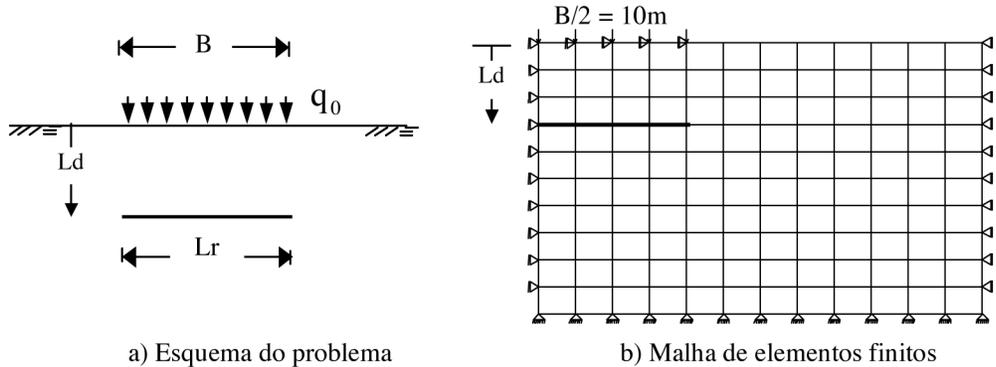


Fig. 9 – Capacidade de carga de fundação em solo reforçado.

O diâmetro do reforço é considerado fixo ($L_r = 20\text{ m}$) e a posição do reforço (L_d) é variável com a profundidade.

O reforço foi considerado rígido e não foram modeladas as interfaces solo-reforço, simulando-se as condições empregadas por Asaoka et al. (1994) na solução deste problema na condição de deformação plana. A malha e geometria utilizadas são as mesmas apresentadas por aqueles autores.

A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos pela metodologia proposta neste trabalho (condição axissimétrica) e os de Asaoka et al. (1994) em função da profundidade do reforço.

Tabela 3 – Capacidade de carga de fundação (kPa) em solo reforçado.

L_d (m)	q_u (PNL CIRCULAR)	q_u (CORRIDA)
–	6,21	5,27
4	6,55	5,87
8	6,23	5,96
12	6,21	5,43

Da tabela 3, pode-se observar que para a fundação corrida tem-se uma maior influência do reforço na capacidade de carga e que o valor de capacidade de carga para fundação circular é cerca de 18% maior que o da fundação corrida.

8 – CONCLUSÕES

O presente trabalho apresentou formulações mistas de análise limite, via métodos dos elementos finitos, para solucionar problemas de estabilidade em geotecnia, na condição axissimétrica, em meios

contínuos ou reforçados. Elementos especiais para a modelagem do reforço e das interfaces (solo-estrutura e solo-reforço) para problemas axissimétricos foram formulados. O uso do elemento de interface na formulação mista parece ser efetivo para a modelagem da interação solo-estaca em condição axissimétrica.

Os resultados dos exemplos estudados pela implementação numérica realizada apresentam boa concordância com outros resultados encontrados na literatura técnica.

9 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho contou com o apoio financeiro da Fundação Gorceix e da Capes na concessão de bolsa de estudo ao aluno de pós-graduação W. N. Ribeiro.

10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Araújo, L. G. (1997). *Estudo Numérico de Problemas de Estabilidade em Materiais Geotécnicos através da Análise Limite*. Tese de Doutorado, PUC/Rio.
- Asaoka, A.; Kodaka, T. e Pokharel, G. (1994). *Stability Analysis of Reinforced Soil Structures Using Rigid Plastic Finite Element Method*. Soils and Foundations, v. 34, n.1, p.107-118.
- Bathe, K. J. (1982). *Finite Element Procedures in Engineering Analysis*. Prentice Hall.
- Borges, L. A. (1991). *Formulação e solução para análise limite com superfície de escoamento não linear*. Tese de Doutorado, PUC/Rio.
- Bowles, J. E. (1982). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill, Inc.
- Casciaro, R. e Cascini, L. (1982). *A Mixed Formulation and Mixed Finite Elements for Limit Analysis*. Int. J. num. Meth. Engng, v.18, p.211-243.
- Chen, W. F. (1975). *Limit Analysis and Soil Plasticity*. Elsevier Science Publishers, BV, Amsterdam, The Netherlands.
- Christiansen, E. (1981). *Computation of Limit Loads*. Int. J. num. Meth. Engng, v.17, p.1547-1570.
- Cook, R. D.; Malkus, D. S.; e Plesha, M. E. (1989). *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. Wiley & Sons, Inc.
- Drucker, D. C., Greenberg, H. J. e Prager, W. (1952). *Extended Limit Design Theorems for Continuous Media*. Quaterly Applied Mathematic, vol. 9, p. 381-389.
- Farfán, A. D. (2000). *Aplicação da Análise Limite a Problemas Geotécnicos Modelados como meios Contínuos Convencionais e Meios de Cosserat*. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Faria, P. O. (1992). *Análise Limite de Problemas Geotécnicos*. Dissertação de Mestrado, PUC/Rio.
- Finn, W. D. L. (1967). *Application of limit plasticity in soil mechanics*. J. of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, vol. 89 (SM5), p. 101-119.
- Jiang, G. L. (1995). *Non-linear finite element formulation of kinematic limit analysis*. Int. J. for Num. And Anal. Meth. in Eng, vol. 38, p. 2775-2807.
- Lemos, P. A. (2002). *Estudo Numérico pela Análise Limite de Problemas Geotécnicos em Solos Reforçados*. Dissertação de Mestrado, UFOP.

- Lindo Systems (2001). *LINGO – The modeling language and optimizer*. Lindo Systems INC.
- Lysmer, J. (1970). *Limit analysis of plane problems in soil mechanics*. J. of Soil Mech. and Foundations Div., ASCE, v.96, SM4, pp. 1311-1334.
- Pachás, M. A. C. (2004). *Análise Limite Tridimensional Determinística e Não Determinística*. Dissertação de Mestrado, PUC/Rio.
- Ribeiro, W. N. (2005). *Aplicações da análise limite numérica a problemas de estabilidade axisimétricos em geotecnia*. Dissertação de Mestrado, UFOP.
- Singh, D. N. e Basudhar, P. K. (1993). *Determination of the optimal lower bound bearing capacity of reinforced soil-retaining walls by using finite elements and non-linear programming*. Geotextiles and Geomembranes, v.12, p.665-686.
- Sloan, S. W. (1987-a). *Lower bound limit analysis using finite elements and linear programming*. Report N° 020.01.87, The University Of New Castle, Austrália.
- Sloan, S. W. (1987-b). *Upper bound limit analysis using finite elements and linear programming*. Report N° 025.01.1987, The University Of New Castle, Austrália.
- Sousa, L. S. M. R. (2001). *Estudo numérico de problemas de estabilidade de solos reforçados via análise limite*. Dissertação de Mestrado, UFOP.
- Tamura, T.; Kobayashi, S. e Sumi, T. (1987). *Rigid-plastic finite element method for frictional materials*. Soils and Foundations, v.27, n.3, p.1-12.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. Wiley.
- Turgeman, S. e Pastor J. (1982). *Limit Analysis: a Linear Formulation of the Kinematic Approach for Axisymmetric Mechanic Problems*. Int. J. Numer. and Analytical Methods in Geomech, v.6, p.109-128.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley.
- Vargas Jr., E. A.; Araujo, L. G.; Farfán, A. D., Lemos, P. A. e Vaz, L. E. (2004). *Algumas Aplicações da Análise Limite Numérica a Problemas Geotécnicos*. Geotecnia, n.100, Portugal.

COMPORTAMENTO DE ESTACAS PRÉ-MOLDADAS E ESCAVADAS, INSTRUMENTADAS, EM SOLO NÃO SATURADO. A EXPERIÊNCIA DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UNICAMP – CAMPINAS

Behavior of precast and bored piles, instrumented, in unsaturated soil.
The experience of the experimental site at Unicamp - Campinas

Paulo José Rocha de Albuquerque*

David de Carvalho**

Cláudio Vidrih Ferreira***

Ademar da Silva Lobo****

RESUMO – O objetivo deste trabalho é analisar, através de resultados obtidos em provas de carga do tipo lenta, o comportamento de uma estaca pré-moldada e de três escavadas a trado mecânico, instrumentadas ao longo do fuste, implantadas em um solo de diabásio, não saturado, característico da região de Campinas (Estado de São Paulo) e outras regiões sul-sudeste do Brasil. Foram realizadas provas de carga estática e dinâmica em uma estaca pré-moldada ($L=14,0\text{m}$ e $\phi=0,18\text{m}$) e provas de carga estática em três estacas escavadas ($L=12,0\text{m}$ e $\phi=0,40\text{m}$), todas instrumentadas com extensômetros elétricos (strain-gages) ao longo do fuste, com a finalidade de se obter as parcelas de carga resistida ao longo do fuste e pela ponta. Os ensaios foram realizados no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp, cujo subsolo é constituído por uma primeira camada (0 a 6m) de argila silto-arenosa, colapsível, sobrejacente a uma outra camada (6 a 18m) de silte argilo-arenoso (residual). O nível d'água não é encontrado até 17m. O subsolo do local já foi estudado em diversas pesquisas anteriores, através da realização de ensaios de campo e ensaios laboratoriais, sendo que os dados disponíveis possibilitam o enriquecimento das análises efetuadas. É feita uma comparação entre o comportamento dos dois tipos de estacas. São analisadas também a aplicabilidade de fórmulas de previsão da carga de ruptura para esses tipos de estacas. É apresentada uma metodologia de determinação da resistência lateral de estacas a partir de dados obtidos em Sondagem de Simples Reconhecimento (SPT) com leitura do torque.

SYNOPSIS – This paper aims to analyze, through the obtained results in slow load tests, by instrumentation in the extent of the shaft, the behavior of driven and bored piles in a unsaturated diabasic residual soil, typically found in the region of Campinas and in other Brazilian south-east regions. Static and dynamic load tests were accomplished in driven pile ($L=14.0\text{m}$ e $\phi=0.18\text{m}$), and static load test in three bored piles ($L=12.0\text{m}$ e $\phi=0.40\text{m}$), all of them, instrumented with strain-gages in the extent of the shaft, in order to obtain the transferred load to the shaft and to the tip. The tests were carried out at Unicamp – Experimental Site of Soil Mechanics and Foundations, whose subsoil is constituted by a first layer (0 a 6m) of collapsible, silt-sandy clay, followed by another (6 a 18m) of clay-sandy silt. The water level is not found up to 17m. The local subsoil has already been analyzed in many previous researches in field tests as well as laboratory tests.

* Professor Doutor. Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, Campinas/SP.

E-mail: pjra@fec.unicamp.br

** Professor Livre Docente. Universidade Estadual de Campinas - Unicamp, Campinas/SP.

E-mail: david@agr.unicamp.br

*** Professor Doutor. Universidade Estadual Paulista - Unesp, Bauru/SP. E-mail: vidrih@feb.unesp.br

**** Professor Doutor. Universidade Estadual Paulista - Unesp, Bauru/SP. E-mail: lobo@feb.unesp.br

Therefore, the available data enrich a lot the latest analyses. A comparison is done between both types of pile. It has also been analyzed, to these types of piles, the use of prediction formulae of rupture load. A new methodology to prediction of lateral load by data obtained of SPT with torque is also presented.

1 – INTRODUÇÃO

É comum a utilização de estacas moldadas in loco do tipo escavadas na prática de Engenharia de Fundações em solos não saturados, em várias regiões do Brasil. Atualmente, com a instalação de diversas fábricas de estacas pré-moldadas em várias localidades do Estado de São Paulo, este tipo de estaca, em muitos casos, tem preços competitivos com as escavadas. No entanto, parâmetros de projeto, particularmente em solos residuais não saturados, não são bem conhecidos, o que dificulta a escolha do tipo de fundação e suas dimensões. Este trabalho visa contribuir para o preenchimento desta lacuna, apresentando parâmetros obtidos em ensaios realizados nesses dois tipos de fundações profundas.

2 – CAMPO EXPERIMENTAL

A pesquisa foi realizada no Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações da Unicamp, Campinas, São Paulo, Brasil. No local já foram realizados diversos ensaios de campo (SPT-T, CPT, Ensaios pressiométricos e sísmicos) e ensaios laboratoriais em amostras deformadas e indeformadas, retiradas de um poço exploratório de 16m de profundidade (Figura 1).

O perfil do subsolo local é constituído por solo de diabásio, apresentando uma camada superficial de aproximadamente 6m de espessura, constituída por argila silto-arenosa porosa, seguida de uma camada de silte argilo-arenoso até 19m; o nível d'água não é encontrado até 17m. Conforme estudos efetuados por Monnaci (1995), pode-se dizer que o solo da primeira camada é colapsível, apresentando índices de colapso de 2,4% a 24%, dependendo da pressão aplicada, segundo critério de Vargas (1978).

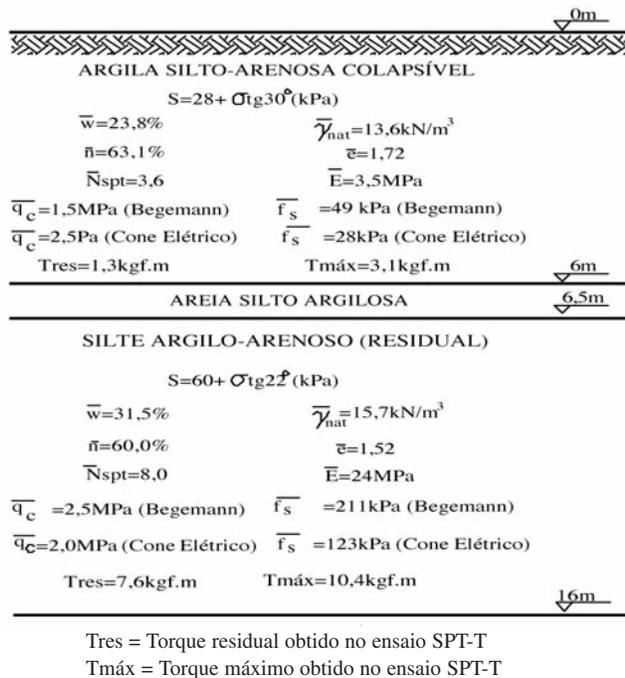


Fig. 1 – Propriedades geotécnicas médias do Campo Experimental.

3 – PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

Para a previsão da capacidade de carga foram utilizados os métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978, 1996), Velloso (1981), Peixoto (2001), Philipponat (1978), Berezantzev & Yaroshenko (1957), Nordlund (1963), Meyerhof (1976), Meyerhof e Valsangkar (1977) e Skempton (1951). Por serem de uso comum no Brasil, apresentam-se em maiores detalhes os métodos de Aoki & Velloso (1975) e Décourt & Quaresma (1978, 1996). Por ter sido apresentado recentemente no Brasil, o método de Peixoto (2001), que utiliza a medida do torque obtido na sondagem SPT, é também apresentado aqui.

3.1 – Método de Aoki & Velloso (1975)

Aoki & Velloso (1975) apresentam uma expressão para o cálculo da carga de ruptura de estacas, fórmula esta baseada em dados fornecidos por ensaios de penetração contínua (CPT) ou, quando não se dispõe deste valor, em parâmetros correlacionados à resistência à penetração (N_{SPT}), obtidos de sondagem à percussão. A carga de ruptura é dada por: $P_{t-c} = P_{l-c} + P_{p-c}$, sendo:

– Carga de Atrito Lateral na Ruptura:

- Utilizando dados do SPT:
$$P_{l-c} = \frac{U_i}{F_2} \sum_{i=1}^n \alpha_{av} \cdot K_{av} \cdot N_{spt} \cdot \Delta z_i \quad (\text{kN}) \quad (1)$$

- Utilizando dados do CPT:
$$P_{l-c} = \frac{U_i}{F_2} \sum_{i=1}^n f_c \cdot \Delta z_i \quad (\text{kN}) \quad (2)$$

onde:

f_c = atrito lateral medido pelo cone (kPa)

N_{spt} = números de golpes do SPT da camada

U = perímetro da estaca (m)

Δz_i = comprimento da camada (m)

O valor dos fatores F_1 e F_2 são apresentados na Tabela 1 e os valores de α_{avi} e K_{avi} na Tabela 2.

– Carga de Ruptura de Ponta:

- Utilizando dados do SPT:
$$P_{p-c} = \frac{K_{av} \cdot \overline{N}_p}{F_1} \cdot A_p \quad (\text{kN}) \quad (3)$$

- Utilizando dados do CPT:
$$P_{p-c} = \frac{q_c}{F_1} \cdot A_p \quad (\text{kN}) \quad (4)$$

onde:

α_{avi} = correlação entre o f_c e q_c obtidos no ensaio CPT em função do tipo de solo ($\alpha = f_c / q_c$).

K_{avi} = correlação entre o N_{spt} e q_c obtidos nos ensaio SPT e CPT em função do tipo de solo ($K = q_c / N_{spt}$).

F_1 = coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (Modelo), para o cálculo da carga de ponta.

F_2 = coeficiente de transformação que engloba o tipo de estaca e o efeito escala entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (Modelo), para o cálculo da resistência lateral.

\overline{N}_p = números de golpes do SPT médio na região da ponta da estaca.

q_c = resistência de ponta fornecida pelo ensaio CPT (kPa)

f_c = resistência lateral fornecida pelo ensaio CPT (kPa)

A_p = área da ponta da estaca (m²)

Tabela 1 – Valores de F_1 e F_2 propostos por Aoki & Velloso (1975).

TIPO DE ESTACA		F_1	F_2
Franki	Fuste apilado*	2,30	3,00
	Fuste vibrado*	2,30	3,20
Metálica		1,75	3,50
Pré-moldada	Cravada*	2,50	3,50
	Prensada*	1,20	2,30
Pequeno diâmetro		3,00	6,00
Escavada	Grande diâmetro	3,50	7,00
	Com lama bentonítica*	3,50	4,50
Raiz*		2,20	2,40
Strauss*		4,20	3,90
Hélice Contínua*		3,00	3,80

*Coeficientes propostos por Monteiro (2000).

Tabela 2 – Valores de α_{avi} . K_{avi} propostos por Aoki & Velloso (1975).

SOLO		K_{av} (kPa)	α (%)
AREIA	pura	1000	1,4
	siltosa	800	2,0
	silto argilosa	700	2,4
	argilosa	600	3,0
	argilo siltosa	500	2,8
SILTE	puro	400	3,0
	arenoso	550	2,2
	areno argiloso	450	2,8
	argiloso	230	3,4
	argilo arenoso	250	3,0
ARGILA	pura	200	6,0
	arenosa	350	2,4
	areno siltosa	300	2,8
	siltosa	220	4,0
	silto arenosa	330	3,0

3.2 – Método de Décourt & Quaresma (1978, 1996)

Décourt & Quaresma (1978, 1996) apresentam uma metodologia para estacas pré-moldadas (“estacas padrão”), abrangendo posteriormente outros tipos de estacas. Este método fornece a carga de ruptura total através da soma das parcelas das cargas de ruptura lateral e ponta, utilizando a resistência à penetração N .

$$\text{– Carga de Atrito Lateral na Ruptura: } P_{l\text{-calc}} = \beta_{DQ} \cdot U_i \cdot \Delta z (3,33 \bar{N}_i + 10) \quad (\text{kN}) \quad (5)$$

onde:

\bar{N}_{spt} devem ser limitados a 50 ($N_{spt} < 50$) e 3 ($N_{spt} > 3$).

Tabela 3 – Valores do coeficiente β_{DQ} em função do tipo de solo e estaca

Solo	Tipo de estaca					
	Pré-moldadas	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	1,00	0,80	0,90*	1,0*	1,5*	3,0*
Solos intermediários	1,00	0,65	0,75*	1,0*	1,5*	3,0*
Areias	1,00	0,50	0,60*	1,0*	1,5*	3,0*

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis.

$$\text{– Carga de Ruptura de Ponta: } P_{p\text{-calc}} = \alpha_{DQ} \cdot q_u \cdot A_p \quad (\text{kN}) \quad (6)$$

O valor de q_u pode ser obtido utilizando-se sua correlação empírica com a resistência à penetração média na região da ponta da estaca (A_p).

$$q_u = K_{DQ} \cdot \bar{N}_p \quad (\text{kN/m}^2) \quad (7)$$

Onde:

q_u = reação de ponta (kPa)

\bar{N}_p = resistência à penetração do SPT, resultante da média de três valores obtidos ao nível da ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo desta.

K_{DQ} = coeficiente que correlaciona a resistência à penetração (N) com a resistência de ponta em função do tipo de solo.

$$\bar{N}_p = \frac{N_{p-1} + N + N_{p+1}}{3} \quad (8)$$

Tabela 4 – Valores de K_{DQ}

Solo	Tipo de estaca	
	Deslocamento	Escavada
Argila	120	100
Silte Argiloso*	200	120
Silte Arenoso*	250	140
Areia	400	200

*Solos Residuais

O coeficiente α_{DQ} permite estender os cálculos efetuados para a estaca padrão para outros tipos de estacas e solos (Tabela 5).

Tabela 5 – Valores do coeficiente α_{DQ} em função do tipo de solo e estaca

Solo	Tipo de estaca					
	Pré-moldadas	Escavada em geral	Escavada com lama bentonítica	Hélice Contínua	Raiz	Injetada sob alta pressão
Argilas	1,00	0,85	0,85*	0,30*	0,85*	1,0*
Solos intermediários	1,00	0,60	0,60*	0,30*	0,60*	1,0*
Areias	1,00	0,50	0,50*	0,30*	0,50*	1,0*

*valores apenas orientativos diante do reduzido número de dados.

3.3 – Método de Peixoto (2001)

Atualmente no Brasil tem sido utilizado pelos engenheiros de fundações, informações obtidas através do ensaio SPT com leitura de torque (SPT-T), para projeto de fundações e avaliação do comportamento de solos. Esta metodologia de leitura de torque a partir do SPT foi proposta por Ranzini (1988), que sugeriu uma pequena modificação no procedimento normal do ensaio de penetração dinâmica (SPT), para a obtenção de um valor de atrito lateral. Não é uma modificação, mas sim, um pequeno prosseguimento do ensaio após o seu término, não alterando em nada o procedimento para obtenção do índice de resistência à penetração N. O ensaio SPT-T é de simples execução, pois é mantido o mesmo procedimento do SPT convencional, porém, depois do final da cravação do amostrador, o operador aplica uma torção à haste com um torquímetro que fornece a medida do momento de torção máximo e residual necessário à rotação do amostrador (Figura 2).

Este valor pode ser utilizado, por exemplo, na avaliação da tensão lateral em estacas, através da adesão-atrito lateral estimado, desenvolvido na interface solo-amostrador, conforme equação 9 (Ranzini, 2000). Vários trabalhos já foram publicados sobre o tema, dentre eles, pode-se citar o de Décourt e Quaresma Filho (1994), Décourt (1998), Alonso (1994) e Peixoto (2001).

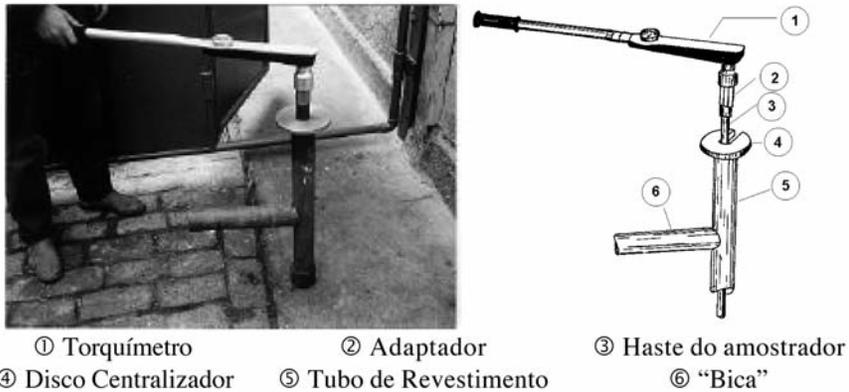


Fig. 2 – Equipamento para obtenção do torque (Peixoto, 2001).

$$f_T = \frac{T}{(41,336h - 0,032)} \quad (9)$$

Onde:

f_T = adesão solo-amostrador (kPa)

T = valor medido pelo torquímetro (kN.m)

h = penetração total do amostrador SPT após a cravação (m)

Como já foi mostrado no item anterior, a metodologia proposta por Ranzini (2000) é um indicativo da possibilidade de se obter a parcela de atrito lateral de estacas através da adesão-atrito solo-amostrador f_T . O mesmo não ocorre com a parcela de ponta, que apresenta uma grande variabilidade.

Ao girar o torquímetro, são obtidos dois parâmetros: $f_{T_{\max}}$ que é o máximo valor de torque e $f_{T_{\text{res}}}$ que é o valor medido depois da ruptura da ligação solo-amostrador.

Conseqüentemente, da comparação dos resultados das previsões de atritos laterais através de Ranzini (2000), quando se utilizou $f_{T_{\text{res}}}$ com os resultados obtidos da mesma metodologia, embora utilizando-se $f_{T_{\max}}$, constatou-se uma maior variabilidade para aquelas que são realizadas com o torque residual.

Desta maneira, sugere-se uma metodologia para o cálculo da previsão de capacidade de carga considerando-se para o cálculo da parcela de atrito lateral, a equação de Ranzini (2000), utilizando $f_{T_{\max}}$, e multiplicando-se por um fator Fl , função do comportamento do solo, que aqui é representado pela relação T_{\max}/N .

De acordo com Peixoto (2001), o ensaio SPT-T mostrou-se como uma boa ferramenta para o cálculo da previsão de capacidade-de-carga de estacas. O roteiro de cálculo está descrito a seguir. A capacidade-de-carga de estacas é obtida através do cálculo de duas parcelas: resistência de ponta e atrito lateral.

Para o cálculo da parcela de atrito lateral utiliza-se a metodologia sugerida por Ranzini (2000), mas usando-se $f_{T_{\max}}$, e multiplicando-se pelo coeficiente Fl , que é função de T_{\max}/N .

$$P_{-calc} = Fl * sl * \sqrt{T_{\max}} * U_i * \Delta z \quad (\text{kN}) \quad (10)$$

Onde:

Fl = fator de correção em função do tipo de estaca e da relação $T_{m\acute{a}x}/N$ (Tabela 6);

sl = coeficiente em função do tipo de estaca (Tabela 6);

$$\overline{fT}_{m\acute{a}x} = \frac{\sum \Delta l_i * fT_{m\acute{a}xi}}{\sum \Delta l_i} \quad (\text{kPa}) \quad (11)$$

Δl_i = o comprimento do trecho elementar de ordem "i" do fuste;

$f_{T_{m\acute{a}x}}$ é a tensão de atrito lateral máxima medida pelo torquímetro na altura do trecho elementar de ordem "i" do fuste;

Tabela 6 – Valores dos coeficientes sl e Fl .

Tipo de Estacas	sl	Fl	
		$T_{m\acute{a}x}/N < 1$ (kN.m/golpe)	$T_{m\acute{a}x}/N > 1$ (kN.m/golpe)
Pré-Moldada de pequeno diâmetro	0,8	1,0	
Ômega	3,0		
Metálica	0,3		
Injetada de pequeno diâmetro	2,0		
Raiz	1,5		
Strauss	0,8	1,3	0,7
Franki	0,8	0,7	0,5
Apiloadas	3,5	0,7	0,5
Hélice-Contínua	2,0	1,0	0,3
Escavada e Broca	1,4	1,3	0,7
Barrete	0,7	1,0	1,0

Para estaca Hélice Contínua, quando o $f_{T_{m\acute{a}x}} > 80$ kPa (o que corresponde a um torque superior a 15kgf.m), utilizar $Fl=0,3$ para qualquer $T_{m\acute{a}x}/N$.

Entretanto, para as estacas Pré-Moldadas, Ômega, Metálica, Injetada e Raiz não há a necessidade de um fator de correção em função de $T_{m\acute{a}x}/N$. Não estão sendo recomendados sl e Fl para as estacas Pré-Moldadas de grande diâmetro pois a mesma possui um comportamento diferente da correspondente de pequeno diâmetro, necessitando-se de uma melhor investigação.

Segundo Peixoto (2001), os coeficientes mostrados na Tabela 6 foram obtidos através dos dados disponíveis, necessitando-se, para uma melhor verificação da eficiência da metodologia, de uma maior quantidade de provas-de-carga em estacas instrumentadas.

Para o cálculo da parcela de ponta sugere-se adotar aquele com que o calculista tenha maior confiança.

4 – ESTACAS TESTE

Foram executadas três estacas escavadas a trado mecânico (sem uso de lama bentonítica), com 0,40m de diâmetro e 12,0m de profundidade e, cravadas, três estacas pré-moldadas de 0,18m de diâmetro e 14m de comprimento.

O solo em estudo, por ter uma estrutura estável e ser não saturado permite que sejam executadas estacas do tipo escavada a trado, sem nenhum revestimento, até 10 ou mais metros de profundidade. A concretagem é feita lançando-se o concreto com auxílio de um funil. Na concretagem das estacas escavadas utilizou-se concreto C-15, $f_{ck}=15\text{MPa}$ e $\text{slump}=7\text{cm}$.

As estacas pré-moldadas do tipo protendida foram fabricadas com segmentos de 8m e 6m de comprimento, perfazendo três estacas de 14m (duas serviram para reação e outra para ser ensaiada à compressão), unidas por um cordão de solda no anel metálico. Para a cravação das estacas, foi utilizado um bate-estaca provido de martelo de massa aproximada de 1650 kg, caindo em queda livre, de uma altura de 0,50m.

As estacas submetidas à compressão foram confeccionadas com tubos de aço em seu interior, dentro dos quais foram instaladas, posteriormente, a instrumentação. Para as estacas escavadas, foram empregados tubos do tipo galvanizado de diâmetro interno de 42,3mm e para a estaca pré-moldada, foi utilizado tubo corrugado do tipo utilizado para protensão com diâmetro interno de 40,0mm, que foi instalado na fábrica anteriormente à sua concretagem. Na instrumentação das estacas foram utilizadas barras de aço do tipo CA-50 ($\phi=12,5\text{mm}$ e $L=0,60\text{m}$), nas quais foram instalados extensômetros elétricos (strain-gages), ligados em ponte completa. Estas barras foram unidas posteriormente, à medida que iam sendo colocadas nos tubos vazados, a barras de mesmo material, com comprimentos que variaram de acordo com a estaca a ser ensaiada. Todo conjunto foi solidarizado através da injeção de calda de cimento.

5 – SISTEMA DE REAÇÃO

O sistema empregado foi composto por viga metálica de reação, tirantes com rosca contínua e estacas de reação. Utilizaram-se duas estacas de reação, alinhadas com a estaca a ser ensaiada, e espaçadas de 2,40m (6ϕ) para a estaca escavada e de 1,50m ($8,3\phi$) para a estaca pré-moldada.

O sistema de atirantamento para os dois tipos de estacas foi composto de barras especiais de aço com rosca contínua, com 32mm de diâmetro, que foram inseridas nas estacas de reação. As estacas de reação empregadas nas provas de carga das estacas escavadas foram do tipo hélice contínua com 0,40m de diâmetro e 18m de comprimento; para a estaca pré-moldada foram empregadas estacas pré-moldadas, do mesmo tipo da estaca teste, os tirantes foram inseridos às estacas durante seu processo de confecção na fábrica. Apresenta-se na Figura 3, a locação das estacas no campo.

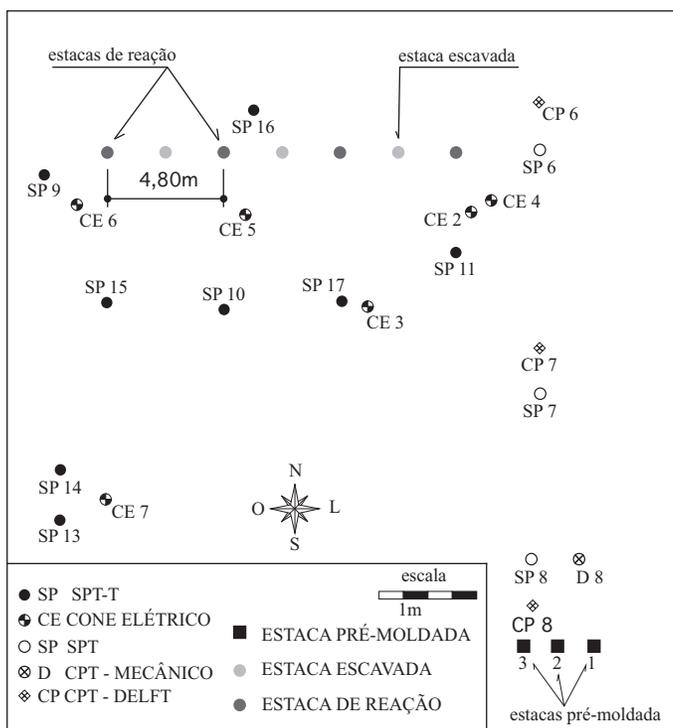


Fig. 3 – Localização das estacas no Campo experimental (Albuquerque, 2001).

6 – PROVAS DE CARGA

6.1 – Carregamento Dinâmico

Este ensaio, executado durante a cravação, tem por objetivo fazer um estudo da estaca para atestar sua integridade e verificar sua capacidade de carga. Para todas as estacas cravadas efetuaram-se as análises CAPWAPC, Case e IPT-Case (Bernardi et al., 1991). Para aquisição dos dados e análise dos sinais durante a cravação dinâmica, utilizou-se um conjunto de equipamentos constituído de transdutores de força e acelerômetros, posicionados numa secção logo abaixo do topo da estaca (3 diâmetros de distância). Realizaram-se ensaios dinâmicos nas três estacas pré-moldadas.

6.2 – Carregamento Estático

Adotou-se o carregamento lento (SML), seguindo-se as prescrições da NBR 12131/91 (ABNT, 1991) (Provas de Carga Estática). A partir da base do bloco de coroamento de cada estaca, escavou-se o solo até a profundidade de 0,60m; utilizando-se tal trecho como secção de referência (Figura 4), para a determinação do módulo de elasticidade da estaca. O módulo de elasticidade da estaca é obtido a partir da regressão linear dos pares de valores carga (carga no topo) e deformação do instrumento situado na secção de referência da estaca. Foram ensaiadas as três estacas escavadas, utilizando-se incrementos de carga de 60kN. Das estacas pré-moldada, foi ensaiada a estaca 2 (Figura 3), as estacas 1 e 3 foram utilizadas como reação, no ensaio dessa estaca foram empregados incrementos de 40kN. Em todos os ensaios o carregamento foi levado a uma carga na qual os deslocamentos indicassem a ruptura da ligação estaca-solo. Os descarregamentos foram feitos em estágios sucessivos, com reduções de cargas iguais a 25% da carga total atingida no ensaio.

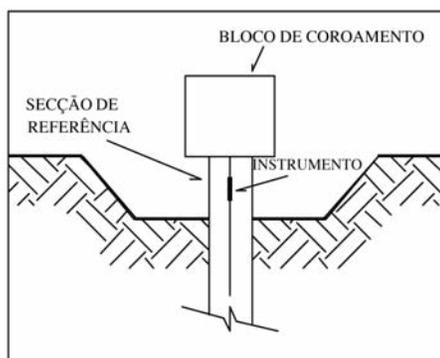


Fig. 4 – Seção de referência.

7 – RESULTADOS

Apresentam-se neste item os resultados dos ensaios realizados nas estacas pré-moldada e escavadas. Para o primeiro tipo de estaca foram realizadas provas de carga dinâmica e estática, enquanto nas estacas escavadas foram realizadas somente provas de carga estática.

7.1 – Estaca Pré-Moldada

7.1.1 – Prova de Carga Dinâmica

Os ensaios dinâmicos foram interrompidos antes que atingisse a *nega* usual (10mm/10golpes), pois as estacas tinham comprimentos pré-determinados. Na Tabela 7, são apresentados os valores de *nega* obtidos no final da cravação.

A partir dos dados fornecidos por este ensaio foram realizadas três tipos de análises, com a finalidade de conhecer a capacidade de carga da estaca, sendo elas: CAPWAPC, Case e IPT-Case (Bernardi et al., 1991) (Tabela 8).

Tabela 7 – Valores de “Nega” obtidos para cada tipo de estaca.

Estaca 1	Estaca 2	Estaca 3
33mm/10 golpes	110mm/10 golpes	125mm/10 golpes

Tabela 8 – Resultados obtidos na prova de carga dinâmica.

Estaca	Análise	P_{1-d} (kN)	P_{p-d} (kN)	P_{t-d} (kN)
1	CAPWAPC	172	36	208
2		201	15	216
3		178	62	240
1	Case	----	----	213
2		----	----	248
3		----	----	255
1	IPT-Case	----	----	200
2		----	----	243
3		----	----	224

Onde:

P_{l-d} = carga lateral obtida através da prova de carga dinâmica

P_{p-d} = carga de ponta obtida através da prova de carga dinâmica

P_{t-d} = somatória das cargas lateral e ponta obtida através da prova de carga dinâmica

7.1.2 – Prova de Carga Estática

São apresentados neste item os resultados obtidos na prova de carga estática efetuada na estaca pré-moldada 2. A carga máxima foi de 262kN, sendo 220kN por atrito lateral e 43kN por reação de ponta (16,1% da carga do topo). O deslocamento máximo foi de 54,13mm. Pode-se verificar que em seu valor máximo o valor de reação de ponta foi da ordem de 1690kPa. Apresentam-se a seguir os resultados obtidos na prova de carga estática: curva carga vs recalque e atrito lateral (Figuras 5 e 6). O módulo de elasticidade da estaca, obtido através da instrumentação instalada no nível de referência, foi de 24,4GPa. Deve-se observar que, dos quatro níveis instrumentados, instalados na estaca 2, aquele situado a 5,0m não apresentou bom funcionamento, tendo sido portanto descartado.

A Figura 7 apresenta um gráfico onde são mostradas as variações entre os valores de carga máxima obtidos na prova de carga dinâmica e a estática.

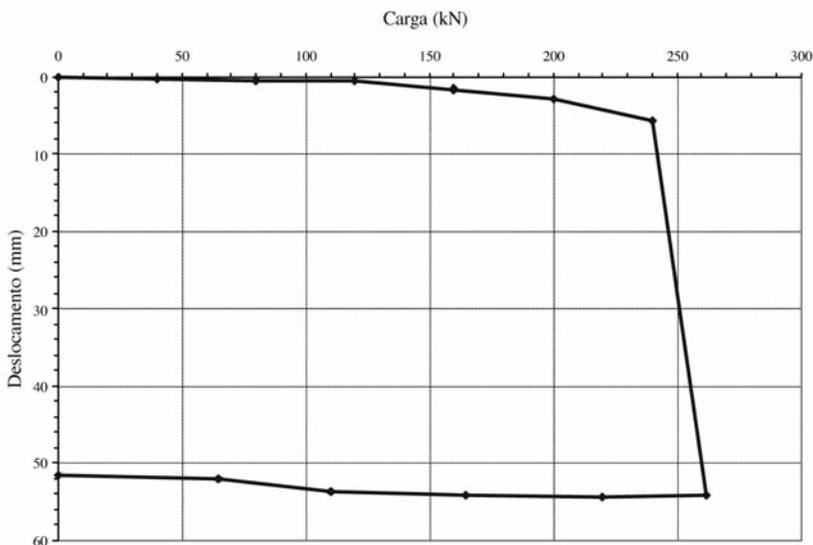


Fig. 5 – Curva carga vs recalque (Albuquerque, 1996).

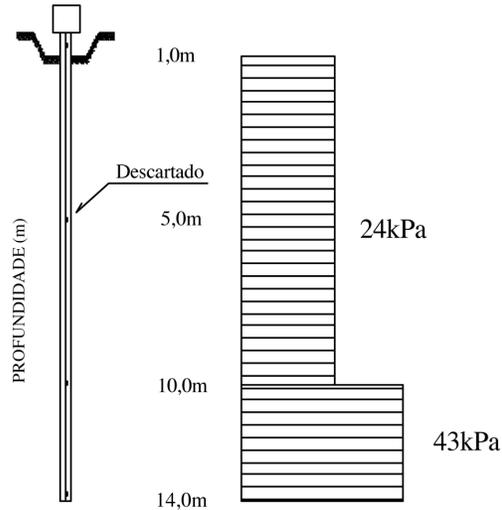


Fig. 6 – Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste (Albuquerque, 1996).

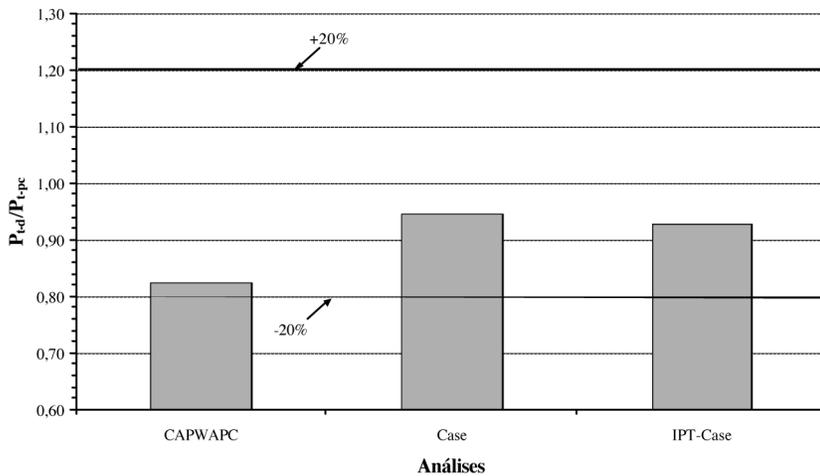


Fig. 7 – Relação dos valores de carga total obtidos através da aplicação dos métodos de análise de prova de carga dinâmica e aqueles obtidos na prova de carga estática.

7.2 – Estacas Escavadas

Apresenta-se neste item os resultados obtidos nas provas de carga à compressão, efetuadas nas estacas escavadas. Na Tabela 9 são apresentados os valores de carga e deslocamentos máximos. Na Tabela 10, apresentam-se os valores de carga máxima lateral e ponta, bem como a percentagem de carga transferida do topo para a ponta.

A carga de ruptura máxima média foi da ordem de 682kN com um desvio de 12kN. Pode-se verificar que os valores de reação de ponta foram da ordem de 27kPa, 108kPa e 200kPa, para as estacas escavadas 1, 2 e 3, respectivamente.

Os módulos de elasticidade das estacas, obtido através da instrumentação instalada no nível de referência, são apresentados na Tabela 11. Pode-se verificar através da análise do coeficiente de correlação (R^2), que a instrumentação funcionou de maneira adequada.

Na seqüência são apresentadas as curva carga vs recalque e atrito lateral (Figuras 8 e 9).

Tabela 9 – Valores de carga e deslocamento máximo obtidos nas provas de carga.

Estaca	P_{t-pc} (kN)	Deslocamento máximo (mm)
Escavada 1	684	112,48
Escavada 2	670	107,70
Escavada 3	693	65,94

As provas de carga foram encerradas quando atingiu-se os limites dos relógios comparadores.

Tabela 10 – Parcelas de carga transferida para cada estaca.

Estaca	P_{1-pc} (kN)	P_{p-pc} (kN)	% de ponta
Escavada 1	681	3,4	0,5
Escavada 2	657	13,3	1,9
Escavada 3	668	25,1	3,6

Tabela 11 – Módulo de elasticidade das estacas.

Estaca	E (GPa)	R^2
Escavada 1	20,8	0,996
Escavada 2	19,4	0,998
Escavada 3	19,3	0,999

Onde:

P_{1-pc} = carga lateral obtida através da prova de carga

P_{p-pc} = carga de ponta obtida através da prova de carga

P_{t-pc} = somatória das cargas lateral e ponta obtida através da prova de carga

E = módulo de elasticidade da estaca

R^2 = coeficiente de correlação obtido através da regressão linear dos valores tensão vs deformação para a obtenção do módulo de elasticidade das estacas.

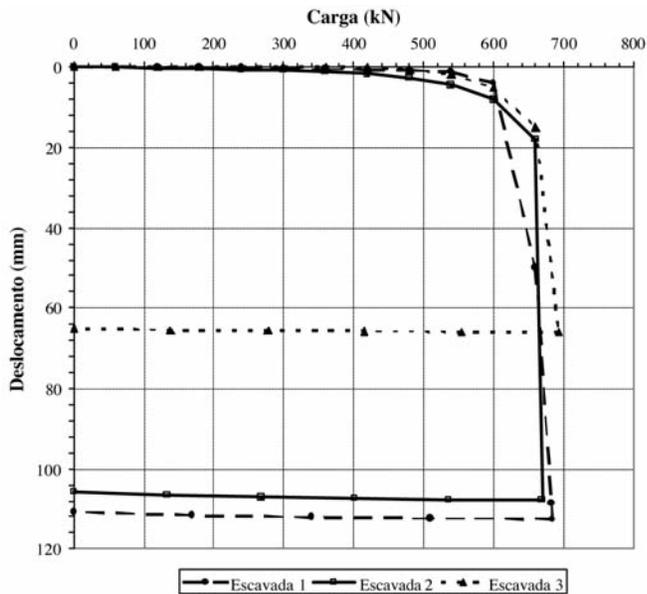


Fig. 8 – Curva carga vs recalque (estacas escavadas).

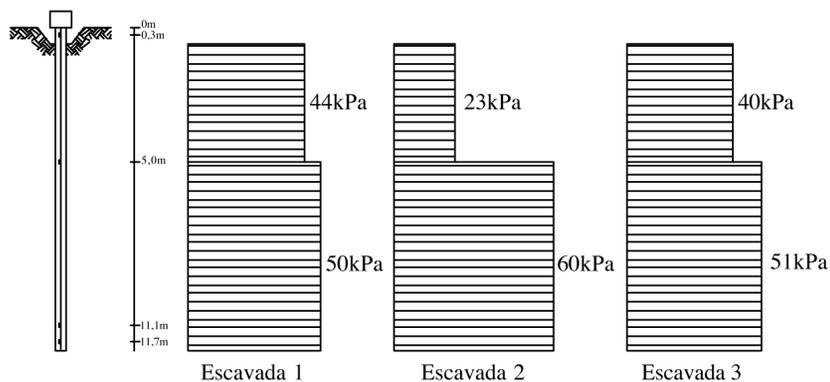


Fig. 9 – Distribuição do atrito lateral médio ao longo do fuste (estacas escavadas).

7.3 – Previsão da Capacidade de Carga

Para a definição da carga de ruptura dos ensaios, além dos dados de carga máxima obtida em campo, utilizaram-se os métodos de extrapolação: Van der Veen (1953), Décourt (1999) e da Norma Brasileira – NBR6122 (ABNT, 1996). Considerando que, para a carga máxima dos ensaios, os recalques foram incessantes e que os valores de carga máxima obtidos pelos métodos de extrapolação utilizados foram praticamente iguais aos obtidos na prova de carga, adotou-se como carga de ruptura a carga máxima no ensaio (Tabela 12).

A seguir são apresentados os resultados de carga de ruptura, obtidos através do emprego de vários métodos de previsão: teóricos (Tabelas 13 e 14), semi-empíricos e empíricos (Tabela 15 e 16).

Tabela 12 – Resultados obtidos da extrapolação da prova de carga.

Método	Escavada 1	Escavada 2	Escavada 3	Pré-moldada
Van der Veen (1953)	684	670	693	262
Décourt (1999)	671	714	702	286
NBR 6122 / (ABNT, 1996)	660	665	680	266

Tabela 13 – Resultados de aplicação dos métodos teóricos (pré-moldada).

Método	P_{1-c} (kN)	P_{p-c} (kN)	P_{t-c} (kN)	P_{t-c}/P_{t-pc}
Berezantzev e Yaroshenko (1957) & Nordlund (1963)	182	32	214	0,81
Meyerhof (1976, 1977)	294	39	333	1,27
Skempton (1951)	281	38	319	1,22

Tabela 14 – Resultados de aplicação dos métodos teóricos (escavada).

Método	P_{1-c} (kN)	P_{p-c} (kN)	P_{t-c} (kN)	P_{t-c}/P_{t-pc}
Berezantzev e Yaroshenko (1957) & Nordlund (1963)	301	534	835	1,22
Meyerhof (1976, 1977)	835	6	841	1,23
Skempton (1951)	509	178	687	1,01

Onde:

P_{1-c} = carga lateral obtida através de cálculo

P_{p-c} = carga de ponta obtida através de cálculo

P_{t-c} = somatória das cargas lateral e ponta obtida através de cálculo

Tabela 15 – Resultados de aplicação dos métodos empíricos e semi-empíricos (pré-moldada).

Método	P_{1-c} (kN)	P_{p-c} (kN)	P_{t-c} (kN)	P_{t-c}/P_{t-pc}
Aoki & Velloso (1975) CPT	312	38	350	1,34
Aoki & Velloso (1975) SPT	101	29	130	0,50
Décourt & Quaresma (1978, 1996)	226	47	267	1,02
Velloso (1981)	1092	61	1153	4,34
Philipponat (1978)	1366	30	1396	5,26
Peixoto (2001) – lateral Décourt & Quaresma (1978, 1996) - ponta	193	47	240	0,91

Tabela 16 – Resultados de aplicação dos métodos empíricos e semi-empíricos (escavada).

Método	P_{l-c} (kN)	P_{p-c} (kN)	P_{t-c} (kN)	P_{t-c}/P_{t-pc}
Aoki & Velloso (1975) CPT	354	130	484	0,71
Aoki & Velloso (1975) SPT	135	112	247	0,36
Décourt & Quaresma (1978, 1996)	358	161	519	0,76
Velloso (1981)	1062	164	1226	1,80
Philipponat (1978)	499	175	674	0,99
Peixoto (2001) – lateral Décourt & Quaresma (1978, 1996) - ponta	823	161	984	1,44

8 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Apresentam-se neste item as análises do comportamento das estacas, com base nas provas de carga executadas. São feitas avaliações dos métodos de previsão da carga de ruptura. As análises das provas de carga serão feitas em termos de cargas de ruptura, carga de ponta e atrito lateral.

Nas Tabelas 17 a 19, são apresentados parâmetros obtidos em análise estatística, a partir dos valores obtidos no cálculo das cargas de ponta, lateral e total para cada método empregado em cada tipo de estaca.

A partir das Figuras 10 a 15, podem ser observadas as variações dos resultados de previsão, perante aquele obtido na prova de carga.

Nas figuras são apresentadas também duas retas, correspondendo a uma variação de +/- 20% referente à relação entre a carga prevista e a carga obtida na prova de carga.

Tabela 17 – Análise estatística dos valores obtidos na previsão de capacidade de carga utilizando métodos teóricos e semi-empíricos.

Estaca	Parâmetro	P_l	P_p	P_t
Pré-moldada	Média (kN)	450	39	489
	Desvio padrão (kN)	451	11	454
	Coefficiente de Variação (%)	100	28	93
Escavada	Média (kN)	542	182	722
	Desvio padrão (kN)	302	153	291
	Coefficiente de Variação (%)	56	84	40

Tabela 18 – Análise estatística dos valores obtidos na previsão de capacidade de carga utilizando métodos semi-empíricos.

Estaca	Parâmetro	P_1	P_p	P_t
Pré-moldada	Média (kN)	548	41	589
	Desvio padrão (kN)	538	13	541
	Coefficiente de Variação (%)	98	32	92
Escavada	Média (kN)	539	148	689
	Desvio padrão (kN)	342	26	358
	Coefficiente de Variação (%)	63	18	52

Tabela 19 – Análise estatística dos valores obtidos na previsão de capacidade de carga utilizando métodos teóricos.

Estaca	Parâmetro	P_1	P_p	P_t
Pré-moldada	Média (kN)	252	36	289
	Desvio padrão (kN)	61	4	65
	Coefficiente de Variação (%)	24	11	22
Escavada	Média (kN)	548	239	788
	Desvio padrão (kN)	269	269	87
	Coefficiente de Variação (%)	49	113	11

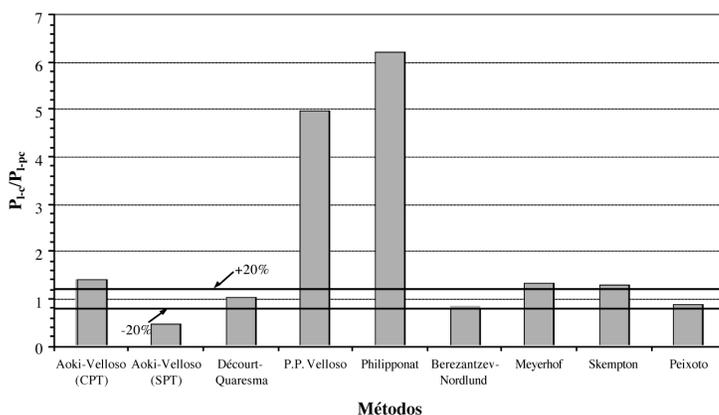


Fig. 10 – Variação de P_{1-c}/P_{1-pc} em função dos métodos utilizados (estaca pré-moldada).

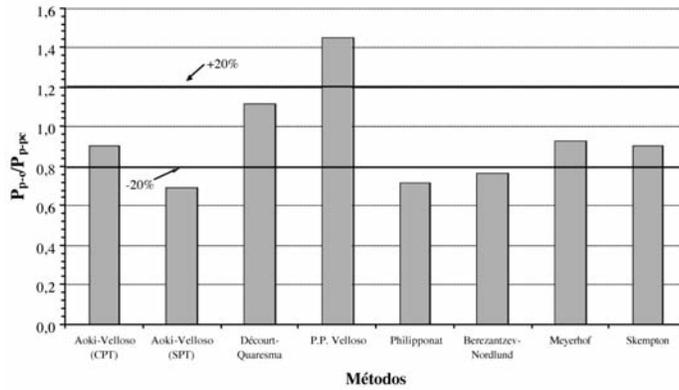


Fig. 11 – Variação de P_{p-c} / P_{p-pc} em função dos métodos utilizados (estaca pré-moldada).

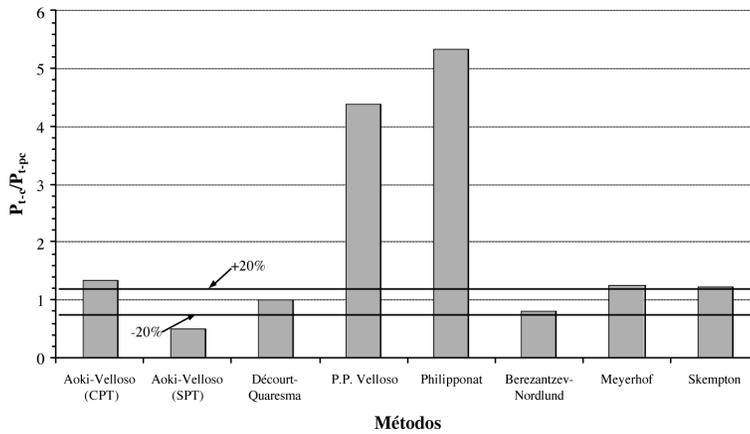


Fig. 12 – Variação de P_{t-c} / P_{t-pc} em função dos métodos utilizados (estaca pré-moldada).

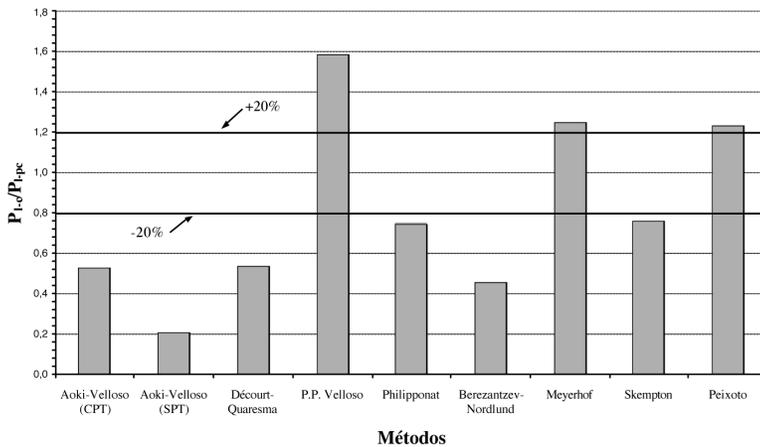


Fig. 13 – Variação de P_{1-c} / P_{1-pc} em função dos métodos utilizados (estaca escavada).

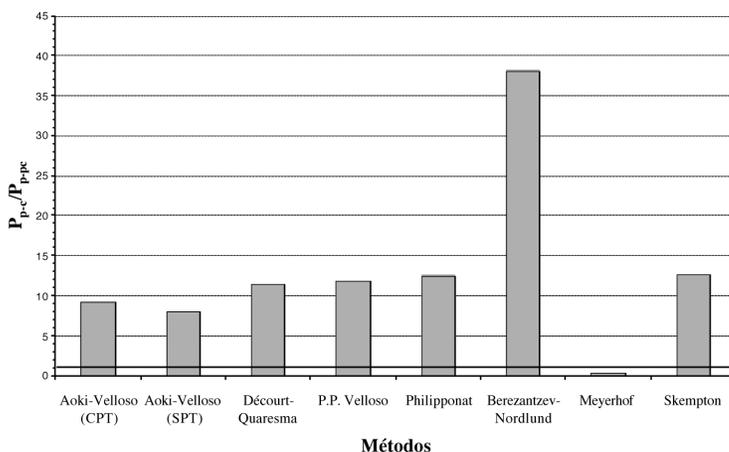


Fig. 14 – Variação de P_{p-c}/P_{p-pc} em função dos métodos utilizados (estaca escavada).

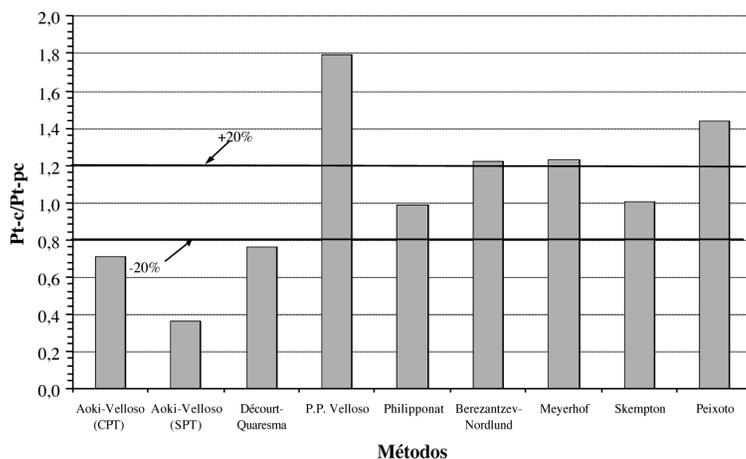


Fig. 15 – Variação de P_{t-c}/P_{t-pc} em função dos métodos utilizados (estaca escavada).

Verifica-se que devido ao processo executivo, as estacas pré-moldadas apresentaram comportamento de ponta melhor que o das escavadas, mobilizando uma reação de ponta 19 vezes superior à escavada. Em termos de percentuais médios de carga de ponta relacionados à carga aplicada no topo, a estaca escavada forneceu um valor de 2% e pré-moldada 16,1%.

Não é possível fazer uma análise do atrito lateral obtido no primeiro trecho da estaca pré-moldada em comparação à estaca escavada. E isto porque, durante a cravação da estaca pré-moldada houve um descolamento do solo, da camada porosa, em relação ao fuste, devido à vibração da estaca durante a cravação (drapejamento), conforme relatado por Albuquerque (1996). Este efeito também foi observado por Menezes (1997), em estaca cravada em solo poroso de Ilha Solteira, Estado de São Paulo. Com relação ao segundo trecho, o atrito fornecido pela estaca pré-moldada (43kPa), situou-se próximo da média obtida nas estacas escavadas (48kPa).

Verificou-se que o atrito lateral médio no trecho inferior do fuste das estacas escavadas (5m a 12m) da ordem de 48kPa, foi 50% superior ao primeiro trecho (0m a 5m), da ordem de 32kPa.

Esta diferença ocorreu porque o solo na primeira camada apresenta valores de resistência inferiores ao da segunda camada, conforme pode ser observado na Figura 1.

Com relação às reações de ponta, as estacas escavadas forneceram valores de pequena grandeza, em média de 112kPa e coeficiente de variação de 78%. A estaca pré-moldada, apresentou valor superior de reação de ponta da ordem de 1690kPa.

Os valores de carga total mobilizada obtidos para a estaca pré-moldada, através das análises CAPWAPC, Case e IPT-Case (Tabela 8), situaram-se bem próximos entre si; apresentando um valor médio de 236kN e C.V. (Coeficiente de Variação) de ordem de 7%. Com relação à prova de carga estática, efetuada na estaca 2, pode-se dizer que os valores obtidos através das provas de carga dinâmicas estão bem próximos com relação à carga total (10% superior).

Quanto à previsão da capacidade de carga (total) calculada pelos métodos teóricos, verificou-se que os valores de carga de ruptura obtidos aproximaram da prova de carga com um C.V. de 22% e 11%, para as estaca pré-moldada e escavada, respectivamente. Com relação ao cálculo da parcela de atrito lateral apresentaram C.V. inferior a 50%, para ambas estacas. Porém, na previsão da carga de ponta para a estaca escavada forneceu um C.V. da ordem de 113%, o que demonstra uma grande variação entre os resultados obtidos. Para a estaca pré-moldada isto não ocorreu (Tabela 17). Dos métodos teóricos que forneceram melhor ajuste na estimativa da carga total foram: para a estaca pré-moldada o de Berezantzev e Yaroshenko (1957) e Nordlund (1963), enquanto para a estaca escavada foi o de Skempton (1951), o que pode ser observado nas Figuras 12 e 15.

Analisando os resultados obtidos através do emprego dos métodos semi-empíricos, verificou-se uma grande variação entre os valores obtidos em ambas estacas, principalmente para as cargas total e lateral. Na estaca pré-moldada o C.V. obtido para a carga lateral foi de 98% e para a estaca escavada foi de 63%. Para a carga total foi de 92% para a estaca pré-moldada e 52% para a estaca escavada. Analisando a previsão da carga de ponta, verificou-se que os métodos forneceram valores próximos: CV igual a 32% para estaca pré-moldada e de 18% para a escavada. Comparando os valores médios de previsão da carga de ruptura total, com aquele obtido na prova de carga estática, verificou-se que para o caso da estaca pré-moldada foi 2,2 vezes superior e para a estaca escavada foi próximo a unidade, porém com uma certa dispersão, conforme observado na Tabela 15.

Com relação ao desempenho desses métodos, verificou-se que, para a estaca pré-moldada, os métodos de Décourt & Quaresma (1978, 1996) e Peixoto (2001), forneceram os melhores valores de carga lateral, situando em num intervalo de variação de 20% da carga obtida no carregamento estático. A partir desta mesma análise, verificou-se que para ponta foi o método de Aoki & Velloso – CPT (1975) que forneceu melhor previsão e, que para o carga total, foi o método de Décourt & Quaresma (1978, 1996). Para a estaca escavada, nenhum método semi-empírico se enquadrou em uma faixa de variação de +/- 20% da relação entre os valores obtidos na prova de carga e aqueles previstos para as cargas lateral e ponta (Figuras 13 e 14). Para a carga total somente o método de Philipponat (1978) foi o que apresentou melhor estimativa (Figura 15).

9 – CONCLUSÕES

Analisando-se os valores de reação de ponta, verificou-se que as estacas pré-moldadas absorveram, em relação à carga total 16,1%, o que equivale a aplicar ao solo uma pressão média de 1690kPa, e as estacas escavadas, um valor médio de 2% (87kPa). Isto era esperado, pois as estacas escavadas podem deixar solo solto e desestruturado na região da ponta, conduzindo, portanto, ao baixo valor da reação de ponta, o que não pode ser evitado pelo processo executivo utilizado.

Em termos de distribuição do atrito lateral ao longo do fuste, verificou-se que o mesmo foi crescente com a profundidade para ambas estacas, o que era esperado, pois a camada inferior de solos apresenta maiores valores de resistência. O atrito lateral medido no primeiro trecho da estaca pré-moldada foi 76% inferior ao obtido na outra estaca, provavelmente porque durante a cravação desta última houve um deslocamento do solo da camada porosa, em relação ao fuste, por efeito de drapejamento.

Com relação aos métodos semi-empíricos de previsão da capacidade de carga, verificou-se que o proposto por Décourt & Quaresma (1978, 1996) e Peixoto (2001), forneceram os melhores resultados para a estaca pré-moldada, sendo que para a estaca escavada foi o de Philipponat (1978). Quanto aos métodos teóricos, verificou-se que para a estaca pré-moldada eles forneceram valores superiores a 20% (acima e abaixo) do obtidos na prova de carga. Com relação à estaca escavada, o método de Skempton (1951), apresentou um valor muito próximo do real; quanto aos outros métodos, esses forneceram valores superiores, da ordem de 20%. Pelo exposto, verificou-se que deve-se ser bastante criterioso na aplicação de determinado método de previsão de capacidade de carga, pois existem disparidades de resultados quando se varia o tipo de fundação para um único método. Verificou-se que a utilização dos valores fornecidos pelo torque do ensaio SPT-T, é uma boa ferramenta para o cálculo da previsão de capacidade-de-carga lateral de estacas. A medida que mais experiência for se acumulando em seu uso, melhores resultados de previsão poderão ser obtidos.

Verificou-se uma grande dispersão nos resultados obtidos através do emprego das fórmulas empregadas para ambas as estacas, fornecendo valores de Coeficiente de Variação de 100%, apesar da média se situar próximo do valor obtidos na prova de carga.

A maioria dos métodos empregados superestimaram a carga de ponta da estaca escavadas. Isto é um indicativo da cautela que se deve ter na adoção de carga de ponta quando na previsão da carga de ruptura.

A prova de carga dinâmica através das análises CAPWAPC, Case e IPT-Case, mostrou confiabilidade como recurso para a determinação das cargas lateral e ponta da estaca pré-moldada. O valor da carga máxima mobilizada situou-se 10% abaixo do obtido para a prova de carga estática.

10 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) e a empresa Fundações Especiais (FUNDESP), pelo apoio financeiro, imprescindível à realização deste trabalho.

11 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Albuquerque, P. J. R. (1996) Análise do comportamento de estaca pré-moldada de pequeno diâmetro, instrumentada, em solo residual de diabásio da região de Campinas. Dissertação de Mestrado – FEAGRI, Unicamp, Campinas. 170f.
- Albuquerque P.J.R. (2001) Estacas escavadas, hélice-contínua e ômega: estudo do comportamento à compressão em solo residual de diabásio, através de provas-de-carga instrumentadas em profundidade. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, USP. São Paulo. 272f.
- Alonso, U.R. (1994) *Correlação entre o atrito lateral medido com o torque e o SPT*. Revista Solos e Rochas. v. 17, no 3, p.191-194, 1994.

- Aoki, N., & Velloso, D. A. (1975) *Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas*. Em 5th Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, Proceedings, Buenos Aires, v.1, p.367-376.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1991). *Provas de Carga Estática: NBR 12.131/91*. Rio de Janeiro: A.B.N.T.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1996). *Projeto e Execução de Fundações: NBR 6122/96*. Rio de Janeiro: A.B.N.T.
- Berezantzev, V. G. & Yaroshenko, V. A. (1957) *The bearing capacity of sands under deep foundations*. Em 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Londres. Proceedings, Londres, v.1, p. 182-191.
- Bernardi, E., Machado, J.R.A., Dionisi, A., Tanaka, E.T., Merichelli, M.P. (1991) *Uma avaliação do Sistema IPTCase/PC para aquisição e análise de dados de estacas cravadas*. Em 2^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE II, São Paulo. Anais, A.B.M.S. v.1, p.40-45.
- Décourt, L. & Quaresma, A. R. (1978) *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. Em 6o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Rio de Janeiro. Anais, Rio de Janeiro, v.1, p.45-53.
- Décourt, L. & Quaresma Filho, A. R. (1994) Practical applications of the standard penetration test complemented by torque measurements, spt-t; present stage and future trends. Em 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, ISSMGE. New Delhi. India, vol. 1, p.143-146.
- Décourt, L. & Quaresma, A. R. (1996) *Análise e Projeto de Fundações Profundas*. Em Hachich, W., Falconi, F., Saes, J.L., Frota, R.C.Q., Carvalho, C.S., Niyama, S. Fundações: Teoria e Prática. 1a edição. São Paulo, PINI. p.275-276.
- Décourt, L. (1998) A more rational utilization of some old in-situ tests. In: Geotechnical Site Characterization. Proceedings, Balkema. Atlanta, USA. p. 913-918.
- Décourt, L. (1999) *Behavior of foundations under working load conditions*. Em 11th Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Foz do Iguaçu, Proceedings, Foz do Iguaçu, v.4, p.453-487.
- Menezes, S. M. (1997) *Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade do interior do Estado de São Paulo*. Tese de Doutorado, Departamento de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 377f.
- Meyerhof, G. G. (1976) *Bearing capacity and settlement of pile foundation*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 102, GT3, p. 197-228.
- Meyerhof, G. G., Valsangkar, A. J. (1977) *Bearing Capacity of Piles in Layered Soils*. Em 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Proceedings, vol. 2, p. 645-650.
- Monacci, M.D. (1995) Estudo da colapsibilidade de um solo do campo experimental da Faculdade de Engenharia Agrícola – Unicamp. Dissertação de Mestrado – FEAGRI, Unicamp. 114f.
- Monteiro, P.F.F. (2000) *A estaca ômegafranki – capacidade de carga*. Em 4^o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais – SEFE IV, São Paulo. Anais, A.B.M.S. v.2, p.356-369.
- Nordlund, R. L. (1963) *Bearing capacity of piles in cohesion less soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, vol. 89, SM3, p. 1-35.

- Peixoto, A.S.P. (2001) Estudo do ensaio SPT-T e sua aplicação na prática de engenharia de fundações. Tese de Doutorado, FEAGRI, Unicamp, 468f.
- Philipponat, G. (1978) *Méthode pratique de calcul des pieux à l'aide du pénétromètre statique*. Informations Techniques Bulletin, Paris, Soletanche Enterprise, 21p.
- Ranzini, S.M.T. (1988) *SPTF*. Revista Solos e Rochas. Vol. 11, p. 29-30.
- Ranzini, S.M.T. (2000) *Capacidade-de-carga de Estacas a Partir da Medida do Atrito Lateral no SPTF*. Palestra. Instituto de Engenharia. ABMS. São Paulo. Março.
- Skempton, A. W. (1951) *The bearing capacity of clays*. Em Building Research Congress. London, Proceedings, vol. 1, p. 180-189, London.
- Van der Veen, C. (1953) *The bearing capacity of a pile*. Em 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proceedings, ISSMGE. Zurich, v.2, p.125-151.
- Vargas, M. (1978) *Introdução à mecânica dos solos*. São Paulo, Editora McGraw-Hill do Brasil Ltda. 509p.
- Velloso, P.P.C. (1981) Considerações sobre a estimativa da capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal de estacas em solo. Publicações – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília.

UM EQUIPAMENTO PARA REALIZAÇÃO DE ENSAIOS LABORATORIAIS DE ABRASÃO DE GEOSSINTÉTICOS

An equipment to perform laboratorial abrasion tests of geosynthetics

André Pinto*

M. Lurdes Lopes**

RESUMO – Neste trabalho descreve-se um equipamento de ensaio laboratorial de abrasão de geossintéticos, desenvolvido de acordo a EN ISO 13427 (1998): "Geotextiles and geotextile-related products – Abrasion damage simulation", norma que actualmente tem de ser seguida nos países pertencentes ao CEN (como é o caso de Portugal) para avaliar a abrasão de geossintéticos. De seguida refere-se o material ensaiado e os procedimentos de ensaios de tracção-elongação e de abrasão. Os resultados dos ensaios são apresentados e analisados. Finalmente, são retiradas conclusões relativas á eficácia do equipamento desenvolvido na simulação da abrasão induzida aos geossintéticos em obras ferroviárias.

SYNOPSIS – This work describes an abrasion apparatus to perform laboratorial tests with geosynthetics developed in accordance to EN ISO 13427 (1998): "Geotextiles and geotextile-related products – Abrasion damage simulation", standard that must be followed in all CEN countries (as Portugal) to study geosynthetics abrasion. The geosynthetic used and tensile test and abrasion test procedures are referred. The test results are presented and analysed. Finally, some conclusions related with the test liability to model geosynthetics abrasion in railways are put forward.

1 – INTRODUÇÃO

A abrasão é um dos fenómenos de danificação mecânica de geossintéticos da maior importância quando estes materiais são utilizados em aplicações ferroviárias. Com efeito, a EN 13250 (2000): "Geotextiles and geotextile-related products – Characteristics required for use in the construction of railways.", exige que todos os geossintéticos (exceptuando as geomembranas) aplicados em obras ferroviárias, em contacto directo com a camada de balastro, sejam ensaiados à abrasão.

Assim, tendo por base as especificações da EN ISO 13427 (1998): "Geotextiles and geotextile-related products – Abrasion damage simulation", norma em vigor ao nível dos países do CEN (como Portugal) para avaliar a abrasão de geossintéticos, desenvolveu-se um equipamento de ensaio de abrasão de geossintéticos que será descrito e testado neste trabalho (Pinto, 2005).

* Mestre em Vias de Comunicação.

** Doutora em Engenharia Civil, Professora Associada da FEUP. E-mail: lcosta@fe.up.pt

2 – APRESENTAÇÃO DO EQUIPAMENTO LABORATORIAL

A Figura 1 apresenta o equipamento de abrasão desenvolvido.

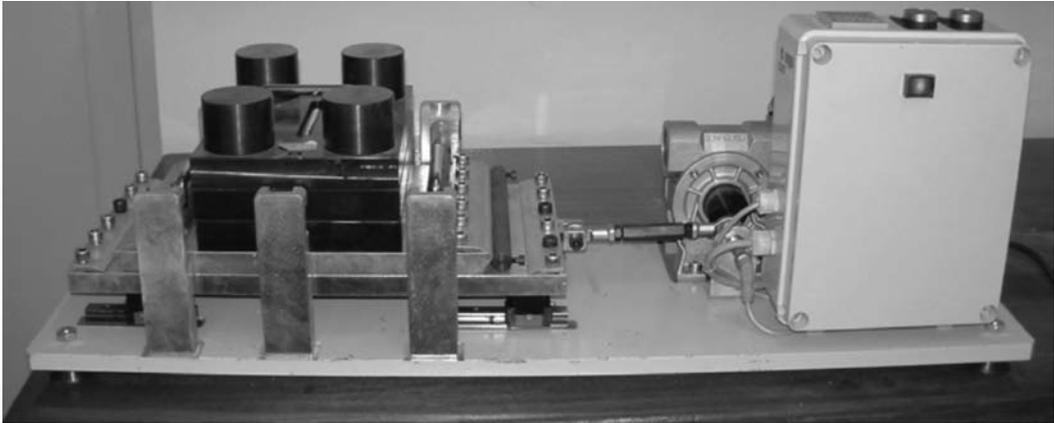


Fig. 1 – Equipamento laboratorial desenvolvido para simulação da abrasão de acordo com a EN ISO 13427 (1998).

As duas placas metálicas do equipamento estão colocadas paralelamente, em posição horizontal. A placa inferior, deslizante, onde é fixa uma película abrasiva permite movimentos horizontais com curso de 25 ± 1 mm. Este movimento deslizante deve ser realizado sem atrito na base, de modo a que o único atrito existente seja o da película abrasiva com o geossintético. Para eliminar o atrito na base, colocou-se entre cada um dos 4 apoios da placa deslizante uma régua com esferas de baixo atrito, conforme se pode ver na Figura 2.

A placa superior onde é fixado o provete de geossintético mantém-se estacionária, em posição horizontal, garantindo uma pressão de 6 kPa sobre o geossintético. Esta placa é guiada por um duplo conjunto de suporte, que permite o movimento livre na direcção vertical, perpendicular ao movimento da placa deslizante.

Ambas as placas são dotadas de garras nas extremidades para segurar, quer o geossintético, quer a película abrasiva. Estas garras possuem rugosidade para evitar o escorregamento do provete e da película abrasiva durante o ensaio. A Figura 3 apresenta o tipo de garras adoptadas no equipamento desenvolvido.

Constatou-se que, na placa superior a fixação do provete de geossintético com as garras não era suficiente, dado ocorrer uma folga, tanto mais notória quanto mais espesso for o geossintético, devido à adaptação do provete aos contornos laterais da placa. Assim, colocou-se um esticador na placa superior (Figura 4) que permite, após fixação do provete de geossintético, eliminar a referida folga. Note-se que a existência de folgas entre o provete de geossintético e a placa reduz, ou em alguns casos elimina, a acção abrasiva da película, visto que permite à placa superior deslocar-se relativamente ao geossintético, enquanto este adere à película abrasiva.

Após fixação do provete de geossintético e da película abrasiva às placas superiores e inferiores, respectivamente, são fixados os pesos (Figura 5) na placa superior de modo a que a pressão sobre o geossintético seja de 6 kPa. Assim, adoptou-se o peso de 39,6 kg para o conjunto da placa com os três níveis de pesos.

A simulação da abrasão dá-se pelo movimento relativo entre o geossintético e a película abrasiva, estando estes aplicados na placa superior e na placa inferior, respectivamente.



Fig. 2 – Régua de deslizamento sem atrito da placa inferior.



Fig. 3 – Garras de fixação da película abrasiva/provete de geossintético à placa.



Fig. 4 – Esticador utilizado para eliminação de folgas entre o geossintético e a placa.

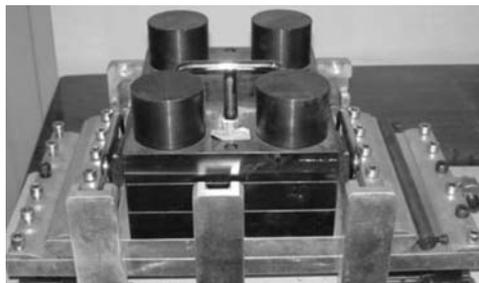
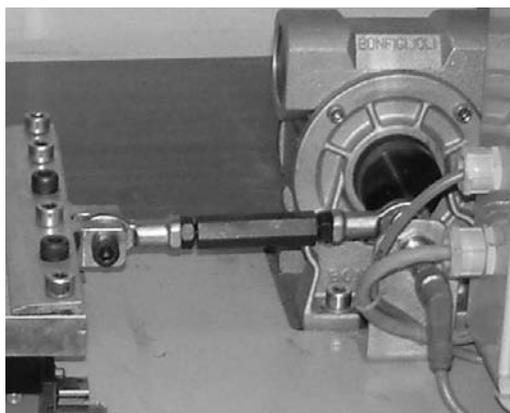


Fig. 5 – Pesos aplicados à placa superior para garantir a pressão de 6 kPa sobre o geossintético.

Um veio de transmissão (Figura 6a), ligado a um motor (Figura 6b) com 0,25 kW de potência, transmite o movimento à placa inferior, podendo esse movimento atingir 90 ciclos por minuto. Na ligação do veio de transmissão ao motor, encontra-se uma célula de leitura (Figura 7a), que faz a contagem dos ciclos ao longo do ensaio. Esta célula de leitura está associada a uma caixa de aquisição (Figura 7b), onde é possível definir o número de ciclos pretendido para cada ensaio, e acompanhar o andamento do mesmo. Uma vez completados os ciclos definidos inicialmente, o equipamento termina automaticamente o ensaio. É ainda possível interromper o andamento do ensaio manualmente, opção que terá de ser accionada caso o provete atinja a rotura antes do número de ciclos pré-definidos se completar.

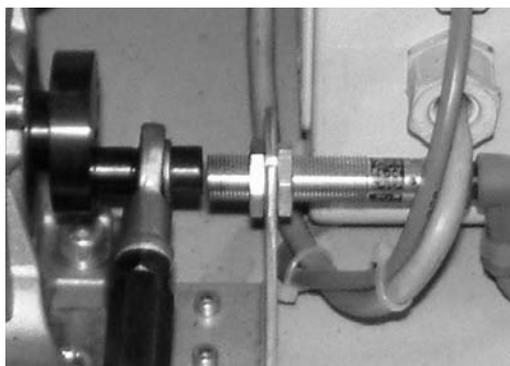


a) Veio de transmissão

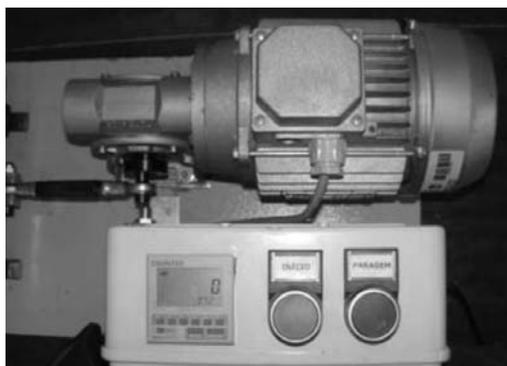


b) Motor

Fig. 6 – Equipamento para simulação da abrasão.



a) Célula de leitura



b) Caixa de aquisição

Fig. 7 – Leitura do número de ciclos do ensaio de abrasão.

Feita a apresentação do equipamento desenvolvido segue-se a descrição das características dos materiais utilizados no estudo e dos procedimentos dos ensaios realizados.

3 – MATERIAL E PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS

O geossintético utilizado é um geotêxtil não tecido, cujas características se apresentam no Quadro 1.

Quadro 1 – Propriedades dos geotêxtil não-tecido.

Propriedade		GT1 Geotêxtil não-tecido agulhado, filamento contínuo, 100% em PP com aditivo UV
Massa por unidade de área (EN 965, 1995)	(g/m ²)	700
Espessura (2kPa) (EN 964-1, 1995)	(mm)	5,3
Resistência à tracção (EN ISO 10319, 1996)	(kN/m)	42 ± 10% (D.F.*) 42 ± 10% (D.P.F.**)
Elongação na carga máxima (EN ISO 10319, 1996)	(%)	95 ± 23% (D.F.*) 80 ± 23% (D.P.F.**)
Resistência ao punçoamento (EN ISO 12236, 1996)	kN	7,2 ± 10%
Transmissividade (20 kPa) (EN ISO 12958, 1998)	m ² /s	80x10 ⁻⁷

* Direcção de Fabrico

** Direcção Perpendicular à de Fabrico

Realizaram-se 2 tipos de ensaios: tracção/elongação e abrasão (Quadro 2). Os ensaios de tracção/elongação foram utilizados como ensaios de controlo, isto é, a resistência à tracção do geotêxtil não danificado é definida. Após o ensaio de abrasão, a resistência à tracção do material danificado é avaliada e por comparação com o valor do parâmetro do material intacto é explicitado o grau de danificação induzido por abrasão.

Quadro 2 – Programa de ensaios realizados.

Ensaio		Nº de ensaios realizados	
		Identificação	Após abrasão
Tracção/Elongação (EN ISO 10319, 1996)	D.F.	6	6
	D.P.F.	6	6
Abrasão (EN ISO 13427, 1998)		12	–

* Direcção de Fabrico

** Direcção Perpendicular à de Fabrico

3.1 – Procedimentos do ensaio de tracção

Os procedimentos do ensaio de tracção encontram-se descritos com pormenor na EN ISO 10319. Neste ensaio mede-se a elongação sofrida pelo geotêxtil em função da carga aplicada, determinando-se a sua resistência máxima à tracção quando a rotura é atingida.

Os provetes de geossintético devem ser cortados, de acordo com as especificações da EN 963, (1995), com as dimensões de 200x200 mm, segundo a direcção de fabrico e na direcção perpendicular à de fabrico. Em cada provete, apenas a área de 100x200 mm é efectivamente submetida à tracção, sendo a restante área colocada entre as garras que lhe aplicam a força de tracção, de acordo com a representação esquemática da Figura 8.

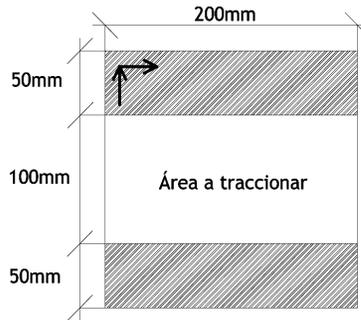


Fig. 8 – Dimensões dos provetes a utilizar no ensaio de tracção de acordo com a EN ISO 10319.

A escolha das garras para aplicação da tracção envolveu a realização de vários ensaios. Com efeito, a elevada resistência à tracção do GT1 provocava o escorregamento dos provetes nas garras, sendo esse escorregamento mais significativo nos provetes previamente submetidos ao ensaio de abrasão. As garras escolhidas, apresentadas na Figura 9b, foram as de cunha, com base aderente em borracha de modo a minimizar o escorregamento do geossintético.

Uma vez cortados os provetes e apertadas as cunhas, com o provete no seu interior, estas são colocadas paralelamente uma à outra no suporte (Figura 9a) que se encontra ligado a uma célula de carga.

A célula de carga faz parte do braço da máquina de tracção que realiza o movimento solicitante no provete. Este movimento, de acordo com a EN ISO 10319, é de (20 ± 5) %/minuto sendo continuamente registados, através da célula de carga, os valores da força e da elongação. O registo é feito num computador que se encontra ligado à máquina. O ensaio termina quando a rotura do provete é atingida, ou quando os valores da sua extensão excedem um limite previamente definido, normalmente de 100%. Com os dados recolhidos é então possível traçar um gráfico com a relação força / elongação, através do qual é possível definir os módulos de rigidez do geossintético.



a) Suporte das garras em cunha



b) Base aderente das garras em borracha

Fig. 9 – Garras utilizadas no ensaio de tracção/elongação.

Este procedimento deve ser repetido em 5 provetes para a direcção de fabrico e em mais 5 para a direcção perpendicular à de fabrico, sendo registados os valores médios, os coeficientes de variação e os desvios padrão.

3.2 – Procedimentos do ensaio de abrasão

Os procedimentos do ensaio de abrasão encontram-se descritos em pormenor na EN ISO 13427 (1998). Este ensaio pretende simular a abrasão que o geossintético sofre quando o balastro, com que contacta directamente, sofre deslocamentos provocados pela aplicação de cargas provenientes do tráfego ferroviário.

Corta-se uma película de abrasivo com características de superfície P100, de acordo com ISO/DIS 6344-2, com as dimensões de 220 x 385 mm. Coloca-se a película na placa deslizante entre as garras de fixação, sem rugas e orientada no sentido do desenvolvimento do equipamento, conforme mostra a Figura 10, e apertam-se os 6 parafusos de cada uma das garras até que a película fique firme.

Os provetes de geossintético são cortados com as dimensões de 430 x 200 mm, de acordo com as especificações da EN 963. São cortados 10 provetes, 5 em cada direcção (de fabrico e perpendicular a esta).

Retira-se a placa superior do equipamento. Coloca-se uma das extremidades do geossintético alinhada sob a garra da placa, do lado que não possui esticador, e aparafusam-se os 6 parafusos dessa mesma garra, conforme se mostra na Figura 11. Seguidamente, alinha-se o provete com o desenvolvimento da placa, segurando-o na outra extremidade sob a garra, apertando os 6 parafusos dessa extremidade da placa. Até esta fase, o esticador não deve ser utilizado, devendo somente iniciar-se a sua utilização após colocação e fixação do provete às duas garras da placa superior. O esticador deve ajustar o provete às formas da placa superior, eliminando as folgas existentes não devendo, contudo, colocar o provete sob tensão.

De seguida, coloca-se a placa superior nos apoios verticais do equipamento, baixando-a até que esta fique alinhada com a placa inferior onde foi colocado o abrasivo. Carrega-se a placa superior com os três níveis de pesos, define-se na caixa de aquisição 750 ciclos e dá-se início ao ensaio.

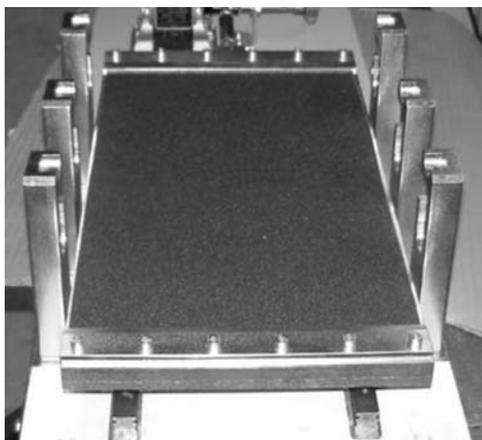
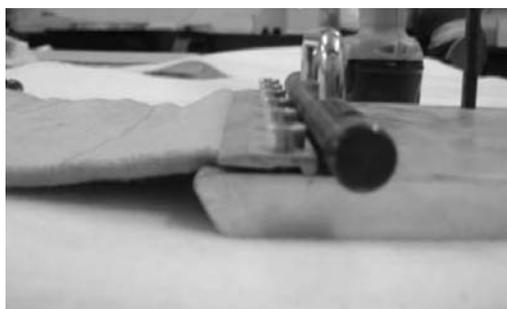


Fig. 10 – Fixação da película de abrasivo à placa inferior deslizante do equipamento de abrasão.



a) Alinhamento do provete com a garra

b) Colocação do provete na garra

Fig. 11 – Colocação do provete de geossintético na placa superior do equipamento de simulação da abrasão.

Uma vez terminado o ensaio, retira-se cuidadosamente o provete do equipamento, sem que se provoque qualquer tipo de danificação adicional. Na face do geossintético, oposta à que foi submetida à abrasão, marca-se a forma do provete a ensaiar no ensaio de controlo de tracção e corta-se pela marcação. Seguem-se então os procedimentos definidos para ensaio de tracção.

Este procedimento repete-se para o número de provetes definido inicialmente, utilizando-se para cada ensaio uma película de abrasivo nova.

4 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Aqui far-se-á a apresentação e análise dos resultados obtidos em cada um dos ensaios realizados. Dar-se-á, naturalmente, maior relevância aos fenómenos observados no ensaio de abrasão por este se tratar de um ensaio sobre o qual não são ainda conhecidos resultados.

4.1 – Provetes intactos

O ensaio dos provetes intactos consiste no ensaio de identificação do geotêxtil utilizado. Os valores obtidos servem como termo de comparação na análise que posteriormente será feita quando os provetes forem submetidos ao ensaio de abrasão.

O Quadro 3 resume os resultados obtidos nos ensaios de tracção para os provetes intactos. O geotêxtil apresenta comportamentos distintos quando solicitado segundo a direcção de fabrico e

Quadro 3 – Resultados do ensaio de tracção/elongação para provetes intactos.

Provetes Intactos						
Geotêxtil	Ensaio Tracção (EN ISO 10319)			Ensaio Elongação (EN ISO 10319)		
	Força máxima (N/m)	Coef. variação (%)	Desvio padrão	Elongação para a força máxima (%)	Coef. variação (%)	Desvio padrão
GT1	DF*	43983,82	6,25	2750,19	104,20	6,49
	DPF**	45146,11	4,20	1896,40	84,39	5,56

* Direcção de Fabrico

** Direcção Perpendicular à de Fabrico

segundo a direcção perpendicular à de fabrico, característica tipicamente exibida por geotêxteis não tecidos agulhados.

4.2 – Provetes submetidos à abrasão

Os provetes intactos foram submetidos ao ensaio de abrasão segundo os procedimentos descritos em 3.2. Seguidamente foram cortados, a partir dos provetes danificados, provetes com as dimensões adequadas ao ensaio de tracção.

Verifica-se que a abrasão apenas tem efeito numa parte da espessura do geotêxtil (Figura 12), tendo sido a espessura afectada cerca de 1,4mm. Os efeitos que a abrasão tem são verificados só na camada superficial e constam de uma reorientação dos filamentos numa direcção preferencial, a do sentido da abrasão, pontualmente a criação de nódulos, e uma desagregação superficial parcial. Dado que os filamentos são do tipo contínuo, a desagregação superficial apenas se dá parcialmente, não sendo os filamentos destacados da estrutura do geotêxtil.

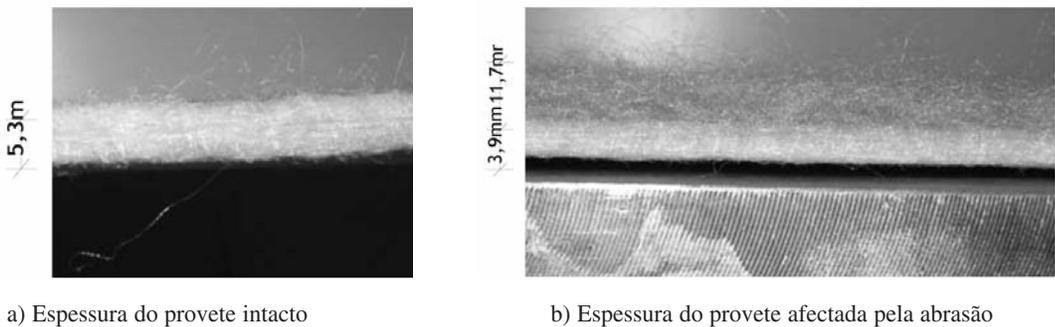


Fig. 12 – Simulação da abrasão no provete de geotêxtil.

Este efeito da abrasão na camada superficial faz com que o provete, quando colocado na garra de tracção para ser solicitado, tenda a sofrer deslizamento pela interface da camada desagregada com a restante estrutura. Esta tendência para o deslizamento associada à elevada resistência à tracção levou a que tivesse de ser adoptado, na zona das garras, uma colagem da zona de desagregação dos filamentos, o que possibilitou a realização dos ensaios de tracção.

Os resultados dos ensaios de tracção são apresentados no Quadro 4. Por sua vez, a Figura 13 mostra a resistência retida à tracção no geotêxtil após abrasão. Verifica-se que o geotêxtil apresenta um aumento da resistência à tracção (cerca de 20%). De referir, que observação idêntica é relatada por Nancey et al. (2002) com base em resultados de ensaios de abrasão de geossintéticos com elevada massa por unidade de área, como é o caso do utilizado no presente estudo (700g/m^2). Sendo estes geossintéticos também muito espessos (a espessura do geotêxtil ensaiado no presente trabalho é de 5,3mm) os filamentos externos actuam como uma protecção dos internos, por um lado, e, por outro, a tensão de confinamento actuante provoca uma maior proximidade e interacção entre filamentos.

Por sua vez, a alongação na rotura do geotêxtil ensaiado também aumenta (cerca de 40%), devido provavelmente à reorientação de alguns filamentos e/ou ao facto de a camada superficial ser parcialmente destacada, o que provoca que alguns dos filamentos entrem em tracção somente quando já se deu alguma deformação prévia do geotêxtil, conforme se pode ver na Figura 14.

Quadro 4 – Resultados do ensaio de tracção/elongação para provetes submetidos à abrasão.

Provetes Danificados							
Geotêxtil	Ensaio Tracção (EN ISO 10319)			Ensaio Elongação (EN ISO 10319)			
	Força máxima (N/m)	Coef. variação (%)	Desvio padrão	Elongação para a força máxima (%)	Coef. variação (%)	Desvio padrão	
GT1	DF*	55651,20	4,29	2386,327	142,58	4,47	6,38
	DPF**	54187,78	2,50	1353,384	129,10	11,02	14,23

* Direcção de Fabrico

** Direcção Perpendicular à de Fabrico

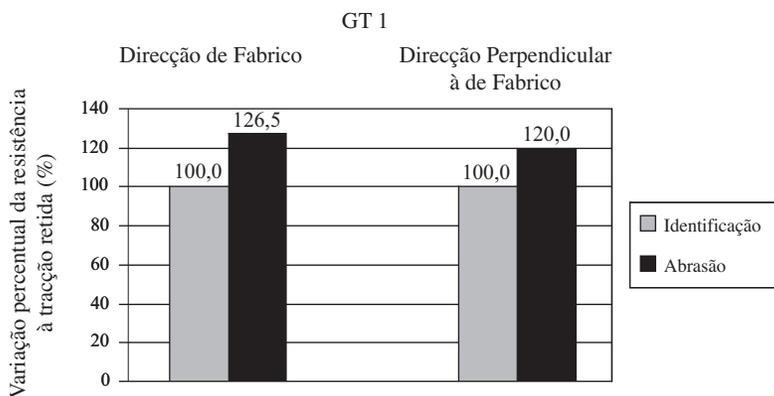


Fig. 13 – Resistência à tracção retida no geotêxtil após abrasão.



a) Colocação do provete nas garras



b) rotura do provete após abrasão

Fig. 14 – Ensaio de tracção do geotêxtil GT1 após abrasão.

5 – CONCLUSÕES

Observou-se que os processos de abrasão que ocorrem no geotêxtil são semelhantes aos descritos por outros autores. A resistência residual do geossintético após abrasão aumentou devido, provavelmente, ao tipo de geotêxtil utilizado nos ensaios, isto é, de elevada massa por unidade de área, espesso e de filamento contínuo.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem também o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), POCTI e FEDER (Projecto de investigação: POCTI/ECM/42822/2001).

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Nancey, A; Imbert, B. e Robinet, A. “Thick anda abrasion resistant geotextile for use under the ballast in railways structure”, Proceedings of the 7th ICG, Vol.3, Nice, France, 2002, pp.1191-1194.
- Pinto, A. E. S. *Aplicação de geossintéticos em linha-férreas. Estudo dos fenómenos de abrasão e danificação durante a instalação nos materiais*. Dissertação de Mestrado em Vias de Comunicação, FEUP, 2005, 168p.
- EN 963, “Geotextiles and geotextile-related products – sampling and preparation of test specimens”, 1995.
- EN 964-1, “Geotextiles and geotextile-related products – determination of thickness at specified pressures – Part 1: single layers”, 1995.
- EN 965, “Geotextiles and geotextile-related products – Determination of mass per unit area”, 1995.
- EN 13250, "Geotextiles and geotextile-related products – Characteristics required for use in the construction of railways.", 2000.
- EN ISO 10319, “Geotextiles. Wide-width tensile test”, 1996.
- EN ISO 12236, “Geotextiles and geotextile-related products – static puncture test (CBR-test)”, 1996.
- EN ISO 12958, “Geotextiles and geotextile-related products – determination of water flow capacity in their plane”, 1998.
- EN ISO 13427, "Geotextiles and geotextile-related products – Abrasion damage simulation", 1998.

PROBABILIDADE CONDICIONAL BAYESIANA NA ANÁLISE DE MOVIMENTOS DE MASSA

Bayesian conditional probability to the analysis of mass movements

Paulo César de Araújo*

Paulina Setti Riedel**

RESUMO – Através de técnica denominada aproximação bayesiana, este trabalho apresenta uma modelagem sobre parâmetros considerados importantes na análise de suscetibilidade a movimentos de massa, especificamente escorregamentos translacionais e corridas de massa a eles associados, com aplicação no Município de São Sebastião, estado de São Paulo, Brasil. A modelagem bayesiana é baseada em dados, ou seja, os parâmetros utilizados na análise são estimados através da avaliação dos relacionamentos espaciais entre ocorrências e condicionantes, aqui considerados como evidências. Foi utilizada a modelagem Pesos de Evidência (“Weights of evidence”), que possibilitou a combinação de várias evidências do processo, representadas por mapas, através de formulação log-linear das regras de Bayes. Um preceito importante do método é a exigência de independência condicional entre as evidências, medida através dos testes estatísticos do qui-quadrado e do teste global. O mapa final de suscetibilidade produzido mostra a probabilidade de ocorrência dos processos considerados, bem como o erro associado.

SYNOPSIS – This paper presents a Bayesian spatial modeling using parameters considered important for the analysis of susceptibility to, and occurrence of, mass movements, specifically shallow landslides, and the associated debris flows, applied in a section of the city of São Sebastião, state of São Paulo, Brazil. Bayesian modeling is data driven, that is, the parameters used in the analysis are estimated from statistical calculations carried out in locations selected for training purposes, through evaluation of the spatial relationships between the occurrences and the evidences. Weights of evidence modeling made it possible to combine various evidences of the process, represented by maps, using a log-linear formulation of Bayes rules. An important precept of the method is the requirement of conditional independence among the evidences, measured using the chi-squared and global statistical tests. The final map of susceptibility showed the probability of occurrence of the processes considered, as well as the associated error.

PALAVRAS CHAVE – Análise probabilística, suscetibilidade, movimentos de massa.

1 – INTRODUÇÃO

A suscetibilidade a movimentos gravitacionais de massa tem sido avaliada ao longo do tempo, através de modelos qualitativos, observando-se o relacionamento entre os eventos e os diversos condicionantes considerados importantes na sua deflagração, representados na forma de mapas. Alternativamente, este trabalho utilizou uma abordagem relativamente inovadora, quando enfoca o desenvolvimento e aplicação de metodologia baseada em modelos estocásticos ou estatísticos,

* Dr. em Geociências e Meio Ambiente - IGCE - UNESP Rio Claro – SP – Brasil Prof. Associado do Departamento de Geografia da UFRN, Natal – RN - Brasil. e-mail: pcaraujo@rn.gov.br

** Docente do Departamento de Geologia Aplicada – IGCE - UNESP Rio Claro – SP – Brasil. e-mail: psriedel@rc.unesp.br

recurso disponível em Sistemas de Informação Geográfica (SIGs) para analisar, manipular e produzir dados e informações utilizados na avaliação e quantificação de evidências consideradas importantes na suscetibilidade a escorregamentos translacionais, através de uma modelagem baseada nos dados.

A modelagem baseada em dados é aquela cujos parâmetros são estimados através de cálculos estatísticos, executados em locais selecionados para treinamento, através da avaliação dos relacionamentos espaciais do fenômeno, sendo, portanto menos subjetiva do que aquelas baseadas no conhecimento. Nesse trabalho, foi utilizada a modelagem Pesos de Evidência (*“Weights of evidence”*), que possibilita a combinação de várias evidências do processo, representadas por mapas, através de uma formulação log-linear das regras de Bayes.

Através dessa técnica de inferência espacial, denominada aproximação bayesiana, objetivou-se obter um produto que mostrasse numericamente a suscetibilidade à ocorrência de escorregamentos, através de valores de probabilidade. Esse método pressupõe que exista independência condicional entre os planos de informação e as evidências que são os escorregamentos e essa independência é testada e avaliada. Os processos modelados correspondem principalmente aos escorregamentos translacionais, que são muitas vezes associados às corridas de massa, uma vez que muitos movimentos inicialmente deflagrados à montante, transformam-se nas corridas em regiões à jusante (Fernandes et al., 2001). A modelagem através da probabilidade condicional bayesiana foi adaptada para esse tipo de estudo, uma vez que tem sido amplamente utilizada para avaliar as potencialidades de ocorrências minerais em diversos locais, inclusive no Brasil.

A área de trabalho faz parte do Município de São Sebastião, situado sobre embasamento cristalino, de idade pré-cambriana, que se dispõe ao longo de toda faixa litorânea do Estado de São Paulo, formado por rochas gnáissico - migmatíticas e metassedimentos associados, corpos graníticos, bem como sedimentos cenozóicos pré-atuais e atuais, depositados ao longo da planície costeira, depósitos associados a encostas que são os de tálus e colúvios e planícies aluvionares. Estruturalmente, tem-se uma foliação bastante variável, que está subordinada às grandes estruturas regionais, com direção geral NE e mergulhos que caem ora para SE, ora para NW. Ocorrem também áreas onde a foliação tem direção SSE (Maffra, 2000).

Com relação à geomorfologia, a região enquadra-se na Serra do Mar, que corresponde à escarpa montanhosa de transição entre o Planalto Atlântico e Baixada Litorânea. Esta escarpa apresenta-se ora abrupta e festonada, ora em espigões lineares digitados e acompanha, de forma geral, as direções estruturais e geográficas SW/NE, com desníveis topográficos da ordem de 1000m e declividades acentuadas (Santos, 2004).

A vegetação desempenha importante papel na estabilidade das encostas da Serra do Mar (Prandini et al. 1976; IPT, 1988), seja ao impedir a ação direta da chuva, diminuindo seu poder erosivo ou ao agregar os solos superficiais através de sua malha de raízes. Na área de estudo predomina vegetação de floresta pluvial tropical de encosta, pertencente à Mata Atlântica, que vem sendo alterada pela intervenção humana, favorecendo a ocorrência de escorregamentos. A Mata Atlântica está atualmente restrita a áreas que não permitiram a ocupação humana, sendo esse o caso da porção da área de estudo que apresenta grande declividade, porém, em várias porções da área de menor declividade, há feições de desmatamento e de alteração da mata original. Há também áreas onde se desenvolvem vegetações de mangue, de várzea, de restinga, além de áreas de pastagem e culturas, principalmente de banana.

2 – OBJETIVO

Esse trabalho teve como objetivo principal gerar uma carta de suscetibilidade a escorregamentos translacionais, colaborando também no estudo das corridas de massa, muitas vezes associadas a estes processos, através da modelagem bayesiana “pesos de evidência” (WOFE), aplicada sobre mapas selecionados como evidências dos movimentos gravitacionais de massa na região de São Sebastião, Serra do mar paulista.

3 – ESTABELECIMENTO DA HIPÓTESE ORIENTATIVA

Adotou-se a seguinte hipótese orientativa de trabalho:

- A partir de eventos conhecidos, representados por cicatrizes de escorregamentos, pode-se estimar a suscetibilidade a movimentos de massa, e gerar cartas quantificadas, através de métodos estocásticos, disponíveis em Sistemas de Informação Geográfica, baseados em uma probabilidade condicional, ou seja, probabilidade de ocorrer um novo evento, dado que este já ocorreu antes e dado à existência de vários condicionantes do meio físico, denominados nesse trabalho pela palavra “evidências”.

4 – PROCESSOS ATUANTES

Em concordância com a maioria dos autores que estudaram os movimentos gravitacionais de massa na Serra do Mar, aqui é assumido que os principais eventos que ocorrem na área são os escorregamentos translacionais, amplamente descritos e discutidos na literatura (Wolle e Carvalho, 1989; Amaral, 1997; IPT, 1998; Fernandes et al., 2001), e as corridas de massa, que ocorrem associadas às cavidades topográficas, que funcionam como armazenadoras do material instabilizado. Existem várias propostas de classificação de movimentos de massa no mundo, com destaque para Varnes (1958 e 1978); Hutchinson (1988); IAEG (1990), entre outros. Adotou-se neste trabalho a classificação simplificada de Guidicini e Nieble (1978), que divide os movimentos de massa em escoamentos, que são representados por rastejos e corridas, e os escorregamentos, que podem ser translacionais ou rotacionais. Esta mesma classificação foi também adotada por Fernandes et al. (2001).

No que diz respeito às corridas de massa, Dietrich & Montgomery (1998) descrevem que este processo ocorre normalmente em regiões com relevo montanhoso, como é o caso da área de estudo, associado às porções côncavas do relevo, que podem ser uma cavidade, depressão ou qualquer recorte na vertente que possa armazenar os depósitos de detritos e propõem o termo hollow, para estas feições côncavas, que constituem zonas de convergência hidrológica e de detritos. Estas feições e sua associação com o processo de corrida são relatadas em trabalhos de Avelar e Coelho Neto, 1992; Fernandes e Amaral, 1996; Fernandes et al., 2001.

Na ausência do fluxo superficial, o transporte do solo em baixas declividades se dá, em sua maioria, devido aos processos dependentes da inclinação (Dietrich, et al., 1995; Heimsath et al., 1997). Por causa dessa dependência entre o transporte e a inclinação do terreno, todo vale, cavidade, depressão, ou um outro recorte qualquer na vertente, mesmo sutil, serão locais onde vai acontecer uma convergência no transporte do solo ou detritos.

Na paisagem montanhosa, onde a topografia é representada por solos acamadados em cumes e vales, os escorregamentos rasos envolvem tipicamente o manto do solo e ocorrem geralmente

próximos do limite solo-substrato rochoso. Estes escorregamentos podem acontecer em baixas declividades e viajar a curtas distâncias antes de depositar o material e se acomodar na vertente ou em uma canaleta próxima. Outros escorregamentos podem acontecer em uma área com inclinação suficientemente íngreme para fazer com que o fluxo viaje a grandes distâncias e, nesse trajeto, incorporar material depositado anteriormente em canaletas que estão na sua trajetória, depositando uma grande quantidade de material rio abaixo.

Dietrich et al. (1982) propuseram um modelo em que vales não canalizados submetem-se a um ciclo da acumulação de colúvio, interrompido de tempos em tempos pela descarga periódica devido a escorregamentos. Esse modelo propõe que esses eventos são governados basicamente pelos fatores topográficos através da inclinação. Outras contribuições importantes a respeito dos processos da estabilidade em função da inclinação e modelagem desses processos associados com a topografia do cume e do vale podem ser encontradas em Sidle (1992) e Wu & Sidle (1995).

5 – DEFINIÇÃO DOS CONDICIONANTES (EVIDÊNCIAS) UTILIZADOS NA ANÁLISE

A seleção dos condicionantes utilizados para as análises, tratados aqui pelo termo “evidências”, foi feita, a princípio, com base em critérios que determinam quais temas são importantes para os processos sob análise, levando-se em conta as características da área de estudo e os trabalhos de diversos autores, encontrados na literatura, que discutem o tema, com suas mais variadas formas de abordagem.

Esses indicadores foram definidos para que fossem submetidos a análises estatísticas, a fim de determinar o potencial de escorregamento de áreas ao longo do tempo e, finalmente, para serem integrados e manipulados em ambiente de Sistemas de Informação Geográfica, para gerar um tipo de produto, que pode ser utilizado para elevar a consistência na definição de riscos associados a escorregamentos, ou outros tipos de riscos, bem como subsidiar planos de ocupação e gerenciamento de uso da terra.

Dessa forma, com base na análise crítica dos condicionantes e dos processos a serem modelados, foram selecionados os seguintes condicionantes (evidências), considerados os mais relevantes: Geologia; Cobertura da terra; Exposição das vertentes; Geomorfologia, aqui abordada separadamente em forma das encostas, Declividade, unidades e feições Geomorfológicas.

Foram considerados os mesmos condicionantes, tanto para os escorregamentos, quanto para corridas de massa, assumindo sempre que o peso de um determinado fator possa ser maior ou menor, dependendo do processo e que podem existir importantes diferenças quanto aos intervalos de declividade, à forma das vertentes e à feição geomorfológica em que ambos se desenvolvem. Além disso, em muitas situações, a fonte dos detritos que se acumulam nas concavidades do relevo é exatamente o material proveniente de escorregamentos translacionais que ocorrem à montante. Desta forma, os dois processos têm uma forte associação (Fernandes et al., 2001; Gramani, 2001).

6 – LEVANTAMENTO DOS DADOS DISPONÍVEIS

No que diz respeito aos dados disponíveis, foi feito um levantamento das informações básicas, para a seleção da documentação a ser utilizada na execução deste trabalho. Além da bibliografia, esta documentação consta de:

- Folhas Topográficas Bairro Jaraguá, São Sebastião, Bairro Pontal da Cruz e Bairro do Arpoar na escala 1:10.000 do Plano Cartográfico do Estado de São Paulo.
- Mapa geológico, na escala 1:50.000, modificado de Maffra (2000);
- Mapa geomorfológico, escala 1:50000, modificado de IG-SMA (1996);
- Mapa de cobertura vegetal, escala 1:50000 (Crepani & Medeiros, 2000);
- Fotos aéreas, escalas 1:10000 (1987) e 1:45000 (1977)
- Imagens do Landsat 7 ETM+, órbita 218.76, de 26/06/2000
- Software Arc View 3.2 (Esri)

7 – ESTUDO DE CASO

A área escolhida para este estudo é um trecho do Município de São Sebastião, litoral norte do Estado de São Paulo, incluindo a área urbana e a porção norte deste Município (Figura 1).

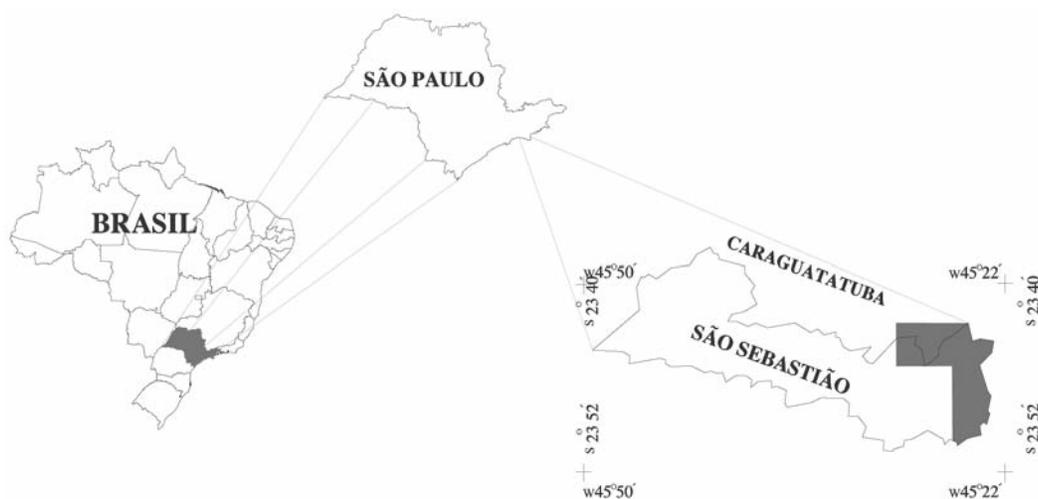


Fig. 1 – Localização da área.

Os critérios utilizados para a escolha da área levaram em consideração os seguintes fatores: Número expressivo de cicatrizes de escorregamentos que correspondem às evidências do processo (probabilidade a priori), obtido através do banco de dados do Plano Preventivo da Defesa Civil (PPDC) da Defesa Civil; disponibilidade de dados, como bases topográficas confiáveis em escala de detalhe 1:10.000, mapas geológicos, geomorfológicos e de vegetação; disponibilidade de fotografias aéreas e imagens de satélite. Além disso, trata-se de uma área de grande interesse econômico, com atividades comerciais, industriais, portuárias, com um imenso potencial turístico.

8 – O MÉTODO BAYESIANO

A metodologia adotada neste trabalho é baseada no método estocástico de Bayes ou aproximação bayesiana. Este método utiliza uma estrutura probabilística para um grupo de dados, onde um dos principais conceitos em que se baseia essa aproximação é a idéia de probabilidade a priori e a posteriori.

O modelo foi descrito e adotado por Agterberg (1989), Bonham-Carter (1989 e 1994), aplicado à prospecção mineral, para avaliar a favorabilidade a ocorrências minerais e adotado neste trabalho para avaliar a suscetibilidade a escorregamentos translacionais, associando-os às corridas de massa.

Nesse trabalho, a probabilidade será designada pela letra P, evento (escorregamento) pela letra E, e a evidência pela letra B. Dessa forma, a probabilidade de ocorrer um evento “E”, dado à presença de uma evidência “B” pode ser expressa pela seguinte expressão, que mostra a probabilidade condicional:

$$P(E | B) = P(E \cap B) | P(B) \quad (1)$$

Onde, $P(E | B)$ = Probabilidade condicional de ocorrer o evento “E”, dado a evidência “B” e $P(E \cap B)$ = Área de interseção entre o plano de informação eventos “E” e a evidência “B”.

Dois conceitos são amplamente utilizados para avaliação da favorabilidade, que são a razão de necessidade e razão de suficiência dos atributos considerados como evidências. A condição de necessidade considera que a validade de uma proposição B somente é possível se a proposição A for válida, e a condição de suficiência significa que a validade de uma proposição B é satisfeita pela validade de uma proposição A.

Soares et al (2002) ponderam que uma variável será considerada altamente necessária se, na sua ausência, o evento não ocorrer e será altamente suficiente se, na sua presença, ocorrer o evento, de maneira que é esperado que o evento ocorra onde um conjunto de evidências diagnósticas apresentarem os mais altos graus de necessidade e suficiência ou mais altos contrastes. Chung et al. (1995) argumentam que para que uma evidência seja considerada um critério diagnóstico, é importante que ela cumpra os critérios de necessidade e suficiência, caso contrário, nas situações em que a evidência indica favorabilidade em pequeno grau, a mesma pode ser considerada apenas como um critério permissivo.

8.1 – Independência condicional ou estatística

A independência condicional entre mapas é uma premissa assumida quando dois ou mais planos de informação são combinados através do modelo bayesiano. Isso significa que os planos de informação, que representam as evidências utilizadas na análise, sejam estatisticamente independentes, com relação aos eventos ou ocorrências, ou seja, o conhecimento prévio de um evento não deve afetar a probabilidade de outro evento. Matematicamente, isso pode ser expresso através da seguinte maneira: Dados dois eventos, A e B, a independência existe quando:

$$P(A | B) = P(A) \quad (2)$$

Onde,

$P(A|B)$ = probabilidade condicional de A, dado B e,

$P(A)$ = probabilidade marginal de A

Segundo Bonham-Carter (1994), na prática a independência condicional é sempre violada em algum grau e a probabilidade de que isto ocorra cresce, à medida que novos mapas de evidências são incorporados ao modelo. Quando é aplicada à análise nos dados, essa condição pode ser checada através de testes estatísticos para mostrar a magnitude do problema e apontar quais os mapas que estão causando maior dificuldade, afim de que eles possam ser rejeitados, combinados ou modificados para reduzir o problema.

O mapa de favorabilidade, baseado na análise probabilística, é adversamente afetado se, nos locais onde ocorrem os eventos conhecidos, a presença de um padrão favorável à deflagração do evento em um mapa de evidência for estatisticamente dependente da presença de um padrão favorável à ocorrência do evento em outro mapa de evidência. A consequência da violação da independência estatística é a superestimação ou a subestimação das probabilidades posteriores durante a combinação dos mapas de evidências, resultando em frequências estimadas para os novos eventos notadamente superiores ou inferiores à frequência dos eventos observados, tanto nas áreas de maior, como nas áreas de menor probabilidade.

É importante avaliar o grau de violação da independência estatística, para que sejam tomadas as providências adequadas a fim de corrigir, caso necessário, as distorções no mapa de favorabilidade final.

Quando relações de probabilidade são estimadas subjetivamente por um especialista, não é possível testar a independência condicional. Este, sabendo que o problema existe, simplesmente interpreta os resultados de acordo com os seus critérios de avaliação.

8.2 – Reclassificação binária

Segundo Bonham-Carter (1994), a utilização de mapas binários na modelagem, além de conferir maior robustez estatística às estimativas, torna mais fácil a interpretação dos resultados.

O processo de conversão de mapas multi classes para a forma binária pode ser efetuado tanto subjetivamente, usando o julgamento do analista, quanto estatisticamente, determinando-se um limiar de corte que maximize a correlação espacial entre a evidência resultado da reclassificação binária e o mapa contendo os eventos (verdades de campo).

O parâmetro normalmente utilizado para determinar estatisticamente o limiar de corte, denominado contraste (C_w). Esse parâmetro é utilizado normalmente para se evitar os extremos, onde poucas classes podem ser consideradas favoráveis ou, de forma oposta, muitas classes, o que pode acontecer com o julgamento subjetivo realizado por especialistas.

8.3 – Pesos de evidência

O método quantitativo Pesos das Evidências (Weights-of-evidence) utiliza uma formulação log-linear do Teorema de Probabilidade de Bayes, para combinar padrões em planos de informação, com o objetivo de prognosticar a distribuição de objetos espacialmente referenciados para dar suporte a uma determinada hipótese.

Essa metodologia combina dados espaciais de diversas fontes para descrever e analisar interações, fornecer suporte para responsáveis pelas decisões, e para fazer modelos preditivos. O método foi desenvolvido originalmente para uma aplicação não espacial no diagnóstico médico por Spiegelhalter & Knill-Jones (1984). Nesta aplicação, a evidência consistiu em um conjunto de sintomas, e a hipótese a ser testada era se o paciente tinha a doença x . Para cada sintoma, um par de pesos foi calculado, um para a presença do sintoma e um outro para a ausência do sintoma. O valor dos pesos dependeu da associação medida entre o sintoma e a ocorrência da doença em um grupo grande de pacientes. Os pesos poderiam então ser usados para estimar a probabilidade que um paciente novo começasse a contrair a doença, baseada na presença ou a ausência dos sintomas e o inverso seria verdadeiro para pesos negativos.

Seguindo o mesmo raciocínio, o Serviço Geológico dos Estados Unidos da América (U. S. Geological Survey) e o Serviço Geológico do Canadá (Geological Survey of Canadá) desenvolveram uma extensão do *software* Arc View GIS, sob a coordenação de Bonham-Carter, denominada Arc WOFE (Bonham-Carter, 1994; Bonham-Carter et al., 1998). Essa extensão usa um método quantitativo denominado “pesos de evidência”, adaptado para mapear o potencial mineral usando Sistemas de Informação Geográfica e consiste na combinação de vários padrões binários para prognosticar outro padrão binário.

Segundo Franca Rocha et al (2001), a modelagem “Pesos das Evidências” (Weights of Evidence) está entre os métodos mais sofisticados de modelagem em SIG, envolvendo um enfoque estatístico com componentes probabilísticos, possibilitando uma interpretação dos relacionamentos espaciais que vão muito além das detectadas por meios tradicionais, utilizados normalmente na análise dos dados.

Essa modelagem usa a associação estatística entre ocorrências constatadas e as possíveis evidências que condicionem ou que sejam indícios da ocorrência do fenômeno sob análise. Por exemplo, pode-se citar a associação entre ocorrências minerais e as evidências que seriam o tipo de rocha, as medidas geoquímicas ou geofísicas, para se determinar os pesos, que podem ser positivos ou negativos. O produto final é um mapa resultante da combinação dos pesos das variáveis, o qual expressa a probabilidade de uma determinada célula do mapa conter a ocorrência.

Trata-se de modelagem bastante utilizada em mineração, para a geração de mapas de favorabilidade a ocorrências minerais, e utilizada por Araújo (2004) e Araújo et al. (2004), para uma aplicação em Geologia de Engenharia.

9 – PROCEDIMENTOS EFETUADOS

Para aplicação do modelo, foram combinados vários condicionantes/evidências para gerar um produto que mostre valores, como a probabilidade de ocorrer um escorregamento. Os dados de entrada são representados por pontos conhecidos, que são as cicatrizes de escorregamento cadastradas e constituem as amostras da população estudada.

A seleção dos condicionantes que fizeram parte das análises, tratados aqui pelo termo “evidências” foi feita, a princípio, com base em critérios que determinam quais temas são importantes para o processo, levando em conta as características da área de estudo e os trabalhos de diversos autores, encontrados na literatura, que discutem o tema, com suas mais variadas formas de abordagem.

Esses condicionantes foram definidos para que fossem submetidos a análises estatísticas, a fim de determinar sua influência relativa no potencial de escorregamento ao longo do tempo. Isso foi obtido através da integração e manipulação em ambiente de Sistemas de Informação Geográfica, com abordagem quantitativa, que pode ser utilizada para elevar a consistência na definição de riscos associados a escorregamentos, além de outros tipos de riscos, bem como subsidiar planos de ocupação e gerenciamento de uso da terra.

Com base na análise crítica dos condicionantes e dos processos a serem modelados, foram selecionados os seguintes condicionantes (evidências): Geologia, Cobertura da terra e Geomorfologia incluindo aqui as unidades e feições geomorfológicas, a forma das encostas, declividade e exposição das vertentes. Foram utilizados os mesmos condicionantes tanto para escorregamentos quanto para corridas, uma vez que foram consideradas as corridas derivadas de escorregamentos à montante, de forma que os dois eventos estão diretamente correlacionados. A principal diferença diz respeito à análise dos dados. Como exemplo, pode-se citar o caso dos condicionantes declividade e

geomorfologia, pois se, por um lado, as altas declividades e escarpas retilíneas estão relacionadas aos escorregamentos, constituindo a zona de geração de material, as declividades menores e escarpas em anfiteatro estão relacionadas às corridas de massa, pois representam a zona de acumulação de material.

Em termos operacionais, inicialmente foi estabelecida uma probabilidade a priori, baseada nas cicatrizes conhecidas, através de uma análise estatística condicional e os valores da probabilidade a posteriori, por sua vez, foram computados dentro do ambiente do SIG, como resposta à análise probabilística.

Foi efetuado o cálculo estatístico da medida da associação espacial entre as classes dos diversos mapas de evidências dos eventos de escorregamentos, e posterior conversão dessas medidas em pesos. O objetivo dessa etapa foi proceder ao cálculo da medida da associação espacial entre as classes de cada mapa de evidência/condicionante e um conjunto de pontos que representam as cicatrizes de escorregamentos, que são eventos previamente conhecidos na área e são usados no treinamento, como indicadores da probabilidade prévia. O cálculo dos ponderadores, que são os pesos das evidências ($W+$ e $W-$), variâncias e probabilidades posteriores, foi executado no Arc-Info.

Posteriormente, os vários planos de informação utilizados na análise foram reclassificados e transformados em mapas binários, onde aparecem apenas as classes: favorável ao desenvolvimento do processo, que assume o valor 1 e desfavorável, à qual é atribuído o valor 0 (zero). O limiar de corte para a transformação dos mapas em binários pode ser obtido tanto através do julgamento subjetivo de especialistas, como através de técnicas estatísticas, que medem a correlação espacial entre as ocorrências e as evidências, tal como o parâmetro de contraste (C_w), utilizado neste trabalho.

Foi também verificada a independência condicional entre os mapas de evidência. Para isto, foram utilizados os testes pareado e global para a avaliação do grau de violação da independência condicional envolvendo os condicionantes do processo, representados na forma de mapas. Dependendo do resultado dessa análise, devem ser efetuados os devidos ajustes, combinando ou eliminando mapas, para que esse pressuposto do método seja respeitado. Sabe-se que é muito difícil, na prática, conseguir um ajuste que implique na total independência, de forma que se faz necessário à aplicação de testes estatísticos para se verificar em que grau ocorreu a violação desse importante pressuposto.

A etapa seguinte foi relativa à integração entre os mapas de evidências binários reclassificados e ponderados. A partir dos mapas binários gerados, realizou-se uma tabulação cruzada entre as evidências e os planos de informação contendo as ocorrências (verdades de campo). Através desse procedimento, gerou-se uma matriz de dados, onde cada pixel corresponde à interseção das classes dos mapas de evidências com o plano de informação que contém os eventos. Esses valores de correlação são utilizados para a obtenção dos valores de probabilidade a posteriori.

Por último, efetuou-se a avaliação das tabelas de variâncias, para produzir os mapas das incertezas da modelagem, que normalmente estão associadas ao processo de cálculo de pesos de evidência, bem como são decorrentes da eventual ausência de dados em algum local da área de estudo.

10 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

10.1 – Cálculo dos pesos das evidências (condicionantes)

O cálculo dos pesos das evidências produz tabelas que mostram os relacionamentos espaciais entre o evento, no caso as cicatrizes de escorregamentos, e as várias classes de cada um dos mapas das evidências consideradas. Os valores dos pesos de evidência variam em função da razão entre a

área dos escorregamentos em uma classe do mapa e a área total da ocorrência desses eventos, normalizada pela razão entre a área da classe e a área total do mapa. Assim, nos mapas onde os eventos são mais frequentes que o esperado pelo cálculo da chance, o ponderador é positivo (W+) e onde os eventos são menos frequentes que o esperado pelo cálculo da chance, o ponderador é negativo (W-), em área sem dados os ponderadores, tanto positivos quanto negativos, recebem valores iguais a zero e em locais onde os eventos são aleatórios, sem nenhuma correlação espacial, $(W+) = (W-) = \text{zero}$.

As tabelas apresentadas a seguir mostram os resultados dos cálculos dos ponderadores para os mapas de evidência modelados. As três primeiras colunas descrevem as classes de cada mapa de evidência, a área de cada classe e o número de eventos por classe, que no caso são as cicatrizes de escorregamentos. As quatro colunas seguintes apresentam o ponderador de evidência positivo (W+), seu desvio padrão $s(W+)$, o ponderador de evidência negativo (W-), seu desvio padrão $s(W-)$, a oitava coluna mostra o contraste (C), que é dado pela diferença entre os ponderadores da evidência, ou seja, $C = (W+) - (W-)$, a última coluna $[C/s(C)]$ representa o contraste normalizado em relação ao seu desvio padrão, esse parâmetro é um indicador do grau de incerteza, que normalmente está associado à medida.

Legenda dos títulos das colunas: W+ = peso de evidência positivo, W- = peso de evidência negativo, C = contraste (W+) - (W-), $s(W+)$ e $s(W-)$ = desvio padrão dos pesos de evidência positivos e negativos, respectivamente, e $(C/s(C))$ é o contraste normalizado pelo seu desvio padrão, de acordo com o teste t de Student. Essa legenda vale para todas as tabelas de pesos de evidência.

Analisando-se a Tabela 1, verifica-se que os maiores contrastes, logo a maior correlação espacial com os eventos, aparecem na classe 3, seguida pela classe 5, que equivalem às unidades do embasamento cristalino, como rochas graníticas fácies biotita e migmatíticas, enquanto as demais unidades aparecem com uma importância secundária, apresentando baixos valores de correlação espacial. Esses valores estão associados mais intimamente aos escorregamentos translacionais, muito comuns na área.

Tabela 1 – Pesos de evidências calculados para o mapa geológico da área de estudo. A área das classes representa a área de ocorrência da própria unidade geológica. A linha em negrito representa as classes que apresentam os maiores contrastes, selecionados para a generalização ou reclassificação binária.

Classe	Área (km ²)	Legenda	Pontos	W+	s(W+)	W-	s(W-)	C	S(C)	C/s(C)
1	5038,94	Depósitos Fluviais	0							
2	3573,41	Dep. de tálus e colúvios	8	-1,22	0,71	0,04	0,0862	-1,26	0,71	-1,77
3	4592,35	Granito 1	27	1,13	0,19	-0,15	0,0954	1,29	0,22	5,98
4	16372,83	Gnaisse	20	-0,44	0,22	0,10	0,0925	-0,54	0,24	-2,24
5	27700,11	Migmatito	73	0,33	0,11	-0,28	0,1251	0,60	0,17	3,53
6	1725,95	Sed. Litorâneos Atuais	0							
7	9142,58	Sed. Marinhos sub atuais	2	-2,16	0,71	0,12	0,09	-2,29	0,71	-3,21
8	3945,60	Granito 2	7	-0,07	0,38	0,01	0,09	-0,07	0,39	-0,19
9	13,23	Milonito	0							

Granito 1 - Fácies rica em biotita do Granito Guacá

Granito 2 - Fácies leucocrática com granada do Granito Guacá

Tabela 2 – Pesos de evidências calculados para o mapa com as unidades e feições geomorfológicas da área. A área das classes é categórica e as linhas destacadas indicam as classes selecionadas para reclassificação binária.

Classe	Área (km ²)	Legenda	Pontos	W+	s(W+)	W-	s(W-)	C	S(C)	C/s(C)
1	16,02	Morros e morrotes litorâneos	56	0,61	0,13	-0,27	0,11	0,89	0,17	5,09
2	4,35	Morros e morrotes do planalto	6	-0,32	0,41	0,02	0,09	-0,34	0,42	-0,81
3	2,58	Tálus e colúvios	9	0,61	0,33	-0,03	0,09	0,64	0,35	1,85
4	6,37	Planície flúvio-Marinha	0							
5	11,29	Planície marinha	0							
6	14,42	Escarpas em espigões digitados	9	-1,11	0,33	0,15	0,09	-1,27	0,35	-3,68
7	2,95	Escarpas retilíneas	12	-1,02	0,71	0,03	0,09	-1,05	0,71	-1,47
8	14,14	Escarpas em Anfiteatros	45	0,52	0,15	-0,18	0,10	0,70	0,18	3,83

Esses resultados expostos na Tabela 2 mostram que, com relação às unidades e feições geomorfológicas, os maiores valores de correlação espacial medidos pelo contraste aparecem na classe 1, que equivale à unidade morros e morrotes litorâneos, seguido bem de perto pela classe 8, representada pelas escarpas em anfiteatro, com valor bem significativo, correspondendo aos locais onde normalmente ocorrem os movimentos gravitacionais do tipo corridas de massa e a classe 3, equivalente à ocorrência de tálus e colúvios, onde também se desenvolvem escorregamentos e corridas. Cabe salientar que as escarpas foram subdivididas em três grupos, pela sua importância na área e pela diferente associação de cada uma das formas de escarpa aos processos abordados.

Tabela 3 – Pesos de evidências calculados para o mapa de cobertura da terra. A área das classes é categórica e as linhas em destaque indicam as classes selecionadas para reclassificação binária.

Classe	Área (km ²)	Legenda	Pontos	W+	s(W+)	W-	s(W-)	C	S(C)	C/s(C)
1	15,93	Áreas sem vegetação	54	0,58	0,14	-0,25	0,11	0,83	0,18	4,75
2	34,57	Vegetação de Floresta	32	-0,72	0,18	0,39	0,10	-1,11	0,20	-5,48
3	3,87	Vegetação de Floresta alterada	7	-0,05	0,38	0,00	0,09	-0,05	0,39	-0,13
4	11,92	Vegetação Secundária	38	0,52	0,16	-0,14	0,10	0,66	0,19	3,47
5	1,61	Desmatamento	2	-0,43	0,71	0,01	0,09	-0,43	0,71	-0,61
6	0,09	Restinga	0							
7	0,47	Várzea	0							
8	0,03	Mangue	0							
9	3,57	Pastagem/Culturas	4	-0,53	0,50	0,02	0,09	-0,55	0,51	-1,09

Com relação à legenda adotada, cabe salientar que foram englobadas na classe Áreas sem Vegetação, a área urbana e seus entornos, os afloramentos rochosos e demais áreas de solo exposto, excluindo as áreas de floresta desmatada. Na classe Vegetação de Floresta estão as áreas da floresta pluvial tropical de encosta, pertencente à Mata Atlântica. Na classe Floresta alterada, estão incluídas as áreas com sinais de alteração na floresta original e na classe Vegetação Secundária, as áreas onde a floresta original foi retirada e nova vegetação se desenvolveu, já como Desmatamento, estão as áreas originalmente de Floresta, onde a mesma foi retirada e ainda não se desenvolveu uma vegetação secundária.

Considerando-se a evidência cobertura da terra, os maiores valores de contraste, conforme os dados da Tabela 3, aparecem nas áreas desprovidas de vegetação, incluindo as áreas urbanas, seguidas por áreas com vegetação secundária.

Observa-se, segundo a Tabela 4, que o maior valor de contraste foi atribuído às declividades situadas nas áreas com valores superiores a 45° e o segundo intervalo selecionado para reclassificação, situa-se entre 10° e 20°. As maiores declividades representam as áreas sujeitas aos escorregamentos translacionais, enquanto que o intervalo de 10° a 20° provavelmente reflete os locais onde o material proveniente de escorregamentos à montante se deposita, vindo depois a escorregar, em episódios de alta pluviosidade, constituindo a corrida de massa.

Tabela 4 – Pesos de evidências calculados para o mapa de declividade. A área das classes é categórica e as linhas em destaque indicam as classes selecionadas para reclassificação binária.

Classe	Área (km ²)	Legenda	Pontos	W+	s(W+)	W-	s(W-)	C	S(C)	C/s(C)
1	23,51	0 – 10°	19	-0,86	0,23	0,25	0,09	-1,10	0,25	-4,46
2	14,41	10 - 20°	40	0,38	0,16	-0,12	0,10	0,50	0,19	2,67
3	18,48	20 - 30°	38	0,08	0,16	-0,03	0,10	0,11	0,19	0,56
4	13,38	30 - 45°	29	0,13	0,19	-0,03	0,10	0,16	0,21	0,78
5	2,27	> = 45°	11	0,94	0,30	-0,05	0,09	0,99	0,31	3,14

Tabela 5 – Pesos de evidências calculados para o mapa de exposição de vertentes. A área das classes é categórica e as linhas em destaque indicam as classes selecionadas para reclassificação binária.

Classe	Área (km ²)	Legenda	Pontos	W+	s(W+)	W-	s(W-)	C	S(C)	C/s(C)
1	5,47	-1	6	-0,52	0,41	0,03	0,09	-0,55	0,42	-1,32
2	5,59	Norte	6	-0,54	0,41	0,03	0,09	-0,58	0,42	-1,38
3	11,80	Nordeste	15	-0,37	0,26	0,06	0,09	-0,43	0,27	-1,57
4	11,38	Leste	24	0,13	0,20	-0,03	0,10	0,16	0,23	0,72
5	10,36	Sudeste	28	0,38	0,19	-0,08	0,10	0,46	0,21	2,18
6	4,47	Sul	11	0,29	0,30	-0,02	0,09	0,31	0,31	0,98
7	3,18	Sudoeste	5	-0,16	0,45	0,01	0,09	-0,17	0,46	-0,36
8	5,96	Oeste	11	0,00	0,30	0,00	0,09	0,00	0,31	0,00
9	13,89	Noroeste	27	0,05	0,19	-0,01	0,10	0,07	0,22	0,30
-99	0,00		0							

Com relação à exposição de vertentes, nota-se na Tabela 5 que os maiores valores de contraste estão associados às faces voltadas para sudeste, apresentando coincidência, com o sentido de caimento da foliação para SE. Secundariamente, aparecem as encostas voltadas para sul e leste, no caso das faces voltadas para leste, há também coincidência com a foliação de direção SSE, identificada por Maffra (2000). As faces voltadas para sul, por sua vez, embora não apresentem relação com as estruturas geológicas mais relevantes, são encostas submetidas a menor insolação solar, permanecendo úmidas por maior período de tempo, o que favorece a alteração intempérica e o desenvolvimento do solo a ser mobilizado.

Através da Tabela 6, observa-se que as vertentes de forma retilínea e côncava apresentam os maiores valores de contraste, sendo, portanto as que apresentam maior correlação espacial com os eventos registrados na área. Os valores elevados para as encostas de forma côncava estariam relacionados às concavidades do terreno, que mesmo sutis, funcionam como locais onde o material proveniente dos escorregamentos à montante se acumula, ocasionando as posteriores corridas de massa pela ação da gravidade. As encostas retilíneas, por sua vez, estão relacionadas aos escorregamentos planares. São consideradas, aqui, tanto as zonas de geração, quanto de acumulação de material, pois o material gerado à montante pelos escorregamentos deposita-se à jusante, gerando as futuras corridas de massa. Os dois processos são bastante correlacionados.

Tabela 6 – Pesos de evidências calculados para o mapa de forma das vertentes. A área das classes é categórica e as linhas em destaque indicam a classes selecionadas para reclassificação binária.

Classe	Área (km ²)	Legenda	Pontos	W+	s(W+)	W-	s(W-)	C	S(C)	C/s(C)
1	18,31	Côncava	69	0,69	0,12	-0,41	0,12	1,09	0,17	6,39
2	12,09	Retilínea	50	0,78	0,14	-0,27	0,11	1,05	0,18	5,91
3	26,11	Convexa	17	-1,07	0,24	0,32	0,09	-1,39	0,26	-5,36
4	15,55	Planície	1	-3,39	1,00	0,24	0,08	-3,62	1,00	-3,61
-99	0,04		0							

10.2 – Reclassificação binária

Para a generalização ou reclassificação dos mapas, utilizou-se um critério estatístico para transformar as classes dos vários mapas das evidências em somente duas classes: favorável e desfavorável e o parâmetro utilizado para esta reclassificação foi a medida do contraste, considerando que as evidências estão presentes ou ausentes para cada mapa, para um dado valor de correlação. Vale lembrar que não apenas a classe de máximo contraste foi selecionada para o corte na reclassificação, mas também as classes que apresentaram um valor de contraste próximo deste, conforme as tabelas discutidas anteriormente, de modo a tornar a análise mais representativa.

10.3 – Avaliação da independência condicional

Através da aplicação do teste qui-quadrado (pareado), foi avaliado se houve violação na independência condicional entre os mapas de evidências utilizados na modelagem e, em caso positivo, em que grau isso ocorreu, afim de que pudessem ser efetuados os devidos ajustes, seguidos por uma nova modelagem. A Tabela 7 mostra os resultados da aplicação do teste qui-quadrado.

Examinando-se a Tabela 7, verifica-se que, com 1 grau de liberdade, já que os mapas modelados são binários, e ao nível de confiança de 98%, todos os valores da tabela estão abaixo de 5,4, que é o

Tabela 7 – Resultados do teste Qui-quadrado (pareado) aplicado sobre os temas utilizados na análise.

TEMA	Declividade	Exposição	Forma das Vertentes	Geomorfologia	Vegetação
Geologia	0,18	0,03	0,02	3,30	1,14
Declividade		0,50	0,35	0,22	0,58
Exposição			0,15	3,75	0,01
Forma das vertentes				0,74	2,01
Geomorfologia					2,86

valor tabelado do teste qui-quadrado. Dessa forma, com base nessas observações, a hipótese nula de independência condicional não é rejeitada a este nível. Mesmo considerando agora um nível de significância menor, de 95%, e mantendo 1 grau de liberdade, os valores da tabela, com uma única exceção, ainda estão abaixo do valor tabelado do qui-quadrado (X^2) que no caso é 3,8, o que sugere que não há problema acentuado no que diz respeito à independência condicional. Os resultados apresentados demonstram que não houve acentuada violação da independência condicional, logo a modelagem para geração do mapa final de suscetibilidade pode ser realizada sem necessidade de ajustes.

Como observou Bonham-Carter (1994), na prática é muito difícil que as evidências sejam totalmente independentes, de forma que uma certa dependência sempre ocorre na natureza.

10.4 – Integração dos mapas binários e geração do mapa de suscetibilidade a escorregamentos

A aplicação da modelagem WOFE na série de mapas binários, conforme descrição feita acima, produziu uma tabela que sumariza as estatísticas resultantes (Tabela 8). Nesta tabela, aparecem os valores resultantes dos cálculos dos ponderadores ($W+$ e $W-$), o contraste (C) e o parâmetro contraste normalizado pelo desvio padrão $C/s(C)$, que mostra o grau de confiança nas estimativas da suscetibilidade. Nesta tabela, é importante se observar o contraste, que é a medida da correlação espacial entre o evento (escorregamento) e a evidência, de forma que quanto maior esse valor, maior é a associação espacial entre eles e, ao contrário, quanto menor o contraste, menor vai ser a associação espacial entre o evento e o mapa da evidência considerado.

Tabela 8 – Resultados dos cálculos dos ponderadores de evidências ($W+$ e $W-$). Os mapas com maiores contrastes representam os temas que tiveram maior influência na modelagem e os maiores valores do parâmetro $C/s(C)$ mostram o maior grau de confiança nas estimativas.

EVIDÊNCIAS	$W+$	$W-$	CONTRASTE (C)	CONFIANÇA $C/s(C)$
Geologia	-0,78	0,52	1,30	6,49
Declividade	-0,15	0,39	0,54	2,92
Exposição	-0,18	0,33	0,51	2,87
Forma das vertentes	-1,06	0,79	1,85	8,86
Geomorfologia	-1,21	0,63	1,84	7,83
Cobertura da terra	0,54	-0,63	1,17	6,24

Os valores mais elevados de contraste foram obtidos para a evidência forma das vertentes, seguido das evidências geomorfologia, litologia, vegetação e declividade, sendo, portanto esses os itens que mais contribuíram de acordo com a análise realizada. A evidência exposição de vertentes foi a que menos contribuiu para o mapa final, tendo, portanto uma importância secundária. Com relação ao grau de confiança, de uma maneira geral, os mapas com maiores contrastes também apresentam elevados graus de confiabilidade, pois os maiores valores correspondem justamente à forma da vertente e geomorfologia.

A Figura 2 mostra o mapa de suscetibilidade a escorregamentos, baseado na distribuição final da probabilidade posterior, estimada pelo método “pesos de evidência”(WOFE).

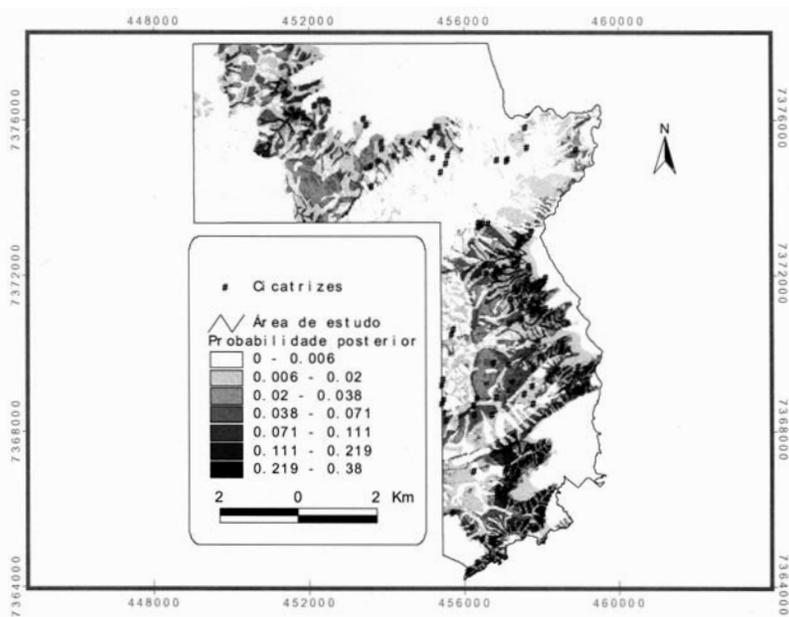


Fig. 2 – Mapa de suscetibilidade a escorregamentos, obtido através da modelagem WOFE.

Analisando-se o mapa mostrado acima, pode-se observar que a probabilidade máxima que é de 0.395, alcança cerca de 21 vezes a densidade média de escorregamentos mapeados na área, que é dada pelo valor da probabilidade prévia de 0.0184. Grande parte das cicatrizes mapeadas ocorre exatamente nas áreas de maior suscetibilidade, onde estão os maiores valores de probabilidade posterior, mas também é possível observar a ocorrência de escorregamentos em áreas de média e até de mais baixa suscetibilidade.

10.5 – Considerações sobre erros e mapas de incertezas associadas ao método

Os testes de independência condicional através da estatística do qui-quadrado, aplicados aos mapas utilizados na modelagem, mostraram que não houve uma significativa violação desse importante preceito metodológico, como foi visto anteriormente. A não violação da independência condicional foi comprovada também com a aplicação do teste global de independência condicional, que avalia o ajuste global da modelagem, sendo posterior a ela. Apesar de não ser um teste formal, como avaliou Bonham-Carter (1994), esse teste bastante simples é empregado para constatar se há

ou não discrepância entre o número de ocorrências existentes e o número prognosticado. Em geral, se o número de eventos prognosticados for muito maior do que o número observado, deve-se assumir que há pouca representatividade dos dados, levando-se em conta que todos os eventos foram corretamente mapeados.

O cálculo desse índice resultou numa razão de 0,78 significando que foram prognosticados cerca de 171 escorregamentos, 38 a mais do que o observado o que comprova que não houve violação acentuada da independência condicional, pressuposto importante do método. Quanto ao grau de incerteza da modelagem, para produção dos mapas de suscetibilidade, a Figura 3 apresenta os resultados obtidos pela divisão do mapa de probabilidade posterior pelo seu desvio padrão devido às incertezas totais, como descrito antes.

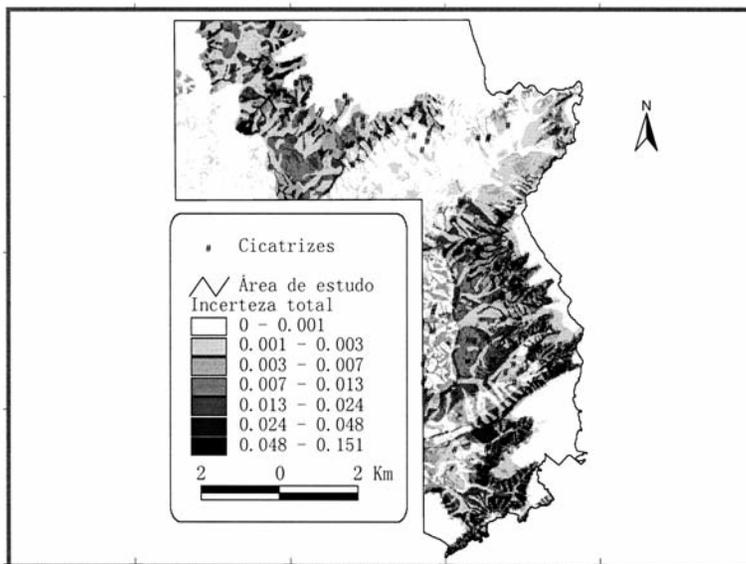


Fig. 3 – Mapa de avaliação do grau de incerteza total da modelagem WOFE.

Os resultados mostrados nesse mapa indicam que de maneira geral, há uma correspondência entre as áreas de maior suscetibilidade ou probabilidade posterior e as áreas de maior incerteza, de modo que quanto maior a probabilidade, maior o grau de incerteza da medida.

11 – CONCLUSÕES

Com relação aos condicionantes utilizados na modelagem, os valores de contraste, obedeceram à seguinte ordem decrescente de importância: forma das vertentes, seguida das evidências geomorfologia, vegetação, geologia, declividade e finalmente exposição das vertentes.

Os valores do parâmetro $C/s(C)$, que mede o grau de confiança nas estimativas da suscetibilidade efetuadas, mostram uma certa equivalência entre a confiabilidade dos vários condicionantes utilizados na modelagem, de maneira que aqueles com os maiores contrastes foram também os que apresentaram maior confiabilidade.

A partir do mapa de suscetibilidade gerado, que mostra a probabilidade posterior da ocorrência de escorregamentos, observa-se que as áreas com maior suscetibilidade ocorrem em locais onde já aconteceram escorregamentos, mas também existem cicatrizes em locais de baixa suscetibilidade e são observados valores elevados de probabilidade em locais onde ainda não aconteceu nenhum escorregamento.

Com relação à modelagem baseada no método Bayesiano, utilizada no presente trabalho, esta permite que se façam algumas considerações importantes, que comprovam o seu potencial de aplicação:

- Trata-se de um modelo objetivo, que parte das próprias ocorrências para gerar resultados e estimar as probabilidades;
- Por se tratar de um modelo baseado nos dados, pode ser extremamente melhorado com observações de campo e com a aquisição de novos dados, isso se considera como sendo uma grande vantagem;
- Apresenta grande versatilidade em prognosticar eventos futuros, partindo de observações, para inferir as causas dos processos, o que diminui a necessidade de estudos extensivos e monitoramentos controlados por longos períodos de tempo, pois oferece a possibilidade de resposta a algumas indagações, quais sejam:
- Que fatores apresentam maior controle sobre os processos em uma determinada área de interesse?
- Chegando-se à conclusão de quais fatores controlam as instabilizações, quais deles estão ligados mais diretamente aos eventos, ou seja, qual a importância relativa de cada um deles?
- Qual a fração de uma determinada área está sujeita a instabilizações frente às condições existentes nessa área?

Assim, os métodos inferenciais podem fornecer ferramentas que permitem uma maior compreensão dos processos naturais, especialmente quando não se tem condições de utilizar medidas diretas, caras e dispendiosas e, muitas vezes, inviáveis. Enfatiza-se aqui que o método auxilia na compreensão da relação entre os vários condicionantes com o desencadeamento do processo, porém a sua utilização para produção de cartografia de risco necessitaria de técnicas adicionais comprobatórias, bem como trabalhos de campo.

Apesar das vantagens e do grande potencial de aplicação, a modelagem baseada no método bayesiano também possui limitações, uma delas diz respeito à exigência de independência condicional entre os dados, o que nem sempre é possível obter, uma segunda limitação não seria particularidade da análise bayesiana, mas estaria relacionada a todos os modelos baseados nos dados (*data driven*), que é a grande sensibilidade à qualidade dos dados e isso é sempre um problema enfrentado, de difícil solução.

Considerando-se todas as possíveis falhas inerentes ao próprio método em si, erros operacionais, erros por não se ter considerado outros parâmetros, que poderiam ser também muito importantes, erros de posicionamento e transferência de dados que influem na posição dos eventos, conclui-se que a abordagem quantitativa, utilizando recursos da geotecnologia, pode ser de grande utilidade para prognosticar adequadamente áreas sujeitas a movimentos gravitacionais de massa, de forma que pode ser uma excelente alternativa a ser utilizada no planejamento para prevenção dos riscos associados a processos geológicos, pois permite, através da análise integrada de uma série de dados, mapear e fornecer uma visão espacial tanto da abrangência dos eventos instalados, quanto aquelas áreas com maior risco potencial.

11 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agterberg, F.P. (1989) Systematic approach to dealing with uncertainty of geoscience information in mineral exploration. Proceedings 21st Symposium on Applications of computers and operations research in the mineral industry, Colorado, Cap. 18: 165-178p.
- Amaral, C. (1997) Landslides disasters management in Rio de Janeiro. Bell (ed.) Landslides. Balkema, Rotherdam: 1339-1343.
- Avelar, A.S.; Coelho Neto, AL. (1992) Fraturas e desenvolvimento de unidades geomorfológicas côncavas no médio vale do Paraíba do Sul. Revista Brasileira de Geociências 22, n.2, p.222-227.
- Araújo, P.C. (2004) Avaliação da suscetibilidade a escorregamentos: uma abordagem probabilística. 172f. Tese (Doutorado em Geociências e Meio Ambiente) – Universidade Estadual Paulista, Instituto de Geociências e Ciências Exatas. Rio Claro, SP.
- Araújo, P.C.; Riedel, P.S.; Sartoro, J.; Vedovello, R.; Tominaga, L.K.; Brollo, M.J.; Tavares, R. (2004) Analysis of susceptibility to gravitational mass flows using a spatial reference model based on conditional probability. Proceedings 9th International Symposium on Landslides, Rio de Janeiro, IAEG, p251-256.
- Bonham-Carter, G.F. (1989) Comparison of Image Analysis and Geographic Information Systems for Integrating Geocientific Maps. Agterberg, F.P. et. al. (eds.), Statistical Analysis in the Earth Sciences. Ottawa, Geological Survey of Canadá. p.141-155.
- Bonham-Carter, G.F. (1994) Geographic Information System for Geoscientists: Modelling With GIS. Ottawa, Pergamon.
- Bonham-Carter, G.F.; Agterberg, F.P.; Wright, D.F. (1998) Integration of geological datasets for gold exploration in Nova Scotia. Photogrammetric Engineering and Remote Sensing, v.54, p. 1585-1592.
- Chung, C.F., Fabbri, A., Van Westen, C. J. (1995). Multivariate regression analysis for landslide hazard zonation. Carrara & Guzzetti (eds.), Geographical Information System in assessing natural hazards. Kluwer Academic Publishers, p.107-133.
- Crepani, E.; Medeiros, J.S. de (2000) Sensoriamento Remoto e Geoprocessamento aplicados ao estudo da vulnerabilidade a movimentos de massa no Município de São Sebastião- SP. Anais 9º Simposio Latinoamericano de Percepción Remota, Misiones, Argentina.
- Dietrich, W.E.; Dunne, T.; Humphrey, N.F.; Reid, L.M. (1982) Construction of sediment budgets for drainage basins. F.J. Swanson, R.J. Janda, T. Dunne & D.N. Swansto (eds.) Sediment Budgets and Routing in Forested Drainage Basins. General Technical Report PNW-141, Forest Service, U.S. Dept. of Agriculture, p. 5 - 23.
- Dietrich, W.E.; Reiss, R.; Hsu, M.L.; Montgomery, D.R. (1995) A process-based model for colluvial soil depth and shallow landsliding using digital elevation data. Hydrol. Proces., v. 9, p. 383-400.
- Dietrich, W.E.; Montgomery, D.R. (1998) A digital terrain model for mapping shallow landslide potencial. NCASI. Disponível em: <http://www.socrates.berkeley.edu/~geomorph/shalstab/>
- Fernandes, N.F.; Amaral, C.P. (1996) Movimentos de massa: uma abordagem geológico- geomorfológica. Guerra, A.J.T. e Cunha, S.B. (orgs.). Geomorfologia e Meio Ambiente., Bertrand, Rio de Janeiro: 123-194.

- Fernandes, N.F.; Guimarães, R.F.; Gomes, R.AT.; Vieira, B.C.; Montgomery, D.R.; Greenberg, H. (2001) Condicionantes geomorfológicos dos deslizamentos nas encostas: Avaliação de metodologias e aplicação de modelo de previsão de áreas suscetíveis. *Revista Brasileira de Geomorfologia*, v.2, n.1, p51-71.
- Franca-Rocha, W.J.S., Bonham-Carter, G., Misi, A. (2001) Estimando a favorabilidade para recursos minerais na Bacia de Irecê pelos métodos “Lógica Nebulosa” e “Pesos das Evidências”. *Sitientibus*, n.22, p.27 – 54.
- Gramani, M.F. (2001) Caracterização geológico-geotécnica das corridas de detritos (Debris Flows) no Brasil e comparação com alguns casos internacionais. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Solos, EPUSP – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.372p.
- Guidicini, G., Nieble, C. M. (1978) Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Edgard Blücher; Ed. da Universidade de São Paulo, 1978. 170p.
- Heimsath, A.M., Dietrich, W.E., Nishizumi, K., Finkel, R.C. (1997) The soil production function and landscape equilibrium. *Nature*, 388, 358-361.
- Huthchinson, J. N. (1988) General report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to Geology and Hydrology. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 5, 1988. Rotterdam. Proceedings, Rotterdam: A. A. Balkema. 1988. V.1, p.3-35.
- IAEG – International Association of Engineering Geology (1990) Suggested Nomenclature for Landslides. *Bulletin IAEG*, v. 41, p. 13-16, 1990.
- IG-SMA (1996) Carta de risco a movimentos de massa e inundação do município de São Sebastião. Instituto Geológico, São Paulo, Relatório técnico.
- IPT (1988) Programa Serra do Mar: Carta Geotécnica da Serra do Mar nas folhas de Santos e Riacho Grande. Instituto de Pesquisas Tecnológicas, São Paulo, Relatório IPT nº 26504.
- Maffra, C. de Q.T. (2000) Geologia estrutural do embasamento cristalino na região de São Sebastião, SP: evidências de um domínio transgressivo. Dissertação de Mestrado em Geoquímica e Geotectônica, Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, SP.113p.
- Prandini, F.L; Guidicini, G, Bottura, J.A; Ponçano, W.L; Santos, A.R. (1976) Atuação da Cobertura Vegetal na Estabilidade de Encostas: Uma Resenha Critica. Mossoró, 22 p.
- Santos, A. R. dos. (2004). A grande barreira da Serra do Mar: da trilha dos Tupiniquins à Rodovia dos Imigrantes. São Paulo: O nome da Rosa, 2004. 122p.
- Sidle, R.C. (1992) A theoretical model of the effects of timber harvesting on slope stability. *Water Resource Research* 28(7): 1987-1910.
- Soares, P.C; Soares, A.P. e Fiori, A.P. (2002) Raciocínio probabilístico aplicado à suscetibilidade de escorregamentos: Um estudo de caso em campo Largo, Paraná, Brasil. *Boletim Paranaense de Geociências* 51, p.59-76. Editora UFPR.
- Spiegelhalter, D.J., e Knill-Jones, R.P. (1984) Statistical and knowledge-based approaches to clinical decision-support systems, with an application in gastroenterology: *J. Royal Stat. Soc., A*, Part 1, p. 35-77.

- Varnes, D. J. (1958) Landslides types and processes. Eckel, E.B. (ed.) Landslides and Engineering Practice. National Academy of Science, Washington :20-47.
- Varnes, D. J. (1978) Slope movement types and processes . Schuster, R.L. & Krizek, R.J. (eds.) Landslides analysis and control. National Academy of Science, Washington:11-33.
- Wolle, C.M.; Carvalho, C.S. (1989) Deslizamentos em encostas da serra do Mar- Brasil. Solos e Rochas 12, 27-36.
- Wu, W.; Sidle, R.C. (1995) A distributed slope stability model for steep forested basins. Water Resources Research 31, 2097-2110.

MOBILIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ARRANQUE DE GEOGRELHAS

Mobilization of pullout resistance of geogrids

Ana Cristina C. F. Sieira*

Alberto S. F. J. Sayão**

Denise M. S. Gerscovich***

RESUMO – Neste trabalho, são apresentados e discutidos os resultados de ensaios de arranque, executados em 3 tipos de geogrelhas, os quais apresentam características físicas e mecânicas (rigidez e resistência à tracção) distintas. As geogrelhas foram instrumentadas com medidores de deslocamento horizontal (*tell-tails*) e de deformação (*strain-gages*), instalados em diferentes posições ao longo do seu comprimento. Em todos os ensaios, utilizou-se um solo arenoso. As curvas de carga vs deslocamento mostraram-se sensíveis ao grau de confinamento. A geogrelha bi-orientada apresentou a melhor interação com o solo ensaiado, apesar de não possuir a maior resistência e rigidez à tracção. A distribuição dos esforços de tracção na rotura, ao longo do comprimento da grelha, indica uma influência significativa da metodologia de ensaio e, em particular, do sistema de fixação da geogrelha na garra de arranque.

SYNOPSIS – This paper presents the results of pullout tests carried out on 3 types of geogrids, which show distinct physical and mechanical characteristics (stiffness and strength). The geogrids were instrumented with horizontal displacement gages (*tell-tails*) and strain-gages, placed on different positions along the geogrid's length. In all tests, a sandy soil has been used. The load vs displacement curves revealed a significant influence of the confining level. The bi-directional grid showed the best interaction with the confining soil, despite of not exhibiting the larger value of tensional strength or stiffness. The distribution of tension loads at failure, along the grid length, indicates a significant influence of the test methodology and particularly of the fixing system for the geogrid on the pullout tension grip bar.

PALAVRAS CHAVE – Geogrelhas, Ensaios de Arranque, Mobilização de Tensões e Deformações.

1 – INTRODUÇÃO

A determinação da resistência ao arranque é essencial para o dimensionamento de maciços reforçados. Neste sentido, há um consenso de que o ensaio de arranque é o que melhor representa as situações reais de campo, principalmente quando são utilizadas geogrelhas como elementos de reforço (Amorim Jr., 1992; Palmeira e Milligan, 1989 e Christopher e Berg, 1990).

Em geral, os ensaios de arranque realizados em laboratório utilizam equipamentos de cisalhamento direto modificados através da introdução de uma garra externa. A amostra de reforço, confinada entre 2 camadas de solo, tem sua extremidade conectada à garra e é tracionada sob velocidade constante. O movimento relativo entre o reforço e o solo mobiliza tensões de cisalhamento

* D.Sc. Professora Visitante, UERJ. e-mail: sieira@uerj.br

** Ph.D Professor Associado, PUC-Rio. e-mail: sayao@civ.puc-rio.br

*** D.Sc. Professora Adjunta, UERJ. e-mail: deniseg@uerj.br

nas duas faces do reforço, que se opõem ao movimento. Nas análises usuais pressupõe-se que as tensões de cisalhamento na interface solo-reforço sejam uniformemente distribuídas durante a solitação. Assim, a tensão cisalhante na interface pode ser calculada por:

$$\tau_{SG} = \frac{P}{2.B.L} \quad (1)$$

onde: P = força de arranque;
 B = largura da geogrelha;
 L = comprimento de ancoragem da geogrelha.

Admite-se, ainda, que satisfaçam ao critério de rotura de Mohr-Coulomb (Koerner, 1998), ou seja:

$$(\tau_{SG})_f = c'_a + \sigma' \cdot \tan \delta' \quad (2)$$

onde: $(\tau_{SG})_f$ = tensão cisalhante na interface solo-reforço na rotura;
 δ' = ângulo de atrito na interface solo-reforço;
 c'_a = adesão na interface solo-reforço;
 σ' = tensão normal efetiva.

Ressalta-se, entretanto, que a geogrelha, quando submetida ao arranque, sofre deformações não uniformes ao longo do comprimento. A tração na geogrelha concentra-se na extremidade tracionada e vai diminuindo gradativamente até a extremidade livre. Conseqüentemente, um processo de deformação progressiva é mobilizado ao longo da geogrelha (Saez, 1997; Juran e Chen, 1988).

Métodos de interpretação da resistência ao arranque foram propostos na literatura, considerando a distribuição não uniforme de tensões durante o ensaio (Ochiai et al, 1996; Teixeira, 1999).

Ochiai et al (1996) propõem uma metodologia de avaliação da resistência ao arranque, com base nos deslocamentos internos medidos em diferentes pontos ao longo do reforço. A partir das medidas de deslocamentos, obtêm-se as deformações em diferentes pontos da inclusão.

Teixeira (1999) utiliza funções de deslocamento (δ) ajustadas aos pontos experimentais. A função deformação (ϵ) é então, obtida, a partir da derivada da função deslocamento (δ).

A distribuição das deformações, e conseqüentemente, das tensões, ao longo do comprimento da geogrelha é não-linear. Cabe ressaltar, portanto, a importância do monitoramento dos deslocamentos ao longo do comprimento da geogrelha, para permitir uma melhor compreensão dos mecanismos de transferência de carga.

No presente trabalho, foi adotada uma metodologia para análise da distribuição das deformações ao longo do comprimento da geogrelha similar à proposta por Ochiai et al (1996). Esta análise requer o conhecimento dos deslocamentos internos da geogrelha durante a solitação de arranque.

Os ensaios de arranque foram instrumentados com medidores de deslocamentos (*tell-tails*), instalados em distintos pontos ao longo do comprimento da geogrelha. Em alguns ensaios, dispunha-se também dos resultados de medidores de deformação (*strain-gages*), permitindo uma combinação entre as deformações estimadas a partir das leituras dos *tell-tails* e as deformações medidas diretamente pelos *strain-gages* (Sieira et al., 2002).

2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental constou de 9 ensaios de arranque, instrumentados, executados com 3 tipos de geogrelhas embutidas em solo arenoso, como apresentado na Tabela 1.

A instrumentação consistiu de *tell-tails* e *strain-gages*, instalados em diferentes posições ao longo da geogrelha. Nos ensaios com a Malha Metálica, não foram utilizados *strain-gages*, devido à dificuldade de aderência destes instrumentos à malha, que apresenta elementos com seção circular de pequena espessura (2,6mm).

O objetivo destes ensaios consistiu em avaliar a resistência ao arranque dos diferentes tipos de geogrelhas e a influência da tensão confinante no processo de mobilização das tensões e deformações ao longo da geogrelha. As tensões de confinamento variaram de 5kPa a 50kPa, correspondendo a embutimentos no campo de até cerca de 2,5m.

Tabela 1 – Programa de Ensaios de Arranque.

Tipo de Geogrelha	Tensão Confinante (kPa)	Instrumentação
MacGrid	5; 12,5 e 25	<i>Tell-tails / Strain-gages</i>
ParaGrid	5; 12,5 ; 25 e 50	<i>Tell-tails / Strain-gages</i>
Malha Metálica	5; 12,5 e 25	<i>Tell-tails</i>

2.1 – Características das Geogrelhas

As geogrelhas utilizadas no programa experimental foram fornecidas pela empresa Maccaferri do Brasil (Figura 1). Foram ensaiadas as geogrelhas de malha regular (MacGrid 11/3-W e ParaGrid 200/15) e a Malha Metálica Hexagonal.

A MacGrid 11/3-W é uma geogrelha constituída por tiras tecidas, compostas por filamentos de poliéster de alto módulo elástico e baixa susceptibilidade à fluência (“*creep*”). Os filamentos de poliéster são revestidos com PVC, que têm a função de proteger o núcleo contra danos ocorridos durante os processos de instalação e trabalho.

A ParaGrid 200/15 é constituída por tiras soldadas, compostas por filamentos de poliéster revestidos em polietileno.

A Malha Metálica Hexagonal é constituída por arames de aço de baixo teor de carbono zincado. A grelha é fabricada pelo entrelaçamento dos arames de aço à dupla torção.

As principais características físicas e mecânicas das geogrelhas, fornecidas pelos fabricantes, estão listadas na Tabela 2. Os resultados indicam que a grelha ParaGrid apresenta maior resistência à tracção longitudinal (200 kN/m), equivalente a aproximadamente o dobro da resistência da MacGrid e 4 vezes superior à da Malha Metálica. Em termos de alongamento máximo na rotura (da ordem de 12%) não há diferença significativa entre as geogrelhas.

Ensaio de tracção simples, realizados na presente campanha experimental mostraram resultados diferentes dos sugeridos pelo fabricante (Figura 2). As curvas pontilhadas representam os resultados fornecidos pelo fabricante. Os ensaios das geogrelhas poliméricas (MacGrid e ParaGrid)

foram conduzidos de acordo com a norma NBR 12824 (1993), que especifica os procedimentos para determinação da resistência à tracção não confinada, através de ensaios de tracção de faixa larga.

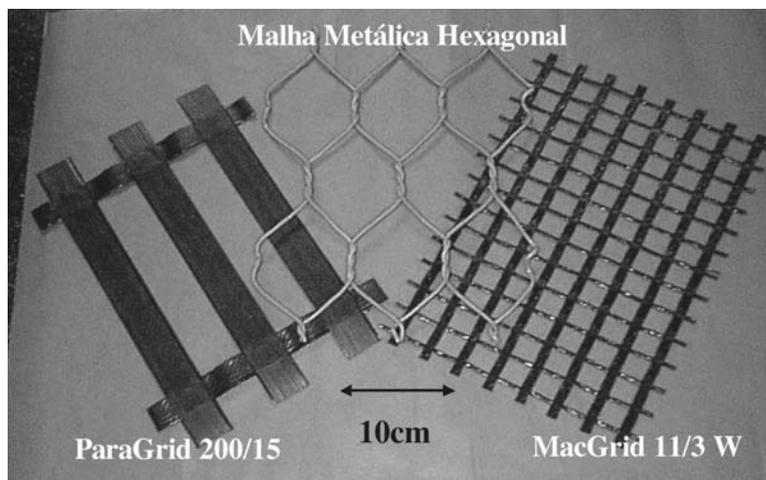


Fig. 1 – Geogrelhas ensaiadas no programa experimental.

Tabela 2 – Características Físicas e Mecânicas das Geogrelhas (Macafferri do Brasil).

		MacGrid 11/3-W	ParaGrid 200/15	Malha Metálica
FÍSICAS	Tipo de polímero	Poliéster com PVC	Poliéster c/ Polietileno	Aço zincado
	Tipo de malha	Abertura quadrada	Abertura retangular	Abertura Hexagonal
	Processo de fabricação	Tecido	Termo-soldado	Trançado
	Espessura do elemento (mm)	1,2	1,6	2,6
	Aberturas (mm)	20,0	225 / 75	100 / 80
	Largura dos elementos longitudinais (mm)	8,0	33	2,6
	Largura dos elementos transversais (mm)	3,0	24	2,6
MECÂNICAS	Resistência à tracção longitudinal (kN/m)	97,0	200	47
	Resistência à tracção transversal (kN/m)	29,4	15	–
	Alongamento na rotura (%)	12,8	12	12

A Figura 3a mostra o equipamento utilizado, onde foram ensaiadas amostras de 20cm de largura e 10cm de distância entre as garras. No caso da Malha Metálica, foi utilizado um equipamento especialmente projetado para ensaios de tracção neste tipo de geogrelha (Castro, 1999). Neste equipamento, foram ensaiadas amostras de 90cm de largura, correspondendo a nove unidades hexagonais (Figura 3b).

Apesar dos ensaios terem seguido os procedimentos preconizados pela norma NBR 12824, os resultados observados com a geogrelha ParaGrid foram significativamente diferentes dos dados do fabricante, tanto em termos de deformabilidade quanto de carga na rotura; já a geogrelha MacGrid

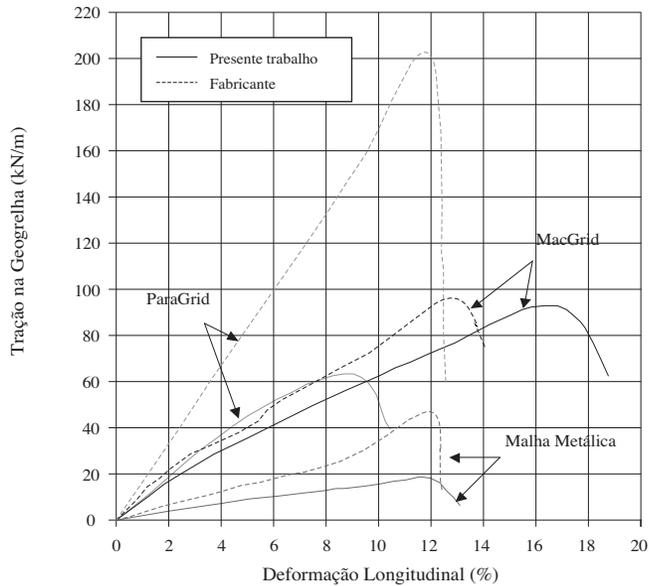


Fig. 2 – Ensaio de tração simples.

mostrou-se mais flexível, apesar da resistência ser da mesma ordem de grandeza da sugerida pelo fabricante. As curvas de tração da Malha Metálica foram razoavelmente semelhantes para deformações longitudinais inferiores a 8%; próximo à condição de ruptura, a curva do fabricante mostra um incremento de resistência o qual pode ser atribuído à deformação da unidade hexagonal. As diferenças entre resultados obtidos e os fornecidos pelo fabricante podem ser atribuídas a diferenças no sistema de fixação da amostra. No caso da geogrelha ParaGrid, observou-se o deslizamento relativo entre a garra e a amostra, durante o ensaio de tração. Este fato provocou maiores registros de deformação e resultou em menor valor de resistência. Em relação à Malha Metálica, o sistema de fixação induzia a ruptura de arames isolados da malha, não representando satisfatoriamente a resistência do conjunto.



a) Geogrelhas poliméricas



b) Malha Metálica

Fig. 3 – Equipamentos de tração simples.

2.2 – Características do Solo

O solo utilizado foi uma areia, constituída predominantemente por quartzo e feldspato. Na Tabela 3, estão apresentadas as principais características geotécnicas, incluindo os parâmetros de resistência. Estes parâmetros foram obtidos em ensaios de cisalhamento direto, no mesmo equipamento onde foram executados os ensaios de arranque. Com isso, procurou-se evitar erros causados pelo efeito de escala na interpretação dos ensaios com solo-geogrelha.

Os corpos de prova foram preparados com uma densidade relativa de 80% e um teor de umidade de $10,0 \pm 0,2\%$. O valor de peso específico seco mínimo de $11,4 \text{ kN/m}^3$ resulta em um valor de e_{max} de 1,33, considerado relativamente elevado para areias. Entretanto, outros autores (Díaz, 2000) obtiveram resultados similares em ensaios executados no mesmo material e segundo os mesmos procedimentos de compactação.

2.3 – Descrição dos Ensaios

Para a execução dos ensaios, utilizou-se um equipamento de cisalhamento direto, acrescido de uma garra especial, acoplada a um sistema de aplicação de carga (Castro, 1999).

A caixa de cisalhamento, bipartida, era de alumínio, com seção quadrada, de dimensões internas de 1,0m de lado e 0,60m de altura (Figura 4a). Durante os ensaios, o espaçamento vertical entre as metades da caixa era mantido constante e igual a 50mm.

Tabela 3 – Características geotécnicas do solo arenoso.

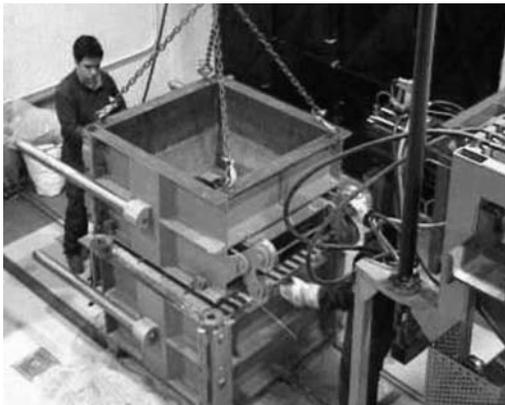
Parâmetro	Valor
Densidade dos grãos - G_s	2,71
Diâmetro correspondente a 50% da porcentagem do solo em peso - D_{50} (mm)	0,75
Teor de umidade natural - ω_{nat} (%)	$10,0 \pm 0,2$
Peso específico aparente seco máximo - γ_{dmax} (kN/m^3)	17,1
Peso específico aparente seco mínimo - γ_{dmin} (kN/m^3)	11,4
Densidade relativa - D_r (%)	80
Coesão efetiva - c' (kPa)	16,0
Ângulo de atrito efetivo - ϕ' (°)	37

A metade inferior da caixa de cisalhamento era preenchida compactando-se o solo em 2 camadas de 17,5cm de altura (Figura 4b). Em seguida, a amostra de geogrelha, com 0,90m de largura e 1,80m de comprimento, era posicionada (Figura 4c). Na extremidade frontal, a geogrelha era abraçada pela garra (Figura 4d), de tal forma que um maior esforço de tracção provocava uma melhor fixação da geogrelha. Adicionalmente, garantia-se uma distribuição uniforme da força de tracção em toda a largura da amostra. Após a adaptação da geogrelha na garra, o comprimento enterrado da geogrelha era de 1,00m. O posicionamento da metade superior da caixa era feito com o auxílio de um guindaste, fixado a um sistema de pontes rolantes. O preenchimento e a compactação do solo nesta região eram feitos de forma análoga à descrita para a caixa inferior. Durante os ensaios, a força de arranque era aplicada por um macaco hidráulico horizontal, com capacidade de até 0,3 MN. Um servo-controle horizontal garantia uma velocidade de arranque constante.

No caso da força vertical, um macaco hidráulico, acoplado a um mecanismo de servo-controle, garantia a aplicação de uma tensão de confinamento constante durante todo o ensaio.

Transdutores de deslocamento com precisão de 0,1mm registravam os deslocamentos verticais da amostra e os deslocamentos frontais da geogrelha. As leituras nas células de carga e transdutores eram transferidas diretamente para o computador a cada 15 segundos.

Os ensaios foram instrumentados com 4 medidores de deslocamento interno (*tell-tails*) e 4 medidores de deformação (*strain-gages*), posicionados ao longo da geogrelha. Os *tell-tails* eram compostos por fios inextensíveis, protegidos por tubos de vinil, para evitar perturbações ou atrito com o solo confinante. As extremidades dos fios eram conectadas a transdutores de deslocamento (LVDTs), com precisão de 0,1mm. Estes transdutores eram acoplados a uma banqueta fixa, na parte posterior do equipamento. A Figura 5 mostra a posição da instrumentação ao longo da grelha.



a) Vista do equipamento



b) Preenchimento da caixa de ensaio



c) Posicionamento da geogrelha



d) Detalhe da garra de arranque

Fig. 4 – Montagem e Execução do Ensaio de Arranque.

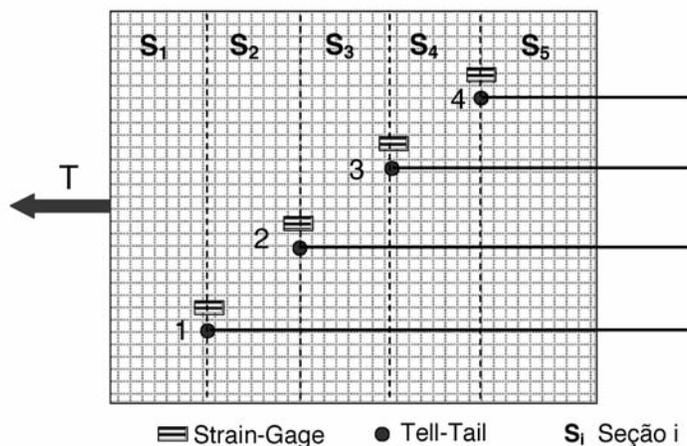


Fig. 5 – Seções da geogrelha e posição da instrumentação.

A Figura 6 apresenta a geogrelha MacGrid totalmente instrumentada. Maiores detalhes sobre o equipamento e a instrumentação podem ser obtidos em Seira (2003).

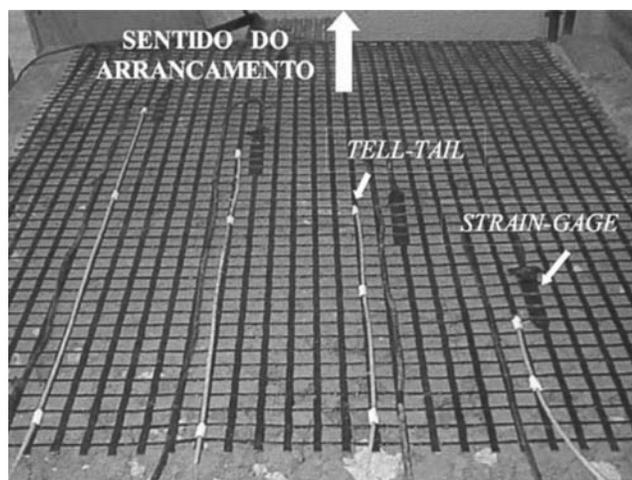


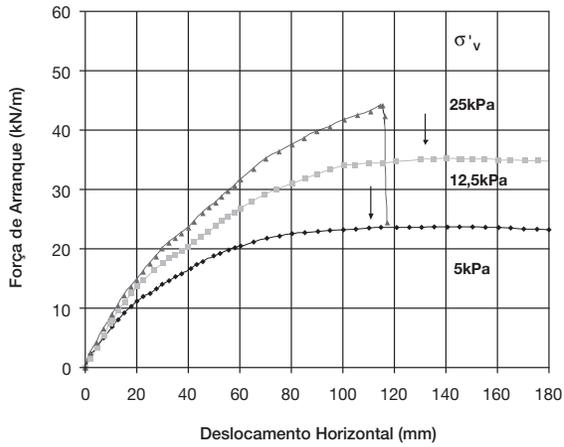
Fig. 6 – Geogrelha instrumentada.

3 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

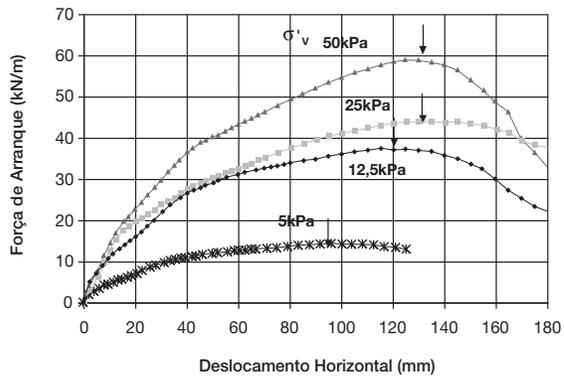
3.1 – Mobilização da Resistência

A Figura 7 mostra as curvas de força de arranque vs deslocamento horizontal para as 3 geogrelhas ensaiadas, sob diferentes condições de confinamento. Os valores relativos à condição de rotura estão apresentados na Tabela 4.

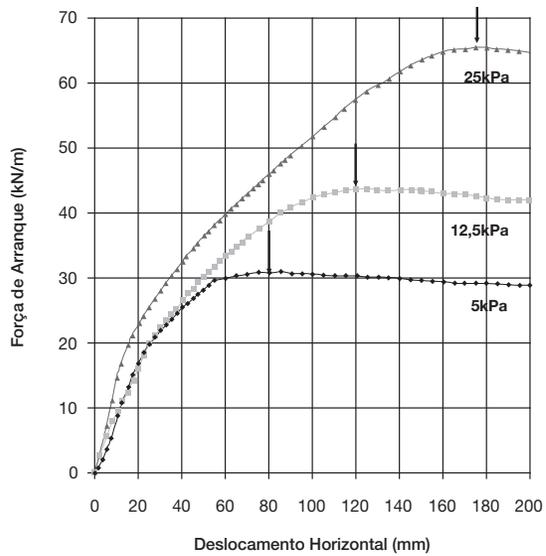
Nos ensaios com a Malha Metálica, houve uma rotura no contato com a garra, para tensão confinante de 25kPa. Nesta região, não confinada, observou-se uma distorção dos hexágonos da malha, resultando em grandes deformações. Neste ensaio, a geogrelha sofreu arranque, em conjun-



(a) Malha Metálica



(b) ParaGrid 200/15



(c) MacGrid 11/3-W

Fig. 7 – Força de arranque vs deslocamento horizontal.

to com um processo de tracção na região não confinada. Processo de arranque foi confirmado a partir de medidas de deslocamentos internos. A Figura 8 mostra que o ponto mais próximo à extremidade de aplicação da carga atingiu deslocamentos da ordem de 45mm, antes da rotura da malha por tracção. Os pontos mais internos registraram deslocamentos de menor magnitude, mas também foram mobilizados por arranque. Detalhes sobre o posicionamento desses medidores estão mostrados na Figura 5. O limite da força registrada foi da ordem de 47kPa, apresentando a mesma ordem de grandeza do valor fornecido pelo fabricante para o ensaio de tracção simples. Mais uma vez, fica evidente a influência do sistema de fixação da amostra, tendo em vista que face à presença de 2 mecanismos agindo simultaneamente (arranque e tracção), seria esperado que o valor de carga na rotura fosse superior à resistência à tracção fornecida pelo fabricante.

Tabela 4 – Força e deslocamento na rotura.

Tensão confinante (kPa)	5	12,5	25	50
Tipo de Geogrelha	Deslocamento (mm)			
MacGrid 11/3-W	80,0	120,0	176,0	–
ParaGrid 200/15	92,0	120,0	125,7	130,0
Malha Metálica	115,0	130,3	170,0	–
Tipo de Geogrelha	Força (kN/m)			
MacGrid 11/3-W	30,8	43,5	65,1	–
ParaGrid 200/15	15,0	37,1	44,1	59,0
Malha Metálica	23,6	35,2	–	–

A geogrelha ParaGrid apresentou os menores deslocamentos na rotura e foi a única que mostrou perda considerável de resistência, após atingida a força máxima de arranque. Durante o processo de arranque, os elementos transversais se desprenderam dos longitudinais, o que poderia, de certa forma, ter interferido nos resultados. Por outro lado, este tipo de geogrelha apresentou os menores esforços de arranque na rotura.

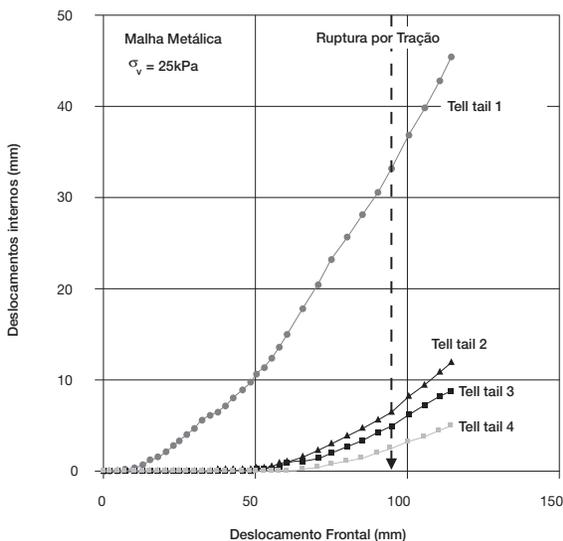


Fig. 8 – Deslocamentos internos da malha metálica.

Nos ensaios com a geogrelha MacGrid, observou-se as maiores cargas de arranque na rotura e deslocamentos relativamente elevados, compatíveis com os da Malha Metálica.

Considerando-se a interação solo-reforço, atuante em ambas as faces da geogrelha, foram definidas as envoltórias de resistência (Equação 2) das 3 geogrelhas e calculados os parâmetros de resistência na interface: adesão (c'_a) e ângulo de atrito (δ'). Nos resultados apresentados na Figura 9, observa-se que a geogrelha ParaGrid, apesar de possuir resistência à tracção longitudinal superior às demais, apresentou a menor interação com o solo ensaiado. Independente do nível de confinamento, a geogrelha MacGrid mobilizou a maior interação na interface.

A Figura 9 apresenta, também, a envoltória de resistência do solo arenoso. Os parâmetros de resistência na interface podem ser expressos em função dos parâmetros de resistência do solo em contato (c' e ϕ'), através dos coeficientes de interação (λ e f), definidos como:

$$\lambda = \frac{c'_a}{c'} \quad (3)$$

$$f = \frac{\tan \delta'}{\tan \phi'} \quad (4)$$

Deste modo, a equação (2) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$(\tau_{SG})_F = \lambda \cdot c' + f \cdot \sigma'_v \cdot \tan \phi' \quad (5)$$

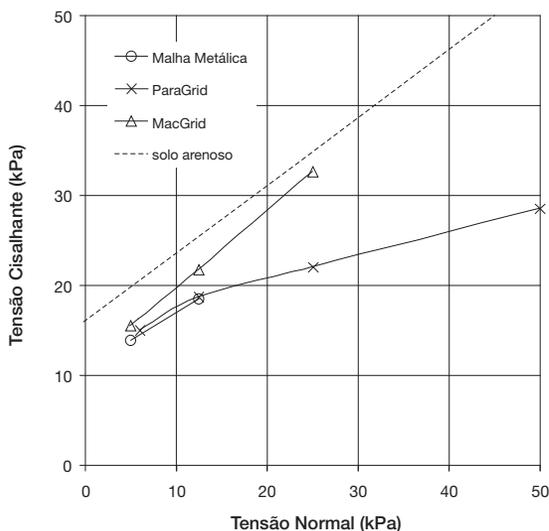


Fig. 9 – Envoltórias de resistência.

Os parâmetros de interface obtidos a partir das envoltórias dos ensaios de arranque estão apresentados na Tabela 5. Em todos os ensaios, a adesão solo-geogrelha assumiu valores entre 10 e 15kPa, fornecendo valores de λ entre 0,69 e 0,96. Os resultados também mostram que a geogrelha MacGrid apresenta o maior valor de ângulo de atrito solo-geogrelha e, conseqüentemente, maior valor de coeficiente de interação (f). Nota-se que, para esta geogrelha, f assumiu um valor superior à unidade, o que pode estar relacionado à parcela de resistência mobilizada nos elementos transversais. Ressalta-se, contudo, que os mecanismos que compõem a resistência ao arranque contribuem

em ambas parcelas da expressão que define a envoltória de resistência. No caso de reforços planos contínuos, como os geotêxteis, o coeficiente f assume valores entre 0 e 1, pois o único mecanismo de interação mobilizado é o atrito superficial entre a manta têxtil e o solo. No entanto, no caso de geogrelhas, a parcela correspondente ao empuxo passivo pode ser bastante significativa.

Tabela 5 – Parâmetros de Resistência na Interface Areia-Geogrelha.

Tipo de Geogrelha	c'_a (kPa)	δ' (°)	λ	f
MacGrid	11,1	40,0	0,69	1,11
ParaGrid	13,7	16,9	0,86	0,40
Malha Metálica	10,8	31,5	0,66	0,81

Os valores do coeficiente de interação (f) obtidos na presente campanha de ensaios foram comparados com os previstos a partir da expressão proposta por Jewell et al (1984), apresentada na equação 6. Esta proposição considera as parcelas de resistência decorrentes da mobilização do atrito lateral e do empuxo passivo nos elementos transversais do reforço:

$$f_J = \alpha_a \cdot \left(\frac{tg\delta}{tg\phi'} \right) + \left(\frac{\alpha_p \cdot e}{s} \right) \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty \frac{1}{2 \cdot tg\phi'} \times F_1 \times F_2 \quad (6)$$

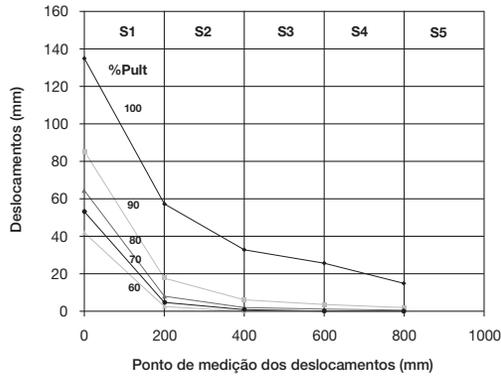
onde: α_a é a fracção da superfície da geogrelha disponível para atrito lateral, α_p é a fracção da largura da geogrelha disponível para mobilização do empuxo passivo dos elementos transversais, F_1 e F_2 são os factores de escala e de forma, respectivamente, e é a espessura dos elementos transversais da geogrelha, e $\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty$ é a resistência passiva mobilizada quando a influência da dimensão dos grãos de solo é desprezível.

Para as geogrelhas MacGrid e ParaGrid, os valores calculados para f_J foram iguais a 0,77 e 0,24, respectivamente. As diferenças observadas com relação aos resultados experimentais podem ser atribuídas às hipóteses adotadas por Jewell et al (1984); em particular, com relação à parcela correspondente à resistência passiva mobilizada, a qual é estimada com base em teoria de capacidade de carga. Por outro lado, observa-se que a geogrelha MacGrid apresentou valor de f_J significativamente superior ao da ParaGrid.

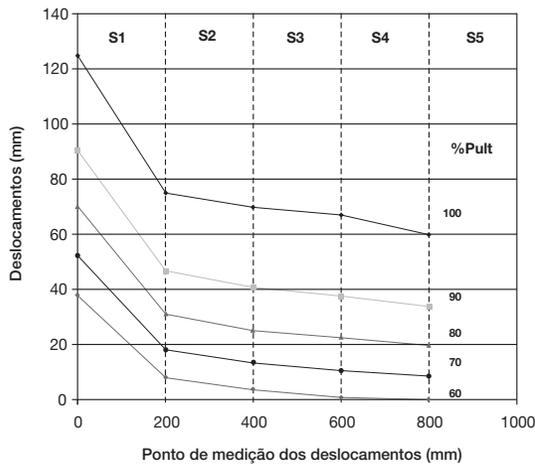
Esta comparação não foi estendida à Malha Metálica pelo fato desta sofrer distorções acentuadas durante o processo de arranque, o que causa alterações significativas na área transversal, disponível para mobilização do empuxo passivo.

3.2 – Deslocamentos Internos

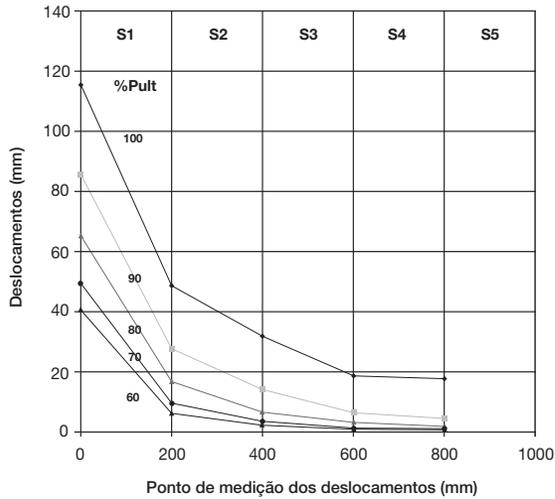
A Figura 10 apresenta a distribuição dos deslocamentos das 3 geogrelhas, em função da localização do instrumento de medição (*tell-tail*), para diferentes percentuais de carga aplicada (60% a 100% da força máxima de arranque) e sob nível de confinamento de 12,5kPa. Nota-se que quanto mais próximo do ponto de aplicação da força de arranque, maior é o deslocamento horizontal medido. O decréscimo dos deslocamentos horizontais indica uma distribuição não uniforme da força de arranque ao longo do comprimento da geogrelha.



(a) Malha Metálica

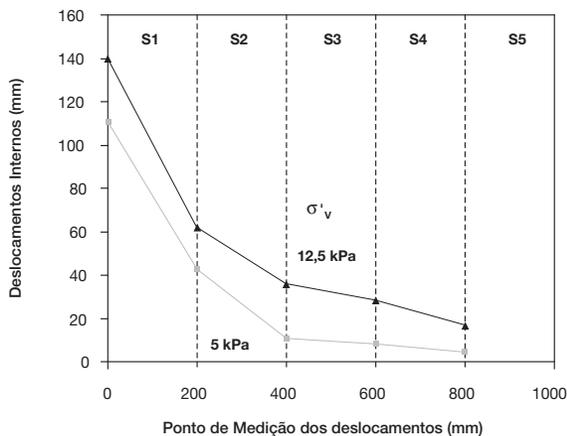


(b) ParaGrid 200/15

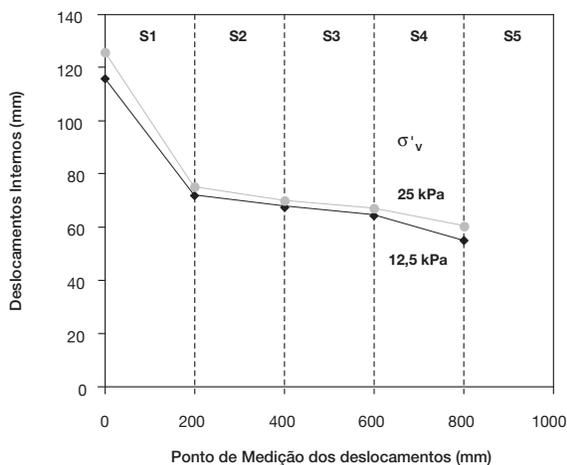


(c) MacGrid 11/3-W

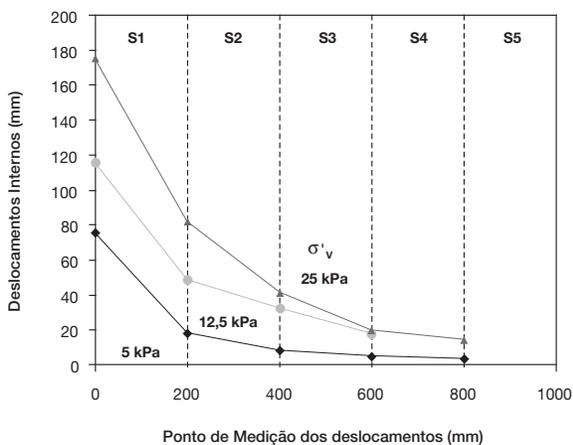
Fig. 10 – Deslocamentos da geogrelha para diversas percentagens da resistência ao arranque.



(a) Malha Metálica



(b) ParaGrid



(c) MacGrid 11/3-W

Fig. 11 – Deslocamentos internos na rotura por arranque.

Na Malha Metálica, observa-se um crescimento acentuado dos deslocamentos principalmente na extremidade frontal da malha. A mobilização dos deslocamentos nas seções finais da geogrelha só ocorreu após a carga de arranque atingir 80% do valor de rotura. Comportamento semelhante foi verificado na grelha MacGrid.

A geogrelha ParaGrid mostrou-se mais sensível à mobilização dos deslocamentos internos, resultando em distribuições aproximadamente paralelas. Quanto mais rígida for a geogrelha, mais uniformes serão os deslocamentos, pois a inclusão tende a se deslocar como um corpo rígido.

A Figura 11 apresenta os deslocamentos internos medidos no instante da rotura por arranque, em função da localização do instrumento de medição (*tell-tail*) e das condições de confinamento.

No caso da grelha ParaGrid, a redução acentuada dos deslocamentos ocorreu somente no trecho inicial. A partir da seção S₂, os deslocamentos são aproximadamente constantes, indicando o deslocamento da malha como um corpo rígido. A influência do confinamento foi desprezível indicando a predominância da parcela da adesão na resistência ao arranque. Cabe ressaltar que, após exumação das amostras, observou-se que a união entre alguns elementos transversais e longitudinais havia se rompido.

Para os ensaios sob confinamento de 12,5kPa e 25kPa, este rompimento foi mais significativo na extremidade posterior da geogrelha. Acredita-se, portanto, que os deslocamentos registrados na seção S₄ não tenham confiabilidade e serão doravante desconsiderados. Já nos ensaios para tensão confinante de 50kPa, a rotura da união entre os elementos longitudinais e transversais foi verificada ao longo de praticamente todo o comprimento da geogrelha, ocasionando a perda dos instrumentos de leitura (*tell-tails*).

A influência do confinamento foi observada nas grelhas Metálica e MacGrid, onde maiores níveis de tensão confinante acarretaram em uma maior mobilização dos deslocamentos. Na grelha ParaGrid, para os níveis de tensão impostos, esta influência foi desprezível.

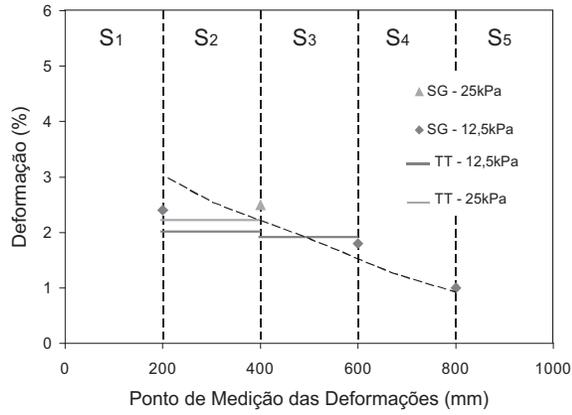
Com base nos deslocamentos internos medidos pelos *tell-tails*, as deformações médias ($\bar{\epsilon}_{i,i+1}$) em cada trecho da geogrelha foram estimadas a partir da diferença entre o registro de 2 pontos consecutivos; isto é:

$$\bar{\epsilon}_{i,i+1} = \frac{(X_i - X_{i+1})}{d}$$

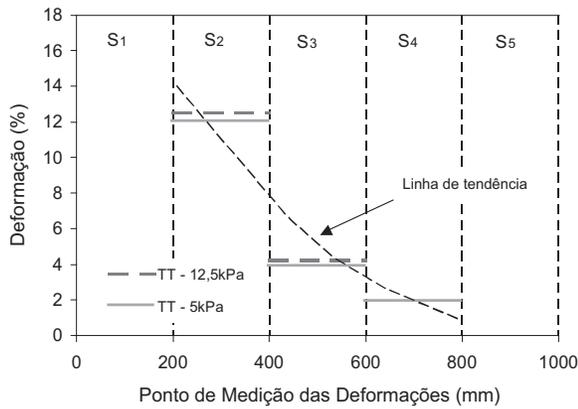
onde: d = distância entre dois medidores de deslocamento (*tell-tails*) consecutivos; X_i = deslocamento medido no i-ésimo *tell-tail* (TT_i).

A Figura 12 apresenta os resultados desta estimativa, em conjunto com as leituras registradas nos *strain-gages*. Nesta Figura, estão também traçadas as linhas de tendência, obtidas a partir do melhor ajuste entre os registros dos *strain-gages* e as deformações estimadas a partir dos *tell-tails*. Ressalta-se que na Malha Metálica não foi possível instalar *strain-gages* e que, na geogrelha ParaGrid, a rotura da união dos elementos transversais e longitudinais, sob tensão confinante de 50kPa, acarretou na perda da instrumentação. Adicionalmente, nesta mesma geogrelha, alguns *strain-gages* não funcionaram satisfatoriamente durante o arranque, para níveis inferiores de confinamento, em virtude da destruição de sua camada de proteção.

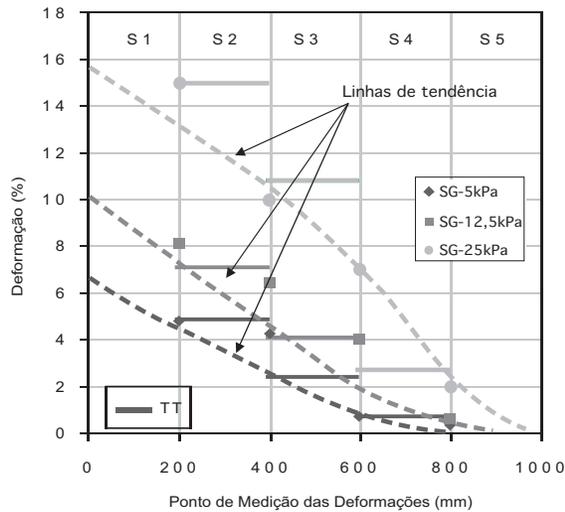
Independente do tipo de geogrelha, observa-se uma redução das deformações com o aumento do embutimento. Comportamento semelhante foi reportado por outros pesquisadores (Teixeira, 1999; Teixeira e Bueno, 2002, Sieira, 2003).



(a) ParaGrid



(b) Malha Metálica



(c) MacGrid 11/3-W

Fig. 12 – Deformações na rotura medidas por *strain-gages* (SG) e estimadas pelos *tell-tails* (TT).

A influência do confinamento foi significativa somente na geogrelha de malha regular (MacGrid). Este tipo de geogrelha foi o único que apresentou indícios da existência de uma parcela referente ao empuxo passivo atuando nos elementos transversais. Os níveis de deformação registrados na Malha Metálica e geogrelha MacGrid foram semelhantes e significativamente superiores aos da ParaGrid, face à diferença de rigidez entre a ParaGrid e as demais geogrelhas (Tabela 2).

No caso da Malha Metálica, os deslocamentos relativos fornecidos pelos *tell-tails* indicaram um aumento atípico de deformação na seção S_4 , para uma tensão confinante de 12,5 kPa. Além das incertezas relacionadas à estimativa das deformações, através de leituras de deslocamento em diferentes pontos da geogrelha, este aumento pode ser também atribuído ao fato da deformação da malha não ocorrer apenas ao longo da direção longitudinal ao arranque. Os hexágonos da malha se distorcem e o ponto de medição se desloca também na direção transversal ao arranque, conforme mostra a Figura 13. Observa-se, ainda, que apesar da influência dos níveis de tensão confinante nos deslocamentos longitudinais (Figura 11), as deformações ao longo desta geogrelha puderam ser representadas por uma única linha de tendência.

Para a geogrelha ParaGrid, uma única linha de tendência também foi representativa das deformações ao longo do comprimento da grelha, para níveis de confinamento de 12,5 e 25 kPa.

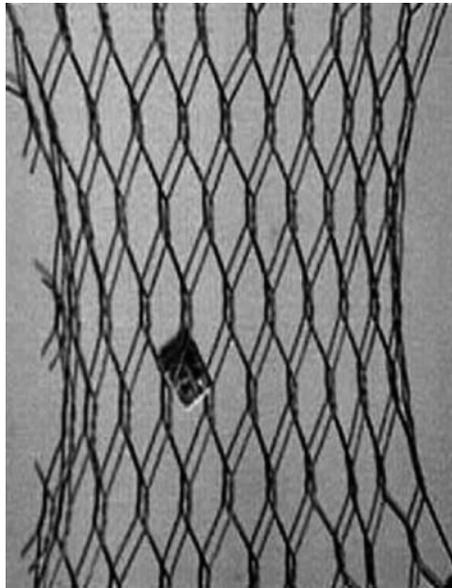
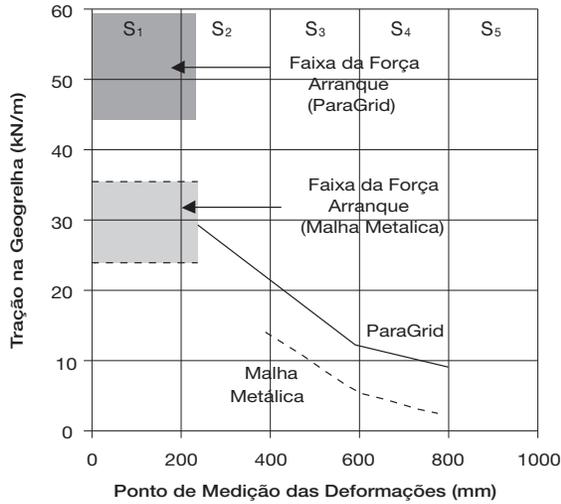


Fig. 13 – Configuração deformada da Malha Metálica ao final do ensaio.

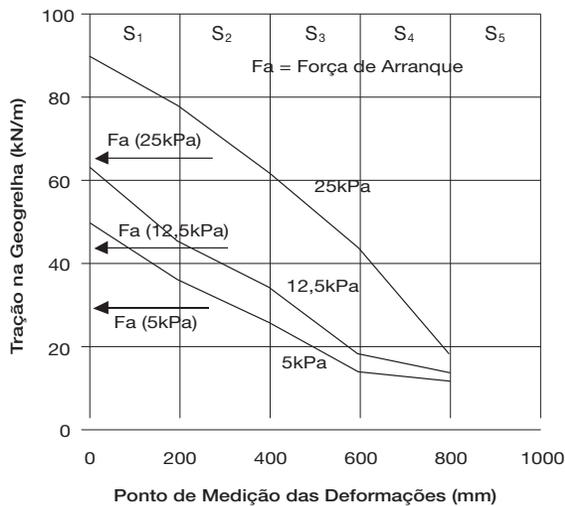
3.3 – Esforços de Tracção na Geogrelha

Os esforços de tracção atuantes ao longo da geogrelha foram estimados relacionando-se as linhas de tendência das deformações na rotura (Figura 12) com os resultados de ensaios de tracção simples (Figura 2).

As distribuições dos esforços de tracção nas 3 geogrelhas estão apresentadas na Figura 14.



(a) ParaGrid e Malha Metálica



(b) MacGrid

Fig. 14 – Esforços de tracção estimados a partir dos resultados de ensaios de tracção simples.

No caso da grelha MacGrid, são mostradas as curvas relativas aos diferentes níveis de confinamento. A estimativa do esforço de tracção na Malha Metálica não pode ser realizada no ponto de medição correspondente a 200mm, uma vez que a deformação calculada ultrapassou a máxima registrada no ensaio de tracção simples.

Nas grelhas ParaGrid e Malha Metálica, os esforços de arranque na garra, no instante da rotura, são superiores aos estimados internamente. Esta redução se deve à elasticidade característica dos geossintéticos. Entretanto, a maior rigidez da grelha ParaGrid deveria resultar numa menor perda de esforço de tracção. Já na geogrelha MacGrid, independente do nível de confinamento, os esforços de tracção na garra foram inferiores aos estimados internamente.

As incoerências observadas são atribuídas às diferenças entre os equipamentos utilizados para os ensaios de arranque e de tracção simples. O mecanismo de fixação da geogrelha (garra) interfere significativamente nos resultados dos esforços de tracção. Este fato foi constatado anteriormente a partir da comparação entre os valores de resistência à tracção determinados na presente pesquisa e os fornecidos pelo fabricante.

Alternativamente, os esforços de tracção na geogrelha podem ser estimados a partir da curva de calibração dos medidores de deformação (strain-gages). Para a calibração dos strain-gages, foi executado um ensaio de tracção simples, com a geogrelha MacGrid, no mesmo equipamento onde foram executados os ensaios de arranque. Neste ensaio, o strain-gage foi colado no centro da amostra. A Figura 15 apresenta a curva de calibração, onde observa-se a força de tracção na rotura igual a 65kN/m, inferior à fornecida pelo fabricante (97kN/m).

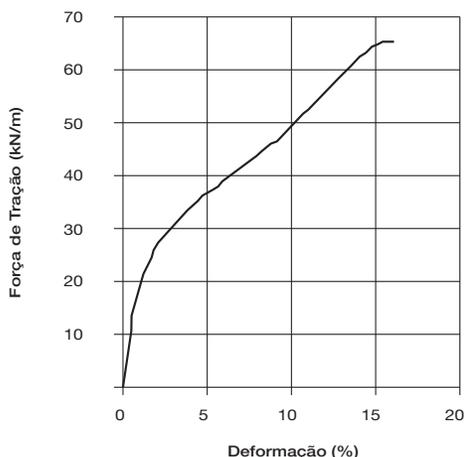


Fig. 15 – Curva de calibração dos *strain-gages* (geogrelha MacGrid).

Na Figura 16, estão apresentados os esforços de tracção, estimados em função da curva de calibração, para os diferentes níveis de tensão confinante. Os resultados indicam uma razoável concordância dos esforços de tracção estimados na extremidade frontal da geogrelha com relação aos registrados na garra de arranque, com exceção do ensaio para tensão confinante de 5kPa.

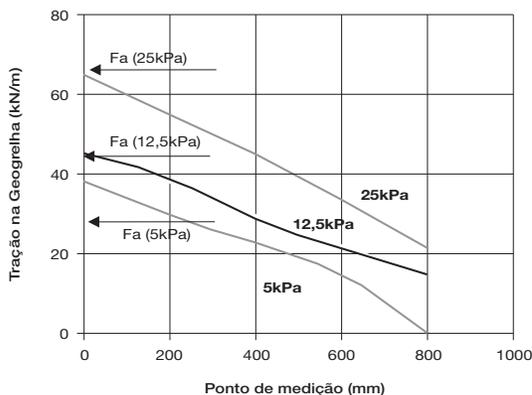


Fig. 16 – Esforços de tracção na MacGrid com base na curva de calibração dos *strain-gages*.

4 – CONCLUSÕES

O presente trabalho discute os resultados de ensaios de arranque executados com 3 geogrelhas distintas (MacGrid 11/3-W, ParaGrid 200/15 e Malha Metálica Hexagonal), imersas em solo arenoso. As geogrelhas MacGrid e ParaGrid são constituídas por tiras de poliéster e a Malha Metálica Hexagonal é constituída por arames de aço de baixo teor de carbono zincado. O processo de mobilização de tensões e deformações ao longo das geogrelhas foi analisado com base na instrumentação adotada, que consistiu em *tell-tails* e *strain-gages*.

Os valores de resistência à tracção são fortemente influenciados pela metodologia de ensaio e, em particular, pelo sistema de fixação da amostra. Ensaios de tracção simples, realizados em amostras não confinadas, forneceram resultados de esforços de tracção na rotura até 3 vezes menores do que os indicados pelo fabricante.

As curvas de carga de arranque vs deslocamento frontal mostraram-se sensíveis ao grau de confinamento. A geogrelha ParaGrid, que possui a maior resistência e rigidez à tracção, apresentou a menor interação com o solo ensaiado. No caso de maciços reforçados, a escolha do tipo de geogrelha deve considerar não apenas as características mecânicas da geogrelha, mas principalmente o nível de interação da inclusão com o solo envolvente. A geogrelha MacGrid apresentou o maior coeficiente de interação solo-geogrelha.

Os deslocamentos internos registrados ao longo do ensaio indicaram que, quanto maior a rigidez à tracção da geogrelha, mais uniforme é a distribuição dos deslocamentos em função do esforço de arranque aplicado. As geogrelhas menos rígidas apresentaram deformações acentuadas na extremidade frontal e, na região mais interna, os deslocamentos só ocorreram na condição próxima à rotura.

A influência do confinamento nos deslocamentos internos foi observada nas geogrelhas Metálica e MacGrid, onde níveis maiores de tensão confinante provocaram uma maior mobilização dos deslocamentos. Na geogrelha ParaGrid, para os níveis de tensão impostos, esta influência foi pouco significativa.

O processo de mobilização das deformações, analisado em função dos registros dos strain-gages e deformações médias, estimadas a partir dos deslocamentos internos medidos pelos tell-tails, mostrou boa concordância entre as duas metodologias. A redução das deformações com o aumento do embutimento para as geogrelhas ParaGrid e Malha Metálica mostrou ser independente do nível de confinamento.

Não se obteve resultados satisfatórios na estimativa da distribuição dos esforços de tracção ao longo da geogrelha, com base em curvas carga vs deformação obtidas em ensaios de tracção simples. Esta metodologia deve ser tentada somente quando os ensaios de arranque e tracção simples são realizados no mesmo equipamento e com o mesmo sistema de fixação (garra) da geogrelha.

O uso da curva de calibração dos strain-gages mostrou-se uma alternativa promissora para a estimativa dos esforços ao longo do comprimento da geogrelha, principalmente, quando a calibração e os ensaios de arranque são executados no mesmo equipamento.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Empresa Maccaferri do Brasil, pelo apoio ao projeto de pesquisa, e ao CNPq (Brasil), pelo apoio financeiro sob forma de bolsa de pesquisa. Os autores agradecem ainda ao Laboratório de Geotecnia do CEDEX (Madri, Espanha), pelo auxílio na execução do programa experimental em cooperação técnica com a PUC-Rio.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amorim Jr., W.M. Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha. Simpósio Brasileiro de Geosintéticos, ABMS. Brasília, Brasil. pp. 121-139, 1992.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 12824: Geotêxteis: determinação da resistência à tração não confinada em ensaio de faixa larga. Brasil, 1993.
- Castro, D. C. Ensaio de Arrancamento de Geogrelhas no Campo e no Laboratório. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Brasil, 135p., 1999.
- Christopher, B. R. e Berg, R. R. Pullout Evaluation of Geosynthetics in Cohesive Soils. Geotextiles, Geomembranes and Related Products. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, vol.2, pp. 673-676, 1990.
- Díaz, M. E. E. Estudio del Comportamiento Tenso-Deformacional de Geosintéticos en Ensayos de Arrancamiento con Relación al Diseño de Terrenos Reforzados. Tese de Doctorado, Universidad Politécnica de Madrid. 350p., 2000.
- Jewell, R. A.; Milligan, G. W. E.; Sarsby, R. W. e Dubois, D. "Interaction between soil and geogrids". Conference on Polymer Grid Reinforcement, London, pp. 18-30, 1984.
- Juran, I. e Chen, C. L. Soil-Geotextile Pullout Interaction Properties: Testing and Interpretation, pp. 37-47. Transportation Research Record, USA, 1988.
- Koerner, R. M. Designing with Geosynthetics. Prentice-Hall, New Jersey, USA, 761p, 1998.
- Ochiai, H.; Otani, J.; Hiyaschic e Hirai, T. The Pullout Resistance of Geogrids in Reinforced Soils: Geotextiles and Geomembranes. vol. 14, n.1, pp.19-42, 1996.
- Palmeira, E. M. e Milligan, G. W. E. Large Scale Laboratory Tests on Reinforced Sand. Journal Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society, vol. 36, n. 29, pp. 18-30, 1989.
- Saez, J. A. Caracterización Geomecánica de Geotextiles. Curso sobre técnicas generales de refuerzo del terreno y sus aplicaciones. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX). Madrid, España, vol.1, pp. 1-29, 1997.
- Sieira, A. C. C. F., Sayão, A. S. F. J. e Sopena, L. M. Estudio de los Mecanismos de Interacción Suelo-Geomalla a partir de los Resultados de Ensayos de Laboratorio en Equipos de Grandes Dimensiones. 2º. Simposio Nacional de Geosintéticos, pp.173-184, Madrid, España, 2002.
- Sieira, A. C. C. F. Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil, PUC-Rio, Brasil, 2003.
- Teixeira, S. H. C. Construção e Calibração de um Equipamento de Ensaio de Arrancamento de Geosintéticos. Dissertação de Mestrado. USP, São Carlos, Brasil, 157p., 1999.
- Teixeira, S. H. C. e Bueno, B. S. Comportamento de Geogrelhas Implantadas em um Solo Arenoso Fino e Solicitadas ao Arrancamento. Solos e Rochas: Revista Latino-americana de Geotecnia. ABMS / ABGE, São Paulo, Brasil, vol. 25, n. 2, pp. 119-134, 2002.

Apêndice 1. Notação

G_s	Densidade dos grãos
D_{50}	Diâmetro correspondente a 50% da porcentagem do solo em peso
ω_{nat}	Teor de umidade natural
γ_{dmax}	Peso específico aparente seco máximo
γ_{dmin}	Peso específico aparente seco mínimo
D_r	Densidade relativa
c'	Coesão efetiva do solo
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
$\bar{\epsilon}_{i,i+1}$	Deformação média
d	Distância entre dois medidores de deslocamento (tell-tail) consecutivos
X_i	Deslocamento medido no i-ésimo tell-tail
$\hat{\tau}_i$	Resistência ao cisalhamento, por metro linear, estimada a partir das deformações
τ_{SG}	Resistência ao cisalhamento na interface solo-reforço
c'_a	Adesão efetiva na interface solo-reforço
δ'	Ângulo de atrito efetivo na interface solo-reforço
$F_{i-1, i}$	Força de tracção atuante entre os pontos (i-1) e (i)
P	Força de arranque
B	Largura da geogrelha
L	Comprimento de ancoragem da geogrelha
σ'	Tensão normal efetiva
$f; \lambda$	Coefficiente de interação solo-reforço
α_s	Fracção da superfície da geogrelha disponível para mobilização do atrito lateral
α_p	Fracção da largura da geogrelha disponível para mobilização do empuxo passivo dos elementos transversais
F_1	Fator de escala
F_2	Fator de forma
e	Espessura dos elementos transversais
S	Espaçamento entre elementos transversais da geogrelha
$\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_n} \right)_\infty$	Resistência passiva mobilizada quando a influência da dimensão dos grãos de solo é desprezível

CRITÉRIO DE ACEITAÇÃO/REJEIÇÃO DE SOLDADURAS POR TERMOFUSÃO DE GEOMEMBRANAS EM PEAD: A IMPORTÂNCIA DA TEMPERATURA DE ENSAIO

Acceptance criteria for HDPE geomembranes double wedge seams: the influence of test temperature

Maria da Graça Dias Alfaró Lopes*

Carla Maria Duarte Silva Costa**

RESUMO – A resistência mecânica das soldaduras por termofusão de geomembranas em PEAD é normalmente determinada através de ensaios destrutivos de arranque (peel test) e de corte (shear test). É com base nos resultados destes ensaios que em obra se verifica a conformidade/não conformidade da soldadura relativamente à sua resistência. Neste artigo mostra-se como a temperatura de realização dos ensaios de arranque e de corte influencia os seus resultados e alerta-se para as consequências que pode ter na decisão de rejeição/aceitação das soldaduras.

SYNOPSIS – The mechanical strength of HDPE geomembranes double wedge seams is usually determined by destructive tests: peel test and shear test. The seam's conformity/non conformity decision is based on these tests results. In this paper it is shown the influence of the test temperature on the destructive tests results and its consequences on the seam acceptance/rejection decision.

1 – INTRODUÇÃO

As geomembranas em polietileno de alta densidade (PEAD) são cada vez mais utilizadas nos sistemas de confinamento de aterros de resíduos sólidos urbanos (RSU), sendo a sua funcionalidade muito dependente do desempenho das geomembranas. A experiência tem demonstrado que, na generalidade, a produção em fábrica das geomembranas é sujeita a um controlo de qualidade rigoroso não constituindo assim uma fonte de problemas, pelo que o desempenho das geomembranas está mais dependente do modo de instalação em obra. É por isso, da máxima importância, um controlo de qualidade *in situ* que inclua não só uma supervisão cuidada das operações de selecção, transporte, armazenamento e colocação em obra, mas também a realização de ensaios para a determinação da estanqueidade e resistência mecânica das soldaduras entre os painéis da geomembrana, dado o número significativo que representam relativamente à quantidade de geomembrana instalada (numa obra que envolva 10 000 m² de geomembrana instalada, é normal a existência de mais de 1 500 m de soldaduras).

Nos aterros de RSU, as uniões entre os diferentes painéis de geomembranas de PEAD são, maioritariamente, efectuadas com soldaduras por termofusão duplas, obtidas por aquecimento das

* Professora Coordenadora do ISEL. E-mail: glopes@dec.isel.ipl.pt

** Professora Coordenadora do ISEL. E-mail: carlacosta@dec.isel.ipl.pt

geomembranas superior e inferior, através de duas cunhas metálicas quentes ou por insuflação de ar quente e auxílio de uma pressão mecânica de rolos compressores, Lopes (2006). Os métodos de controlo de qualidade das soldaduras têm por objectivo avaliar a sua estanqueidade e resistência mecânica. Na avaliação da estanqueidade recorre-se, normalmente, à realização de ensaios não-destrutivos de pressão com ar e na avaliação da sua resistência mecânica recorre-se, normalmente, à realização de ensaios destrutivos de arranque (peel test) e de corte (shear test).

Neste trabalho pretendeu-se mostrar a influência da temperatura nos resultados dos ensaios destrutivos realizados em soldaduras por termofusão duplas e evidenciar as consequências desse facto na decisão da sua aceitação/rejeição. Apresenta-se, ainda, a interpretação dos resultados com base na microestrutura das geomembranas.

2 – ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA DE SOLDADURAS DUPLAS POR TERMOFUSÃO

Os ensaios destrutivos de arranque (peel test) e de corte (shear test) podem ser realizados seguindo a norma ASTM D 4437 (1999), válida para geomembranas reforçadas e não reforçadas e a norma ASTM D 6392 (1999), válida para geomembranas não reforçadas e unidas por termofusão. A norma ASTM D 4437 segue o princípio de realização de ensaio indicado nas normas ASTM D 413 (1998) (método A) ou ASTM D 816 (1982) (método C) para o ensaio de arranque e na norma ASTM D 816 (método B) para o ensaio de corte. O princípio do ensaio consiste em traccionar o provete, retirado na zona da soldadura por termofusão dupla, a uma determinada velocidade (dependendo do tipo de geomembrana), como se representa esquematicamente na Figura 1, respectivamente para os ensaios de arranque e corte.

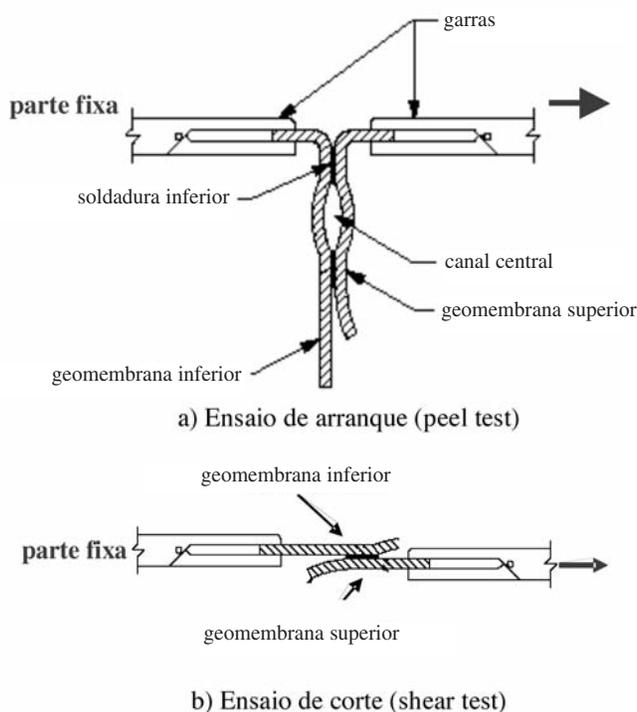


Fig. 1 – Esquema da realização dos ensaios de arranque e corte em soldaduras por termofusão duplas.

O ensaio de arranque é usualmente realizado com o objectivo de verificar a adequação da adesão entre as geomembranas superior e inferior. O ensaio de corte é efectuado com o objectivo de verificar se o processo de soldadura afectou a sua resistência mecânica e a durabilidade da geomembrana na zona adjacente à soldadura (Peggs, 1990).

3 – CRITÉRIOS DE ACEITAÇÃO/REJEIÇÃO DE SOLDADURAS DUPLAS POR TERMOFUSÃO

Tendo por base os resultados obtidos em ensaios destrutivos, têm sido estabelecidos vários critérios de aceitação/rejeição de soldaduras por termofusão duplas de geomembranas de PEAD, nomeadamente por Haxo et al. (1990), Daniel e Koerner (1995), Peggs (1990) e GRI-GM 19 (2002), apresentados a título de exemplo na Tabela 1.

Tabela 1 – Critérios de aceitação para soldaduras por termofusão de geomembranas de PEAD.

tipo de soldadura	ensaio	parâmetro	critérios			
			Haxo e Kamp (1990)	Daniel e Koerner (1995)	Peggs (1990)	GRI-GM 19 (2002)
termofusão	corte	eficiência ao corte (*)	>90%	>95%	>95%	>95%
		extensão (**)	>50%	–	>100% (texturada) >500% (lisa)	>50%
	arranque	eficiência ao arranque (*)	>60%	>62%	>80%	>72%
		separação	–	–	<0%	<25%

(*) relação entre a resistência na zona da soldadura e a resistência na cedência especificada da geomembrana (dois desvios padrão abaixo do valor médio da resistência na cedência)

(**) correspondente à resistência ao corte

Embora não exista consenso sobre o critério que melhor qualifica as soldaduras por termofusão duplas de geomembranas de PEAD em termos de resistência mecânica, é actualmente aceite que as características das soldaduras a curto prazo são obtidas pela determinação da resistência ao arranque e respectiva localização da rotura e pela determinação da resistência ao corte. Na previsão da durabilidade da soldadura e da geomembrana adjacente há necessidade de determinar se existe ou não separação na zona de soldadura, no ensaio de arranque e a extensão correspondente à resistência ao corte. O valor da extensão permite inferir se o processo de soldadura afectou a geomembrana adjacente (se a extensão for baixa a durabilidade poderá estar comprometida). Se existir separação das geomembranas (ainda que parcial) na zona de soldadura, as fissuras induzidas nas superfícies separadas podem implicar uma redução da resistência ao “stress cracking” da geomembrana (Peggs, 1990).

4 – TRABALHO EXPERIMENTAL

A resistência mecânica das soldaduras por termofusão duplas de geomembranas de PEAD foi determinada através de ensaios de arranque e de corte, segundo a norma ASTM D 4437, que esta-

belece diversas condições operatórias, nomeadamente a temperatura a que o ensaio se deve realizar ($23^{\circ}\pm 2^{\circ}$ C). Sendo difícil em obra conseguir garantir a realização destes ensaios à temperatura indicada na norma, este estudo experimental teve como objectivo determinar se a realização dos ensaios a outras temperaturas conduz a resultados com diferenças significativas e, em caso afirmativo, avaliar de que forma pode conduzir à decisão errónea de aceitação/rejeição da soldadura.

4.1 – Material e amostras para ensaio

Os ensaios de arranque e de corte realizaram-se em amostras de soldadura por termofusão dupla de uma geomembrana de PEAD, de uso corrente no confinamento basal de aterros de RSU, cujas características estão indicadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Características da geomembrana de PEAD utilizada.

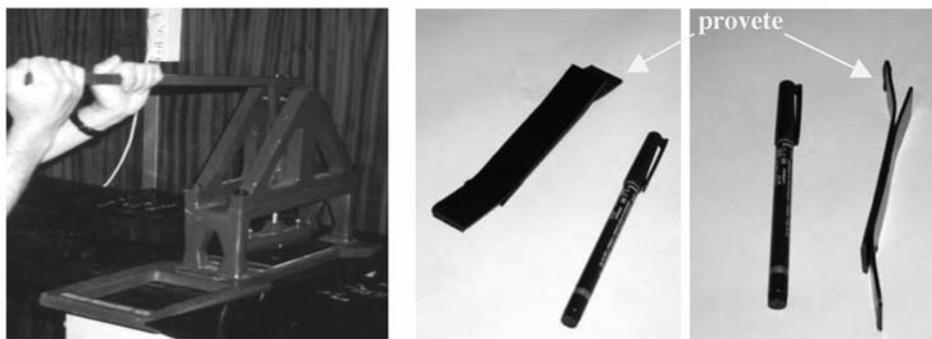
propriedades	norma	valor
espessura	ASTM D 751	2 mm
densidade	ASTM D 792	0,946
resistência à tracção (na rotura)	ASTM D 638	55 N/mm
extensão (na rotura)		700 %
resistência à tracção (na cedência)		34 N/mm
extensão (na cedência)		73%
teor em negro de carbono	ASTM D 1603	2-3 %

Prepararam-se duas amostras da referida geomembrana com uma junta com dupla soldadura por termofusão a meio (Figura 2) para cada temperatura de ensaio, num total de 8 amostras.



Fig. 2 – Amostra da geomembrana, com uma dupla soldadura por termofusão, a meio.

Em cada amostra cortaram-se, na zona da soldadura, dez provetes (cinco para o ensaio de corte e cinco para o ensaio de arranque), recorrendo a uma máquina de corte (Figura 3).



a) máquina de corte dos provetes

b) aspecto dos provetes

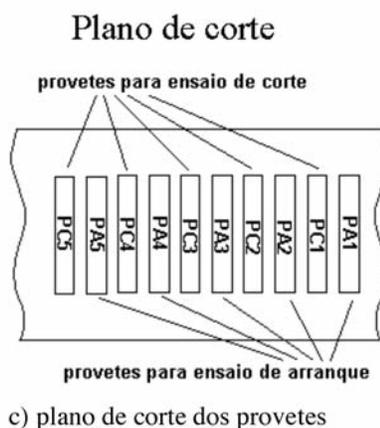


Fig. 3 – Máquina de corte, provetes e plano de corte.

4.2 – Metodologia de ensaio

Na realização dos ensaios destrutivos de arranque e de corte (com base na norma ASTM D 4437), utilizou-se um aparelho tipo Examo 300F (Figura 4) e as seguintes condições operatórias:

- provetes: retangulares com 25,4 mm de largura e 152,4 mm de comprimento;
- velocidade de deformação: 51 mm/min;
- distância entre garras: 25,4 mm no ensaio de arranque e 101,2 mm no ensaio de corte;
- temperatura: 17, 20, 25, 28° C e 23° C (temperatura normalizada);
- número de provetes/ensaio: 5 no ensaio de arranque e 5 no ensaio de corte;
- número de amostras: 8, duas por cada temperatura ensaiada: 17, 20, 25, 28° C;
- número de provetes por amostra e tipo de ensaio: 3 para a temperatura escolhida e 2 para a temperatura normalizada (23° C).

- ensaio de arranque

Neste ensaio foi registado o valor da resistência à rotura/unidade de largura de cada provete e indicada a respectiva localização (tipo) de rotura, conforme indicado na Figura 5.

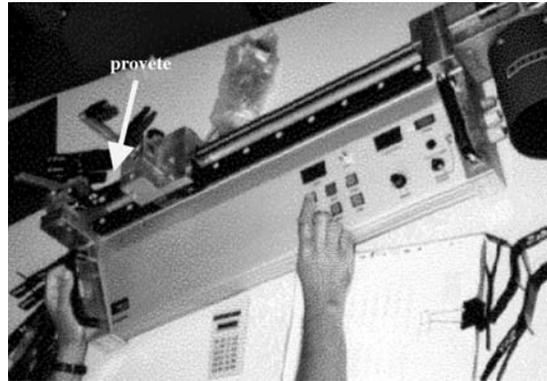


Fig. 4 – Aparelho para realização dos ensaios de arranque e de corte.

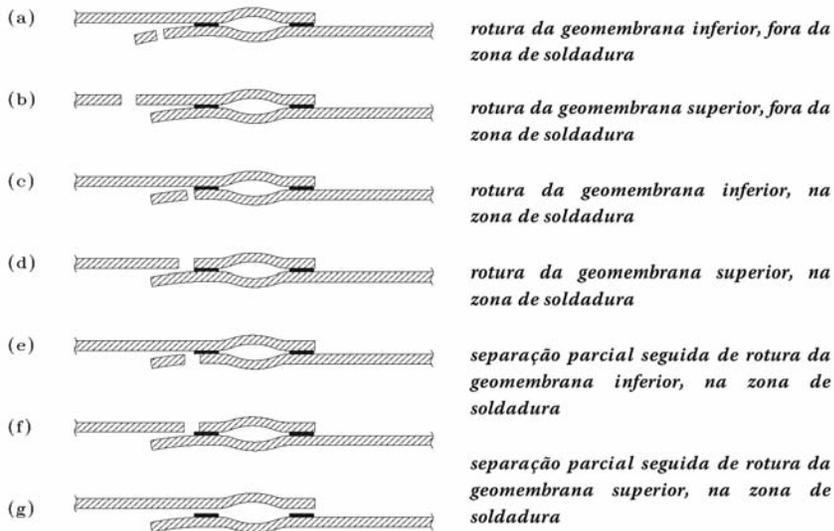


Fig. 5 – Ensaio de arranque: tipos de rotura (adaptado de USEPA (1988)).

- ensaio corte

Neste ensaio foi registado o valor da resistência máxima/unidade de largura para cada provete.

5 – RESULTADOS DOS ENSAIOS

Como já foi referido foram ensaiadas duas amostras de geomembrana para cada temperatura de ensaio, num total de oito amostras. Dos cinco provetes usados em cada ensaio três foram ensaiados à temperatura escolhida e dois à temperatura preconizada na norma de ensaio.

Com o objectivo de verificar a influência da temperatura nos resultados dos ensaios de arranque e corte foram comparados os resultados dos ensaios realizados à temperatura de 17, 20, 25 e 28°C, com os resultados obtidos para a temperatura preconizada na norma de ensaio (23°C).

5.1 – Resultados dos ensaios de arranque

Os resultados dos ensaios de arranque realizados a diferentes temperaturas estão apresentados nas Tabelas 3 a 6.

De referir que em nenhum dos 40 provetes submetidos ao ensaio de arranque se verificou separação na zona da soldadura (tipo *e*, *f* ou *g* da Figura 5), localizando-se a rotura sempre na zona da soldadura (tipo *c* ou *d* da Figura 5).

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de arranque (temperatura = 28/23°C).

Tipo de ensaio	Amostra nº	Provete nº	Temperatura de ensaio (°C)	Resistência à rotura (kN/m)	Tipo de rotura (*)
Ensaio de arranque	1	1	28	31,5	d
		2		30,7	d
		3		31,5	d
		4	23 (temp. normalizada)	32,3	d
		5		32,7	d
	2	1	28	28,3	c
		2		28,3	c
		3		27,2	c
		4	23 (temp. normalizada)	29,9	c
		5		28,7	c

(*) ver figura 5

Tabela 4 – Resultados dos ensaios de arranque (temperatura = 25/23°C).

Tipo de ensaio	Amostra nº	Provete nº	Temperatura de ensaio (°C)	Resistência à rotura (kN/m)	Tipo de rotura (*)
Ensaio de arranque	3	1	25	31,9	d
		2		32,3	d
		3		32,7	d
		4	23 (temp. normalizada)	32,7	d
		5		29,1	d
	4	1	25	32,3	c
		2		31,9	c
		3		32,7	c
		4	23 (temp. normalizada)	30,7	c
		5		31,9	c

(*) ver figura 5

Tabela 5 – Resultados dos ensaios de arranque (temperatura = 20/23°C).

Tipo de ensaio	Amostra n°	Proвете n°	Temperatura de ensaio (°C)	Resistência à rotura (kN/m)	Tipo de rotura (*)
Ensaio de arranque	5	1	20	35,0	c
		2		35,0	c
		3		35,0	c
		4	23 (temp. normalizada)	34,6	c
		5		34,3	c
	6	1	20	35,0	d
		2		34,3	d
		3		33,9	d
		4	23 (temp. normalizada)	33,1	d
		5		33,1	d

(*) ver figura 5

Tabela 6 – Resultados dos ensaios de arranque (temperatura = 17/23°C).

Tipo de ensaio	Amostra n°	Proвете n°	Temperatura de ensaio (°C)	Resistência à rotura (kN/m)	Tipo de rotura (*)
Ensaio de arranque	7	1	17	35,0	c
		2		35,0	c
		3		35,0	c
		4	23 (temp. normalizada)	34,6	c
		5		34,6	c
	8	1	17	35,0	c
		2		35,0	c
		3		35,4	c
		4	23 (temp. normalizada)	32,7	c
		5		32,7	c

(*) ver figura 5

5.2 – Resultados dos ensaios de corte

Os resultados dos ensaios de corte realizados a diferentes temperaturas estão apresentados nas Tabelas 7 a 10.

Tabela 7 – Resultados dos ensaios de corte (temperatura = 28/23° C).

Tipo de ensaio	Amostra n°	Proвете n°	Temperatura de ensaio (°C)	Resistência máxima (kN/m)
Ensaio de corte	1	1	28	35,8
		2		35,0
		3		35,0
		4	23	35,8
		5	(temp. normalizada)	35,8
	2	1	28	35,0
		2		35,0
		3		35,0
		4	23	35,4
		5	(temp. normalizada)	35,4

Tabela 8 – Resultados dos ensaios de corte (temperatura = 25/23°C).

Tipo de ensaio	Amostra n°	Proвете n°	Temperatura de ensaio (°C)	Resistência máxima (kN/m)
Ensaio de corte	3	1	25	37,4
		2		37,0
		3		37,0
		4	23	36,6
		5	(temp. normalizada)	36,6
	4	1	25	37,0
		2		37,4
		3		37,4
		4	23	37,0
		5	(temp. normalizada)	37,0

Tabela 9 – Resultados dos ensaios de corte (temperatura = 20/23° C).

Tipo de ensaio	Amostra nº	Provete nº	Temperatura de ensaio (°C)	Resistência máxima (kN/m)
Ensaio de corte	5	1	20	39,4
		2		39,4
		3		39,0
		4	23	38,6
		5	(temp. normalizada)	38,2
	6	1	20	39,4
		2		38,6
		3		38,2
		4	23	38,6
		5	(temp. normalizada)	38,6

Tabela 10 – Resultados dos ensaios de corte (temperatura = 17/23° C).

Tipo de ensaio	Amostra nº	Provete nº	Temperatura de ensaio (°C)	Resistência máxima (kN/m)
Ensaio de corte	7	1	17	40,6
		2		40,6
		3		40,2
		4	23	39,4
		5	(temp. normalizada)	39,4
	8	1	17	40,6
		2		40,2
		3		40,2
		4	23	39,0
		5	(temp. normalizada)	39,0

6 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Na Figura 6 mostra-se a variação da resistência à rotura com a temperatura, obtida em ensaios de arranque.

Na Figura 7 mostra-se a variação da resistência máxima com a temperatura, obtida em ensaios de corte.

Da análise das Figuras 6 e 7, verifica-se que, de uma forma geral, tanto nos ensaios de arranque como nos ensaios de corte, quando a temperatura de ensaio é superior à preconizada pela norma

(23°C) os valores da resistência são inferiores aos que se obtêm quando se realiza o ensaio à temperatura de 23°C. Pelo contrário, quando a temperatura de ensaio é inferior à preconizada pela norma (23°C) os valores da resistência são superiores aos que se obtêm quando se realiza o ensaio à temperatura de 23°C.

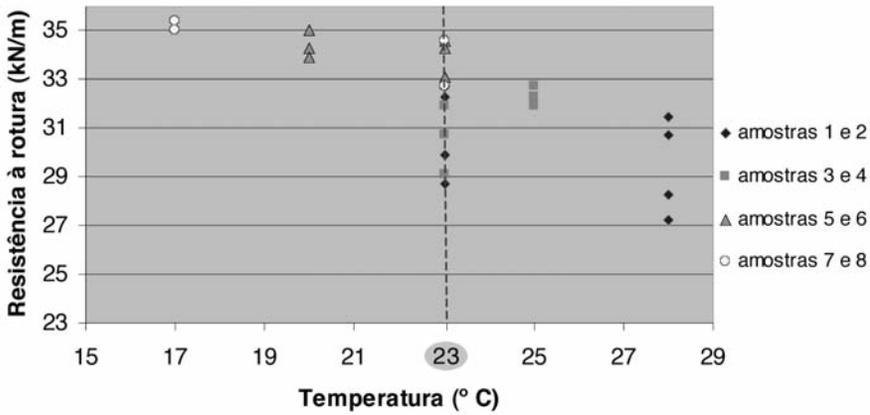


Fig. 6 – Ensaio de arranque: variação da resistência à rotura com a temperatura.

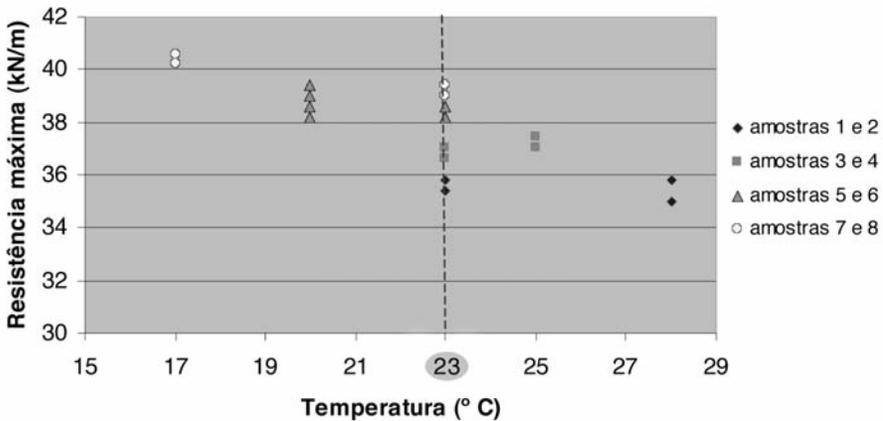


Fig. 7 – Ensaio de corte: variação da resistência máxima com a temperatura.

6.1 – Interpretação dos resultados com base na microestrutura das geomembranas

As geomembranas em estudo são constituídas pelo polímero de polietileno. Este polímero consiste, quimicamente, em muitas pequenas unidades químicas de base, o monómero de etileno, ligadas covalentemente entre si formando macromoléculas (Figura 8).

Os monómeros de etileno são bifuncionais porque dispõem de duas funções activas para se ligarem uns aos outros, dando origem a cadeias moleculares principais, lineares ou ramificadas, muito longas, produzindo-se um material termoplástico. À escala atómica, um pequeno segmento de uma cadeia molecular de polietileno é tri-dimensional, apresentando uma configuração em ziguezague, porque o ângulo entre as ligações covalentes carbono-carbono é de cerca de 109°. As

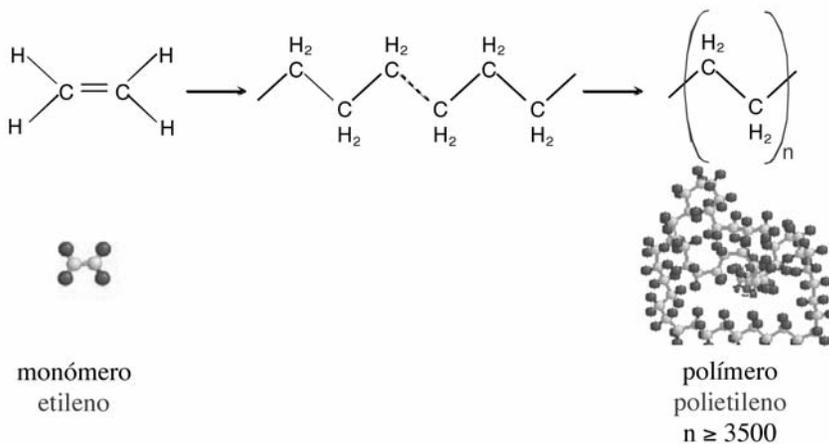


Fig. 8 – Estrutura do polímero do polietileno (n – grau de polimerização i.e. número médio de monómeros da cadeia molecular do polímero).

ligações entre as longas cadeias moleculares são ligações secundárias fracas o que permite que estas se movam umas em relação às outras.

O PEAD é, essencialmente, constituído por cadeias poliméricas lineares sem muitas ramificações, pelo que têm mais tendência a empilhar-se e a disporem-se paralelamente originando um sistema compacto (por isso tem uma densidade elevada) e com regiões que apresentam uma estrutura regular i.e. cristalina. No entanto, não se obtém cristalização completa devido à grande dimensão das cadeias moleculares que conduz a fenómenos de enrolamento, dobragem e entrelaçamento e originam regiões amorfas de estrutura aleatória, pelo que a estrutura do PEAD é semi-cristalina. O modo exacto como se organizam as moléculas de um polímero permanece sem estar completamente esclarecido pelo que, no seu estudo, tem-se recorrido a diversos modelos nomeadamente, ao *modelo das cadeias dobradas*. De acordo com este modelo, o polietileno cristaliza numa estrutura em cadeias dobradas sobre si próprias (Figura 9) que se designa por lamela. Frequentemente, as lamelas dispõem-se em várias camadas separadas por material amorfo. O grau de cristalinidade do PEAD pode variar de 40 a 50% (Reddy e Butul, 1999) do volume total, afectando grandemente a sua resistência mecânica. Para graus de polimerização idênticos, verifica-se um aumento da resistência mecânica do material para um maior grau de cristalinidade, que advém de um empilhamento mais compacto das cadeias poliméricas e correspondentemente forças de ligação intermoleculares mais fortes.

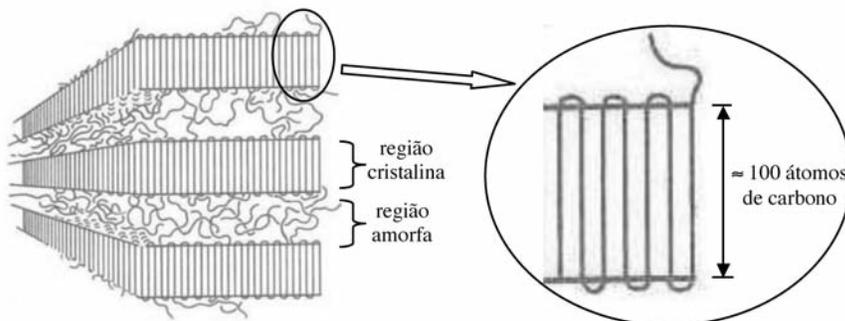


Fig. 9 – Representação da estrutura semi-cristalina do PEAD de acordo com o modelo das cadeias dobradas (adaptado de Callister, 1997).

Os mecanismos moleculares subjacentes à união das geomembranas por termofusão devem-se ao fornecimento de calor que conduz a movimentos internos (de vibração, alongamento, rotação, translação ou outros) do polímero para absorver a energia que está a receber. Estes movimentos internos permitem que as cadeias poliméricas se desenrolem e se afastem conduzindo a um enfraquecimento das ligações secundárias entre as cadeias moleculares do polímero. A extensão dos movimentos internos é detectável pelo aumento da temperatura do polímero. As partes das geomembranas que se pretendem unir por termofusão, são aquecidas e pressionadas uma contra a outra, de forma a permitir que as cadeias poliméricas escorreguem umas sobre as outras. A posterior diminuição da temperatura, conduz, novamente, à sua solidificação acompanhada da formação de novas ligações secundárias não devendo, no entanto, ocorrer alteração significativa da estrutura molecular e das propriedades do polímero.

A interpretação dos resultados dos testes efectuados neste trabalho, em termos da microestrutura das geomembranas, tem subjacente os princípios descritos anteriormente. A temperatura mais elevada, as forças de ligação secundárias entre as cadeias poliméricas são mais fracas e a estrutura do polímero menos cristalina, o que facilita o movimento relativo das cadeias poliméricas e conduz à diminuição da sua resistência mecânica, de acordo com os resultados obtidos e representados na Figura 6 e na Figura 7.

6.2 – Implicações dos resultados obtidos na decisão de aceitação/rejeição de soldaduras

Antes de analisar se os resultados obtidos em ensaios realizados a temperaturas diferentes da preconizada pela norma de ensaio podem induzir a uma decisão errada de aceitação da soldadura, torna-se necessário decidir qual o critério de aceitação/rejeição a adoptar, pois como já se referiu, até ao momento não existe consenso.

Adoptou-se o critério utilizado na maioria dos aterros de RSU construídos no nosso país. Este critério estabelece, de acordo com as recomendações do NSF (1983) e GRI-GM19 (2002), que se considere, para geomembranas de PEAD com 2 mm de espessura unidas por termofusão, o valor mínimo de 23 kN/m para a resistência à rotura determinada no ensaio de arranque. Quanto ao tipo de rotura (Figura 5), segundo as recomendações de Haxo (1989), consideraram-se aceitáveis as dos tipos “a”, “b”, “c”, e “d” e, ainda, as roturas do tipos “e” e “f” desde que a separação na zona de soldadura seja inferior a 10%. São rejeitadas as soldaduras com roturas dos tipos “e” e “f” cuja separação seja superior a 10% e roturas do tipo “g”.

No que diz respeito à resistência máxima obtida em ensaios de corte, e seguindo as recomendações do NSF (1983) e GRI-GM19 (2002), o critério adoptado estabelece um valor mínimo de 30 kN/m para geomembranas de PEAD com 2 mm de espessura, como a ensaiada.

Com base nestes critérios verifica-se que, para todos os provetes e temperaturas ensaiadas, os valores dos resultados obtidos, tanto nos ensaios de arranque (Figura 6) como nos ensaios de corte (Figura 7) são significativamente superiores aos valores mínimos estabelecidos (23 kN/m e 30 kN/m respectivamente), não comprometendo assim a decisão de aceitação daquelas soldaduras. Veja-se agora o que pode acontecer no caso dos valores obtidos num ensaio de arranque serem inferiores aos apresentados na figura 6 em cerca de 6 kN/m, ainda que superiores ao mínimo recomendado (para a temperatura indicada na norma de ensaio), como se exemplifica na Figura 10.

Se *in situ* os ensaios fossem realizados à temperatura de 28°C, como dois dos resultados da resistência à rotura obtidos a esta temperatura são inferiores ao valor mínimo admitido pelo critério adoptado (23 kN/m), decidir-se-ia pela rejeição da soldadura, o que seria incorrecto, pois à tempe-

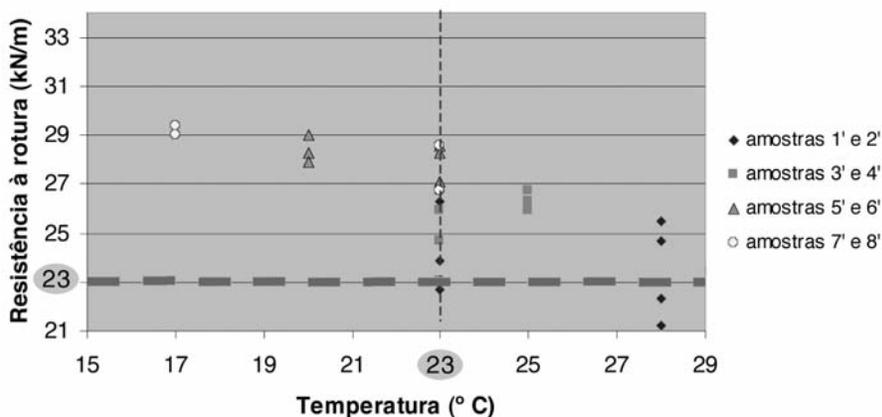


Fig. 10 – Ensaio de arranque: variação da resistência à rotura com a temperatura.

ratura preconizada pela norma (23°C) os valores obtidos são superiores ao mínimo recomendado. Seguindo o mesmo raciocínio, veja-se agora o que pode acontecer no caso dos valores obtidos num ensaio de arranque serem inferiores aos ensaiados em cerca de 11 kN/m, resultando à temperatura indicada pela norma, valores quase todos inferiores ao mínimo recomendado, como se exemplifica na Figura 11.

Se *in situ* os ensaios fossem realizados à temperatura de 17°C, como os resultados da resistência à rotura obtidos são superiores ao valor mínimo admitido pelo critério adoptado (23 kN/m), decidir-se-ia pela aceitação da soldadura, o que seria incorrecto pois à temperatura preconizada pela norma (23°C) obtêm-se valores inferiores ao mínimo recomendado.

Com base nos resultados apresentados, e dado que a maioria dos critérios de aceitação/rejeição se baseiam entre outros parâmetros na resistência à rotura (ensaio de arranque) e resistência máxima (ensaio de corte), será aconselhável que a temperatura de realização dos ensaios *in situ* tenha um valor próximo do preconizado na norma de ensaio ou, em alternativa, que seja obtido em laboratório o valor de resistência mínima aceitável correspondente à temperatura para a qual se vão realizar os ensaios.

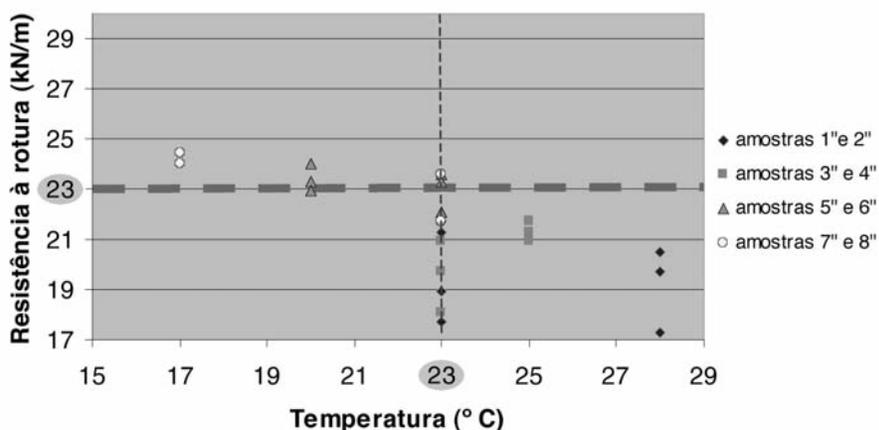


Fig. 11 – Ensaio de arranque: variação da resistência à rotura com a temperatura.

7 – CONCLUSÕES

Com este estudo experimental pretendeu-se mostrar que a temperatura de realização dos ensaios de arranque e de corte, em geomembranas de PEAD unidas por soldadura de termofusão dupla, afecta os resultados obtendo-se valores de resistência superiores quando o ensaio é realizado a temperaturas inferiores à preconizada pela norma de ensaio e valores de resistência inferiores quando o ensaio é realizado a temperaturas superiores à preconizada pela norma de ensaio. Para além da interpretação deste fenómeno com base na microestrutura das geomembranas, pretendeu-se alertar para as consequências que a realização de ensaios in situ a temperaturas diferentes da preconizada pela norma pode ter, na decisão errónea de aceitação/rejeição das soldaduras.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 413 (1998) – “Standard Test Methods for Rubber Property—Adhesion to Flexible Substrate”. (re-aprovada em 2002).
- ASTM D 816 (1982) – “Standard Test Methods for Rubber Cements” (re-aprovada em 2001).
- ASTM D 4437 (1999) – “Standard practice for determining the integrity of field seams used in joining flexible polymeric sheet geomembranes”.
- ASTM D 6392 (1999) – “Standard test method for determining the integrity of nonreinforced geomembrane seams produced using thermo-fusion methods”.
- Callister Jr, W. D. (1997) – “Materials Science and Engineering. An introduction.”, 4th Ed., John Wiley & Sons, pp.459.
- Daniel, D. E., Koerner, R. M. (1995) – “Waste containment facilities. Guidance for construction, quality assurance and quality control of liner and cover systems”, ASCE Press, New York.
- GRI-GM19 (2002) – “Standard Specification for Seam Strength and Related Properties of Thermally Bonded Polyolefin Geomembranes” (revisada em 2003).
- Haxo, H. (1989) – “Destructive Testing”. Seminar on the seaming of geosynthetics, Geosynthetic Research Institute, Philadelphia, December 14 – 15.
- Haxo, H., Kamp, L. (1990) – “Destructive Testing of Geomembranes Seams: Shear and Peel Testing of Seam Strength”, *Geotextiles and Geomembranes*, nº9, pp.369-404.
- Lopes, M.G. (2006) – “A experiência de colocação de geomembranas de PEAD em aterros de RSU”, *Revista Geotecnia*, nº 106, pp. 55-74.
- National Sanitation Foundation (1983) – “International Standard 54: Flexible membrane liners”, Ann. Arbor, Michigan, USA (revisado em 1985 e 1993).
- Peggs, I. D. (1990) – “Destructive Testing of Polyethylene Geomembrane Seams: Various Methods to Evaluate Seams Strength”, *Geotextile and Geomembranes*, nº9, pp.405-414.
- Reddy, D. V., Butul, D. (1999) – “A Comprehensive Literature Review of Liner Failures and Longevity”, Florida Center for Solid and Hazardous Waste Management, University of Florida, pp. 2.
- USEPA (1988) – “EPA/600/2-88/052”, Lining of waste containment and other impoundment facilities, Washington, D. C.

COMPORTAMENTO DE CAMADAS DE CONFINAMENTO SUBMETIDAS AO CONTATO COM REJEITOS DE PIRITA

Behavior of liners submitted to pyritic wastes contact

Alexandre Knop*

Rodrigo Caberlon Cruz**

Karla Salvagni Heineck***

Nilo Cesar Consoli****

RESUMO – Esta pesquisa visa analisar o comportamento compressivo de camadas de confinamento de solo compactado submetidas à percolação de águas ácidas, por meio de um equipamento de coluna desenvolvido nesta pesquisa, adaptado a partir de um equipamento edométrico padrão. As concentrações de ácido sulfúrico nas soluções aquosas estudadas foram de 0, 2, 6 e 10% e foram percoladas nas amostras antes dos ensaios de compressão, com gradientes hidráulicos de 10 e 20. Quanto maior a concentração de ácido no percolato, maior foi o recalque. A variação na altura das amostras foi maior nas amostras percoladas sob gradiente hidráulico 20, comparando-se aquelas permeadas com gradiente hidráulico 10.

SYNOPSIS – This research aims to analyze the compressive behavior of compacted soil liners submitted to the percolation of acids waters using a column apparatus developed in this research, adapted from a standard edometric equipment. The concentrations of sulfuric acid in the aqueous solution studied were 0, 2, 6 and 10%, which were percolated through the samples before the compressive tests, under a hydraulic gradient of 10 and 20. The settlements of the samples increased with the increase of acid concentration in the percolate. The variation in the sample height was higher in tests conducted under a gradient of 20, when compared to the testes performed under a gradient of 10.

PALAVRAS CHAVE – Camadas de confinamento, águas ácidas, rejeitos de carvão.

1 – INTRODUÇÃO

No Brasil, os principais problemas oriundos da mineração podem ser englobados em quatro categorias: poluição da água, poluição do ar, poluição sonora e comprometimento do solo.

Quanto à mineração no Brasil, especialmente a do carvão mineral, ainda se fazem necessários estudos para o monitoramento ambiental em bacias carboníferas, embora a problemática da poluição por exploração do carvão já tenha passado pelo seu auge. Com produção de carvão mineral

* Doutorando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

** Doutorando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

*** 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

ainda significativa em determinados pontos do país, em maior escala na área de Criciúma, estado de Santa Catarina, bem como no centro-leste do Rio Grande do Sul, os problemas ambientais de sua exploração estão principalmente relacionados à poluição do solo e hídrica.

Um dos maiores problemas encontrados na mineração de carvão são os rejeitos provenientes desta. Estes rejeitos contêm um composto denominado pirita, de fórmula molecular FeS_2 , composto este que em exposição ao oxigênio e água, forma uma solução de ácido sulfúrico (H_2SO_4). A pirita contém cerca de 46,4% de ferro e aproximadamente 53,6% de enxofre.

As drenagens ácidas são provenientes dos rejeitos contendo sulfetos, em forma de pirita, que ao ficarem expostos à água e ao ar, oxidam-se gerando acidez. Este passivo ambiental até hoje causa danos aos recursos hídricos da região (Farias, 2002).

As jazidas existentes no Rio Grande do Sul apresentam altos teores de matéria mineral não combustível associados ao carvão. Durante o beneficiamento, 30 a 60% do material minerado é refugado, resultando na produção de grandes volumes de rejeitos, constituídos basicamente por materiais carbonosos e minerais (pirita e argilo-minerais) sem valor comercial, que são depositados em áreas próximas ao local de mineração. Na Figura 1 é possível observar a formação de percolados ácidos no entorno dos depósitos de rejeitos piritosos.



Fig. 1 – Percolado de rejeitos de pirita

A necessidade de recuperação dos depósitos está associada ao potencial de acidificação dos rejeitos carboníferos (Caberlon, 2004). A presença de ácido sulfúrico promove a solubilização dos metais e dissolução dos minerais presentes no rejeito; em períodos de intensa precipitação pluviométrica, as águas que entram em contato com estes rejeitos adquirem características ácidas aumentando assim a concentração de metais dissolvidos, comprometendo a qualidade do solo e da água das camadas adjacentes.

Atualmente, está sendo proposto pelos órgãos ambientais o tratamento correto ou simplesmente um armazenamento permanente para os rejeitos da extração de carvão. Uma das formas para tal é a deposição em aterros industriais, com camadas de confinamento de fundo e de cobertura, a fim de se evitar que o percolado entre em contato com as camadas subjacentes ao aterro e que as águas das chuvas não venham a aumentar o volume de percolado, ou mesmo não venham a ser fonte de água para as reações de formação de ácido sulfúrico na pirita, juntamente ao oxigênio disponível no ar.

As camadas de impermeabilização de fundo de aterros mais tradicionalmente empregados são os de argila compactada. A razão principal para utilização deste tipo de camada de confinamento é

a baixa condutividade hidráulica aliada ao baixo custo de execução e abundância de material, muitas vezes solo do próprio local.

As argilas compactadas podem ser utilizadas individualmente ou em conjunto com geossintéticos em barreiras hidráulicas e sistemas de cobertura de aterros. Para o caso das barreiras hidráulicas de fundo, sugere-se que a camada de argila deve possuir uma condutividade hidráulica inferior a 1×10^{-9} m/s (EPA, 1992; ASTM, 1991). Para os sistemas de cobertura, existem distinções na condutividade hidráulica máxima requerida em função do tipo de resíduo.

No caso da formação de percolado com características altamente ácidas, faz-se necessário um estudo prévio do comportamento hidráulico e compressivo da camada de impermeabilização. O contaminante pode alterar as características físico-químicas da camada, alterando a condutividade hidráulica desta, fato este que pode comprometer a eficácia da impermeabilização. Para que a condutividade hidráulica seja baixa, utilizam-se solos altamente plásticos, que possuem características de contração e expansão com mudanças de umidade. A presença de ácido sulfúrico no percolado pode vir a alterar estas características, resultando em camadas de confinamento sem eficiência (Daniel & Koerner, 1995; Benson et al, 1999).

Até então não se tem conhecimento de estudos quanto à variação da compressibilidade de camadas de confinamento compactadas mediante contato direto com agentes agressivos quimicamente, de baixo pH. Assim sendo, esta pesquisa apresenta um relato inédito e de destacada importância sobre o assunto. Espera-se contribuir no aperfeiçoamento das técnicas de projeto e execução de camadas de confinamento em contato direto com percolados agressivos através da investigação da variação da compressibilidade destas camadas de solo compactado, atacadas quimicamente por águas ácidas, a médios e altos níveis de tensão. Da mesma forma, serão investigadas possíveis alterações dos Limites de Atterberg das amostras ensaiadas, após o término dos ensaios de compressibilidade.

2 – PROGRAMA EXPERIMENTAL, MATERIAIS, MÉTODOS E EQUIPAMENTO UTILIZADO NO ENSAIO DE COMPRESSÃO EDOMÉTRICA

2.1 – Programa Experimental

O programa experimental, realizado com o objetivo de caracterizar e simular o comportamento de uma camada de confinamento exposta à contaminação por ácido sulfúrico, contemplou ensaios de compressão unidimensional em amostras de solo compactado, percoladas com água contaminada com ácido sulfúrico em concentrações da ordem de 0, 2, 6 e 10%, sob gradientes hidráulicos de 10 e 20 e carregadas até 4000 kPa. Ensaios de Limites de Atterberg foram realizados para as mesmas amostras ensaiadas, após o término do ensaio de carregamento.

2.2 – Materiais

2.2.1 – Solo

O solo utilizado como base dos experimentos é um solo residual de arenito, da formação Botucatu (SRAB), proveniente da região metropolitana de Porto Alegre, no sul do Brasil. Muitas pesquisas utilizando este solo foram realizadas nos últimos anos neste programa de pós-graduação (Núñez, 1991; Thomé, 1999; Heineck, 2002; Knop, 2003; Caberlon, 2004), contribuindo para a caracterização do mesmo.

O solo possui Limite de Liquidez (LL) de 23,5%, Limite de Plasticidade (LP) de (13%) e densidade real dos grãos (G_s) de 2,65. A curva granulométrica do material é apresentada na Figura 2. Curvas de compactação do material na energia Proctor normal são apresentadas na Figura 3. Os parâmetros utilizados para a confecção dos corpos de prova foram obtidos da curva realizada por Caberlon (2004), onde se verifica uma umidade ótima ($w_{ót}$) de 14,2% e o peso específico seco (γ_d) de 17,6 kN/m³.

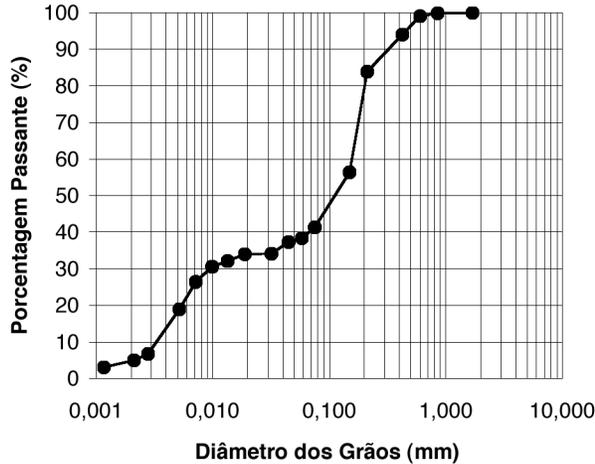


Fig. 2 – Curva granulométrica do solo residual de arenito Botucatu

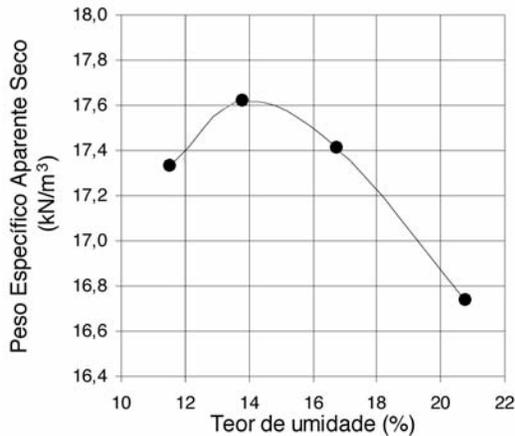


Fig. 3 – Curva de compactação do solo residual de arenito Botucatu

Verifica-se que o material é composto por 5% de argila (< 0,002mm), 36,4% de silte (0,002 a 0,075mm) e 58,6% de areia, sendo que desta porcentagem 52,6% é de areia fina (0,074 a 0,42mm) e somente 6,0% é de areia média (0,042-2,0mm). Assim sendo, o solo pode ser geotecnicamente classificado como sendo uma areia silto-argilosa, e como SM (areia siltosa), segundo a classificação unificada (ASTM D 2487, 1993).

Este solo tem condutividade hidráulica da ordem de 10⁻⁸m/s, e tem sido utilizado em sistemas de contenção onde o órgão ambiental aceita valores de condutividade hidráulica superior a 10⁻⁹ m/s, muitas vezes por se tratar do único material disponível na região. Ainda, pode ser empregado com adição de argilas expansivas no intuito de diminuir a condutividade hidráulica em também em ca-

madras de confinamento de cobertura. Por este motivo, enfatiza-se a necessidade de estudar as condições do solo posteriormente à exposição do mesmo por percolados ácidos.

2.2.2 – Ácido Sulfúrico

O ácido sulfúrico foi empregado por ser o resultado da reação dos rejeitos de pirita com o oxigênio e a água das chuvas. Utilizou-se o H_2SO_4 industrial 95-98% para as simulações em laboratório, em concentrações da ordem de 0, 2, 6 e 10%. Tais concentrações foram utilizadas por serem representativas das condições encontradas nos rejeitos de pirita e por englobarem uma variação que simula desde percolados fracos até os mais fortes encontrados na natureza, com pH no intervalo de 0,5 a 1.

O ácido sulfúrico caracteriza-se por ser um líquido denso, oleoso, incolor, inodoro, altamente corrosivo, apresentando perigo extremo em caso de contato. Além disto, o ácido é não inflamável, sendo miscível em todas proporções com H_2O , com grande desprendimento de calor.

2.2.3 – Água

Foi empregada água destilada na diluição das soluções concentradas de ácido sulfúrico, nas concentrações determinadas pelo programa experimental.

2.3 – Métodos

2.3.1 – Ensaio de Compressão Edométrica

As amostras utilizadas nos ensaios de compressão edométrica foram confeccionadas a partir de parâmetros determinados em ensaio de compactação (peso específico aparente seco máximo e umidade ótima) com energia Proctor Normal, apresentado na Figura 3. A moldagem das amostras deu-se através de compactação estática em 3 camadas, diretamente dentro do cilindro onde os corpos de prova eram ensaiados, resultando em amostras de 7cm de diâmetro por 10cm de altura. O procedimento de ensaio era iniciado com a fase de percolação com água, que durava aproximadamente 4 dias. Esta fase foi realizada com o objetivo de saturar a amostra com água, antes de percolar o fluido ácido e era considerada encerrada quando a condutividade elétrica do percolado atingia a mesma condutividade elétrica da água e quando a velocidade de fluxo tornava-se constante. O monitoramento da condutividade elétrica do percolado foi realizado para verificar o momento em que os íons livres presentes no solo deixavam de influenciar na condutividade elétrica do líquido percolado, ou seja, quando a condutividade elétrica do percolado ficava igual a zero. Este monitoramento era realizado para evitar resultados errôneos de condutividade elétrica do percolado quando da introdução de ácido nas amostras.

Na segunda fase do ensaio o líquido percolante era modificado, de água destilada para soluções ácidas, em concentrações de ácido sulfúrico pré-estipuladas no programa experimental. O percolado era monitorado a pequenos intervalos de tempo, através da condutividade elétrica, pH e massa percolada. A fase com percolação de solução ácida tinha duração conforme a concentração de ácido e durava, em média, 5 dias.

Os gradientes hidráulicos foram impostos às amostras através de dois reservatórios de nível constante, com diferenças de altura entre a amostra e o nível dentro do reservatório adequadas para a aplicação de gradientes iguais a 10 e 20, e foram escolhidos como objetivo de simular camadas de confinamento expostas a condições extremas de gradientes hidráulicos.

A terceira fase do ensaio, após o equilíbrio entre as concentrações de entrada e saída do corpo de prova, foi realizada com objetivo de analisar o comportamento compressivo do material após percolado com a solução ácida. Nesta fase era realizado carregamento das amostras, mantendo-se a percolação. Os estágios de carregamento dos corpos de prova iniciavam com 50kPa, 100, 200, 400, 625, 850, 1072, 1350, 1765, 2176, 2592, 3007, 3905 e por fim, 4130kPa, com o objetivo de analisar o comportamento do material a baixos e altos níveis de carregamento. Estes incrementos foram aplicados em função dos pesos disponíveis para o equipamento no laboratório. O descarregamento também foi investigado com o intuito de estabelecer se a porção elástica observada era afetada pela percolação por ácido. Como resultado do ensaio, obteve-se o comportamento carga versus recalque das amostras percoladas sob diferentes gradientes hidráulicos.

2.3.2 – Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg foram determinados com base nas normas NBR 6459 (ABNT, 1984-a) – Determinação do limite de liquidez e NBR 7180 (ABNT, 1984-b) – Determinação do limite de plasticidade, visando detectar possíveis alterações nos mesmos devido à percolação das águas ácidas, nas diferentes concentrações e gradientes.

2.4 – Equipamento utilizado no ensaio de compressão Edométrica

Foi desenvolvida nesta pesquisa uma câmara edométrica de formato cilíndrico, mostrada na Figura 4, que permite a aplicação de cargas verticais a um corpo de prova submetido ao fluxo de águas ácidas, em concentrações e gradientes pré-estabelecidos no programa experimental. Esta câmara tem medidas internas de 7cm de diâmetro e 10cm de altura e foi construído em aço inox. Este cilindro é provido de um top cap e uma base, que fornecem sustentação ao conjunto. No top cap, há uma entrada que permite a entrada do líquido percolante, bem como a entrada de um pistão, que transmitirá as cargas ao corpo de prova. Este conjunto foi adaptado em uma prensa de adensamento convencional, formando o chamado ensaio edométrico modificado.

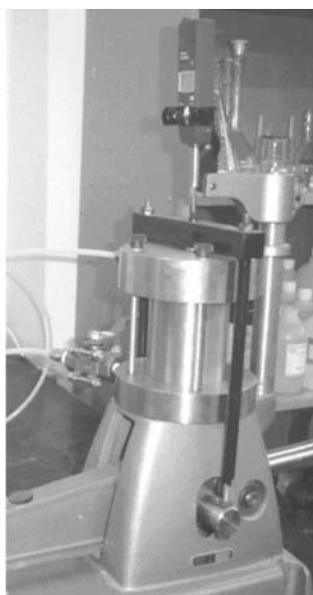


Fig. 4 – Detalhe da célula de compressão edométrica

3 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 – Comportamento Compressivo das Camadas de Confinamento Estudadas

Nas Figuras 5 a 8 são apresentadas as variações da altura versus tensão vertical em corpos de prova submetidos à percolação de 0, 2, 6 e 10% de ácido sulfúrico, respectivamente, para os gradientes 10 e 20. Nas Figuras 9 e 10 apresenta-se um comparativo da tensão versus altura do corpo de prova para todos os ensaios, com ambos os gradientes utilizados. É possível visualizar que há uma pequena distinção das curvas carga-recalque para o solo submetido às mesmas concentrações de contaminante, porém a gradientes diferentes. Considera-se que um maior gradiente pode ter estimulado a migração de finos para fundo da amostra, aumentando, desta forma, o índice de vazios na face superior da amostra, acarretando um recalque maior para o gradiente mais alto.

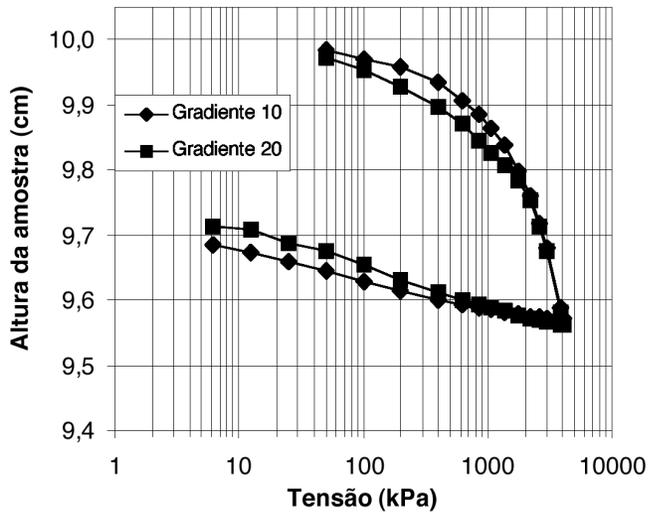


Fig. 5 – Altura do corpo de prova versus tensão, para 0% de ácido sulfúrico no percolado.

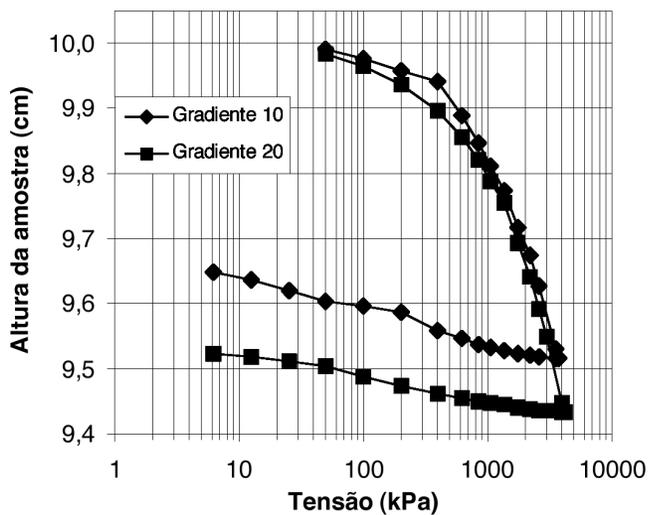


Fig. 6 – Altura do corpo de prova versus tensão, para 2% de ácido sulfúrico no percolado.

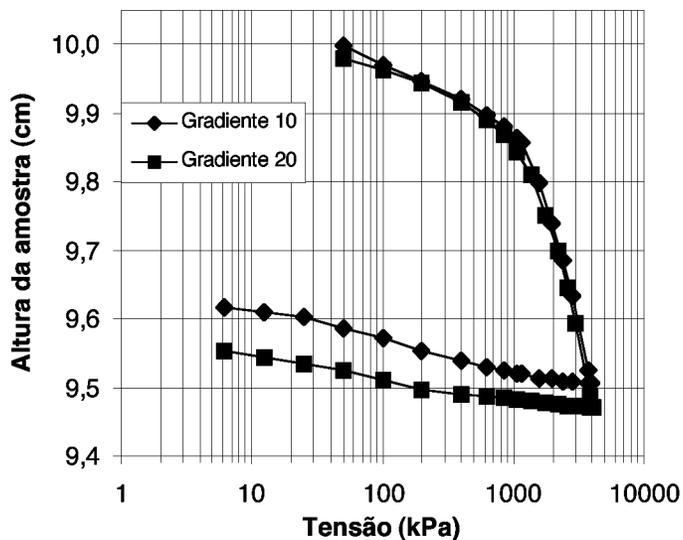


Fig. 7 – Altura do corpo de prova versus tensão, para 6% de ácido sulfúrico no percolado.

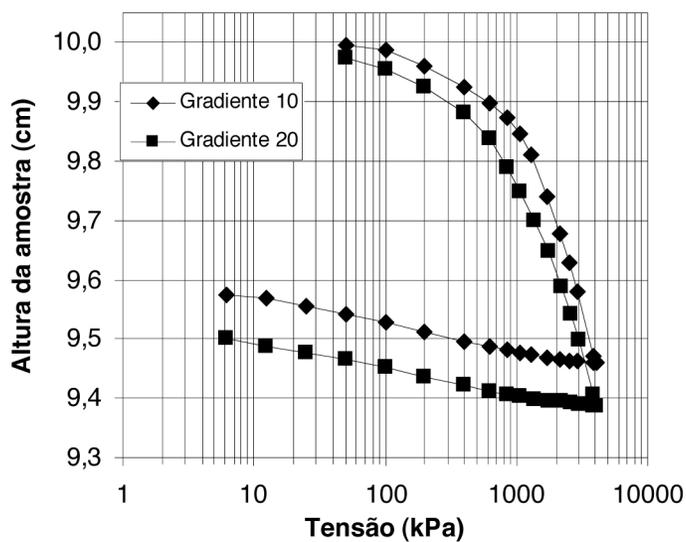


Fig. 8 – Altura do corpo de prova versus tensão, para 10% de ácido sulfúrico no percolado.

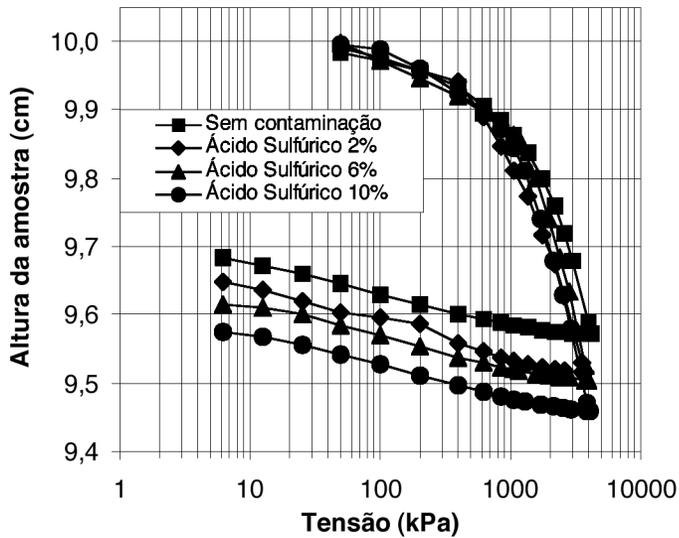


Fig. 9 – Altura do corpo de prova versus tensão, para gradiente = 10.

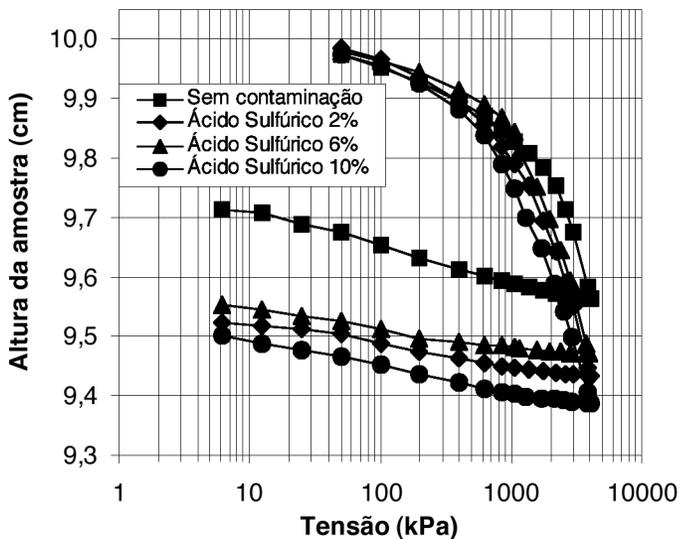


Fig. 10 – Altura do corpo de prova versus tensão, para gradiente = 20.

Observa-se que o comportamento do solo é diretamente afetado pela concentração de ácido sulfúrico no percolado, onde para maiores concentrações do ácido ocorrem maiores níveis de recalques do corpo de prova no carregamento. Tomando um mesmo nível de tensões, como por exemplo, a tensão máxima aplicada aos corpos de prova (na ordem de 4MPa) sob gradiente hidráulico 10 e comparando-se os recalques obtidos com a percolação de água com os recalques do solo percolado com ácido, percebeu-se um aumento de 13% nos recalques da amostra quando percolada com uma solução com 2% de ácido sulfúrico (de 4,28mm para 4,84mm); 15,6% de aumento nos recalques quando percolada com 6% de ácido (de 4,28mm para 4,95mm) e aumento de 26,2% nos

recalques quando percolada com 10% de ácido (de 4,28mm para 5,4mm). Comportamento semelhante pode ser observado para o solo sob gradiente hidráulico 20, porém em maior escala: os recalques do solo percolado com água comparados com os recalques do solo percolado com ácido mostram um aumento de 30% quando percolado com uma solução com 2% de ácido sulfúrico (de 4,37mm para 5,68mm); 21% de aumento nos recalques quando percolado com 6% de ácido (de 4,37mm para 5,29mm) e aumento de 40% nos recalques quando percolado com 10% de ácido (de 4,37mm para 6,12mm).

Na Tabela 1 estão mostrados os parâmetros de compressibilidade do solo percolado com 0, 2, 6 e 10% de ácido sulfúrico, sob gradientes 10 e 20. Observa-se que o índice de compressão (C_c) e o índice de recompressão (C_r) praticamente não são afetados pela presença do ácido no percolado, nem pelo gradiente hidráulico imposto à amostra. O índice que é efetivamente influenciado pela presença do ácido é a tensão de pré adensamento (σ_{vm}), que diminuiu com o acréscimo da concentração de ácido no percolado, fazendo com que as retas virgens de compressão não fiquem sobrepostas. Neste caso, quanto maior a concentração de ácido no percolado, mais rapidamente a reta virgem de compressão é alcançada, principalmente para o gradiente 20. Com relação ao descarregamento, a presença de ácido também não influenciou nos índices de descompressão (C_d) encontrados.

Tabela 1 – Parâmetros de compressibilidade do solo percolado com 0, 2, 6 e 10% de ácido sulfúrico.

GRADIENTE HIDRÁULICO	% ÁCIDO NA SOLUÇÃO	C_c (índice de compressão)	C_r (índice de recompressão)	C_d (índice de descompressão)	σ_{vm} (kPa) (Tensão de pré adensamento)
10	0%	0,1104	0,0070	0,0071	1220 kPa
	2%	0,0848	0,0085	0,0077	1050 kPa
	6%	0,1110	0,0145	0,0073	1130 kPa
	10%	0,1132	0,0171	0,0065	1035 kPa
20	0%	0,1096	0,0152	0,0083	1800 kPa
	2%	0,1089	0,0143	0,0054	1620 kPa
	6%	0,1243	0,0119	0,0042	1000 kPa
	10%	0,1045	0,0115	0,0050	1020 kPa

Portanto, baseando-se nos parâmetros de compressibilidade encontrados, pode-se dizer que quanto maior a concentração de ácido, menor a tensão de pré-adensamento do solo, ou seja, mais rapidamente o solo irá alcançar o estado normalmente adensado, estando suscetível a maiores níveis de deformações.

Desta forma, torna-se evidente a influência da presença do ácido no comportamento compressivo do solo, tanto da sua concentração quanto do gradiente com que este percola pelo liner, atribuindo este comportamento a uma mudança na estrutura da amostra devido à presença do ácido sulfúrico.

3.2 – Limites de Atterberg

Os ensaios de Limites de Atterberg realizados em amostras ensaiadas à compressão mostraram uma discreta variação dos resultados para distintas concentrações de ácido presentes no percolado.

Conforme citado em 2.2.1, o LP do solo residual de arenito Botucatu é 13% e o LL 23,5%. Foram percolados soluções de ácido sulfúrico em meio aquoso em concentrações de 0, 2, 6 e 10%,

e investigadas as variações destes Limites. Os resultados obtidos estão apresentados de forma simplificada na Tabela 2, e apresentados graficamente na Figura 11. É possível visualizar uma variação muito pequena nos LL devido à percolação de solução ácida. A variação máxima obtida para LL foi para 6% de percolação de solução ácida, onde houve uma queda de 24%, de 23,5% para 17,9%.

Tabela 2 – Variação dos Limites de Atterberg.

% de ácido sulfúrico na solução	LL (%)	LP (%)	IP (%)
-	23,5	13	10,5
2%	19,8	10,7	9,2
6%	17,9	10,0	7,9
10%	19	11,2	7,8

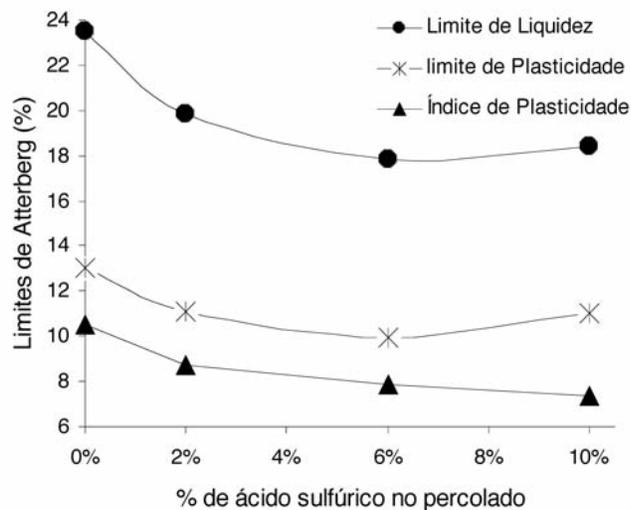


Fig. 11 – Variação dos Limites de Atterberg com a concentração de ácido no percolato.

Observando-se a Tabela 2 e a Figura 11, verifica-se que o LP do solo, da mesma forma que o LL, foi afetado pela percolação do agente químico. O caso em que houve maior variação deste foi quando percolato por uma solução de 6% de ácido, apontando uma queda de aproximadamente 23,5%.

A pequena variabilidade dos resultados sugere que a diminuição dos Limites de Atterberg devido à presença de ácido observada pode estar dentro do limite das incertezas. Entretanto, considera-se que a presença de ácido efetivamente influencia os Limites de Atterberg porque foi observada também uma aparente perda de trabalhabilidade do material conforme aumentava a quantidade de ácido na solução percolante.

4 – CONCLUSÕES

Baseando-se nos ensaios realizados no programa experimental, foi observado para todas as concentrações de ácido no percolato que os recalques foram maiores quando a solução ácida per-

colou com o gradiente mais alto. O aumento no gradiente hidráulico poderia ter estimulado a migração de finos ao fundo da amostra, aumentando o índice de vazios na face superior da mesma, acarretando um recalque maior.

Verificou-se uma variação entre os recalques de corpos de prova submetidos a diferentes concentrações de ácido, percolados sob um mesmo gradiente. Foi observado que uma maior concentração de ácido no percolado faz com que maiores recalques finais sejam observados, com maior distinção entre ambos, principalmente a altas tensões. Havendo uma mudança do comportamento compressível do solo para diferentes concentrações de ácido percolado, presume-se que houve mudanças na estrutura do solo devido à percolação ácida.

A variação dos limites de liquidez e plasticidade foi apenas discreta, podendo estar dentro da variabilidade natural do ensaio. Entretanto, considera-se que a presença de ácido realmente afetou os Limites de Atterberg em função de ter sido observada uma aparente perda de trabalhabilidade do material quando em presença de ácido.

Esta pesquisa, que se encontra em sua fase inicial, demonstra ser de grande importância no projeto e previsão de comportamento de camadas de confinamento submetidos ao contato direto com águas ácidas. O projetista deve considerar os recalques que o liner irá sofrer devido ao contato com o resíduo ácido, e não somente devido à carga de resíduo que este será submetido.

Espera-se contribuir no aperfeiçoamento das técnicas atualmente utilizadas em projeto e execução de camadas de confinamento em contato direto com percolados agressivos quimicamente, através da investigação da variação da compressibilidade unidimensional de camadas de confinamento formadas de solo compactado, atacadas quimicamente por águas ácidas, a médios a altos níveis de tensões.

5 – AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao CNPq (Projetos Produtividade em Pesquisa 300832/2004-4 e Edital Universal 471396/2003-6 e 472643/2004-5), ao Projeto PRONEX-FAPERGS (0408410) e a Capes (Projeto ProDoc) pelo apoio financeiro ao grupo de pesquisa.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Norma Técnicas. Solo – Determinação do limite de liquidez: NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984-a, 6p.

Associação Brasileira de Norma Técnicas. Solo – Determinação do limite de plasticidade: NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984-b, 4p.

ASTM D 1973 (1991) Standard Guide for Design of a Liner System for Containment of Wastes. Annual Book of ASTM Standards 1998, Philadelphia.

ASTM D 2487 (1993). Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: D 2487. Annual Book of ASTM Standards 1998, Philadelphia.

Benson, C. H., Daniel, D. E. & Boutwell, G. P., 1999, Field Performance of Compacted Clay Liners, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, N° 5, pp. 390-403.

- Caberlon, R. C. (2004). Condutividade hidráulica de um solo contaminado encapsulado. Dissertação de Mestrado PPGEC/UFRGS. Porto Alegre, Brasil. 95p.
- Daniel, D. E.; Koerner, R. M. (1995). Waste Containment Facilities: Guidance for construction, quality assurance and quality control of liner and cover systems. New York: ASCE, 354p.
- EPA - U. S. Environmental Protection Agency. (1992). Code of Federal Regulations, Title 40, Chapter I, Part 264.221 – Design and operation requirements. 57 FR 3487, 29/01. Internet. Disponível em: <http://www.access.gpo.gov/ecfr>. Acesso em 10/1/2005.
- Farias, C. E. G. (2002). Mineração e meio ambiente no Brasil. Relatório da CGEE PNUD - contrato 2002/001604. Outubro. Internet, www.cgee.org.br/arquivos/estudo011_02.pdf, Acesso em 17/11/2004.
- Heineck, K. S. (2002). Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis. Tese de doutorado - CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, 251p.
- Knop, A. (2003). Encapsulamento de solos contaminados por hidrocarbonetos. Dissertação de mestrado – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil.
- Núñez, W. P. (1991). Estabilização física e química de um solo residual do arenito Botucatu, visando seu uso em pavimentos. Dissertação de mestrado - CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil. 150p.
- Thomé, A. (1999). Comportamento das fundações rasas apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais. Tese de doutorado. CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil, 238p.

AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA DE REJEITOS DE MINERAÇÃO

Evaluation of static liquefaction potential of mining tailings

Eleonardo Lucas Pereira*

Romero César Gomes**

Luís Fernando Martins Ribeiro***

RESUMO – O fenômeno da liquefação está diretamente relacionado à perda repentina da resistência dos materiais granulares, fofos e saturados, induzida por uma redução significativa das tensões efetivas e, em consequência, por um desenvolvimento de elevadas poropressões. O mecanismo, em muitos casos, é causado pelos efeitos de vibrações, associadas os eventos sísmicos ou detonações. Por outro lado, em regiões assísmicas, caso do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais (Brasil), o fenômeno pode ocorrer mesmo sob carregamentos estáticos. Para a investigação da susceptibilidade à liquefação dos rejeitos granulares de minério de ferro, foram coletadas amostras em seis diferentes sistemas de contenção da região do Quadrilátero Ferrífero e realizado um amplo programa experimental. Os estudos consistiram de séries de ensaios triaxiais não-drenados, em amostras adensadas isotropicamente. Os resultados obtidos são apresentados neste trabalho, constatando-se a possibilidade de ocorrência do fenômeno em rejeitos de minério de ferro e demonstrando a consistência das metodologias de avaliação adotadas.

SYNOPSIS – The liquefaction process is strictly related to the abrupt loss of shear strength of loose, saturated and coarse grains. It is induced by a significant decrease in the effective stress and the consequent increase in pore pressure, which, in turn, can be related to vibration, seismic events and the use of explosives. Liquefaction may also be present in non seismic regions, as the case of the Quadrilátero Ferrífero, in the state of Minas Gerais, Brazil, due to static loading. In this work iron ore tailings were investigated for their susceptibility to liquefaction. For that, tailings samples were collected in six different tailings containment systems of the Quadrilátero Ferrífero, followed by an extensive laboratory program. Many series of triaxial tests under undrained conditions were performed in isotropically consolidated samples. The results of these tests are presented in this work, showing that the occurrence of liquefaction is a possibility for iron ore tailings, corroborating also the methods used for evaluating this phenomenon.

PALAVRAS CHAVE – Liquefação, ensaios de laboratório, rejeitos de mineração.

1 – INTRODUÇÃO

A região do Quadrilátero Ferrífero, localizada no estado de Minas Gerais, Brasil, com área aproximadamente de 7.000 km², é caracterizada por possuir imensas reservas de minério de ferro, ouro, manganês e outros minerais, cuja exploração sistemática e intensa resulta em volumes consideráveis de resíduos. Deste acervo mineral de grandes proporções, participam grandes conglomerados industriais (Samarco, CVRD, MBR, etc.) e um sem número de minerações de pequeno e médio porte.

* Mestre em Geotecnia, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil

** Professor Doutor, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Brasil

*** Professor Doutor, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasil

A partir da década de 70 foram feitos grandes investimentos tecnológicos nesta região, visando aumentar a capacidade operacional nos processos de concentração e beneficiamento dos minérios itabiríticos. Com os elevados investimentos tecnológicos aplicados na região, ocorreram aumentos substanciais dos volumes de resíduos gerados. Os resíduos remanescentes, denominados rejeitos de mineração, apresentam características e comportamentos geotécnicos que dependem diretamente do tipo de minério bruto, bem como dos processos que envolvem o beneficiamento industrial.

A disposição dos rejeitos oriundos do processo produtivo exige um planejamento racional e criterioso, a partir do plano de lavra e das premissas de recuperação do minério, em virtude dos grandes volumes envolvidos. Em geral, os rejeitos são dispostos por via úmida através de barramentos construídos com ou sem a utilização dos próprios rejeitos (barragens de contenção) ou por via seca mediante as chamadas pilhas de rejeitos que, ao contrário das barragens, não têm o objetivo de reter líquidos conjuntamente com a matéria sólida descartada.

Em alguns casos, podem ser usados dispositivos especiais, como os hidrociclones, por exemplo, para separação das frações grossa e fina em rejeitos. Em outras situações, o processo de segregação natural das partículas do rejeito pode tornar-se um fenômeno bastante complexo em face das diferentes densidades dos minerais presentes (evento típico em minerações de ferro, devido a interação de diferentes granulometrias e densidades de grãos de sílica e óxidos de ferro).

A construção de uma barragem de rejeito, geralmente, é feita pela própria mineradora e o alteamento ocorre de acordo com a necessidade de armazenamento do rejeito. Este processo apresenta vantagens econômicas em relação às barragens convencionais compactadas, que são usualmente finalizadas num curto período de tempo antes do enchimento. Entretanto, o controle construtivo destas barragens de rejeito é geralmente limitado e podem ocorrer rupturas associadas à má aplicação das práticas construtivas (Gomes et al., 2001).

Adicionalmente, as barragens de rejeito, em sua maioria, são projetadas com a técnica de aterros hidráulicos pelo método de alteamento para montante. Esta metodologia, no entanto, pode apresentar grandes problemas relacionados aos aspectos construtivos e de segurança, pois existem poucas especificações técnicas relacionadas a este tipo de estrutura.

Além de apresentar possibilidade de saturação, os rejeitos granulares dispostos através de aterros hidráulicos podem também apresentar, devido à forma de lançamento, densidades relativamente baixas, favorecendo, desta forma, a ocorrência de fenômenos associados à liquefação. Estes podem ser deflagrados por carregamentos estáticos, associados, por exemplo, a uma elevação súbita do lençol freático ou a um movimento localizado de massa, sem conotações dinâmicas, em uma área francamente assísmica como é o caso da região do Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais.

Com isso, tornam-se extremamente importantes análises e abordagens específicas sobre o comportamento geotécnico de rejeitos de minério ferro à liquefação, sob carregamentos estáticos, que podem ser implementadas através de ensaios de campo e/ou laboratório. O presente estudo aborda o mecanismo a partir de técnicas experimentais de laboratório.

2 – O FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO

Muito recentemente, o fenômeno da liquefação em solos tem sido muito incrementado em função de diversos registros de rupturas de encostas, diques e depósitos de materiais granulares induzidos pelo mesmo. A maioria das pesquisas, entretanto, tem sido direcionada à ocorrência do fenômeno sob condições dinâmicas, principalmente em países com registros constantes de eventos

sísmicos. Avaliações direcionadas para as tensões estáticas, como condicionantes do mecanismo de ruptura, têm sido raramente realizadas (Fourie et al., 2001).

A liquefação pode ser basicamente entendida como sendo uma ação de levar qualquer substância de seu estado natural ao estado fluido e, no caso dos solos, do estado sólido para o estado liquefeito. Para tal, impõe-se um dado acréscimo da poropressão em concomitância com a redução das tensões efetivas. Esta transformação decorre da brusca aplicação de uma determinada carga, que pode ter origem estática ou dinâmica.

Castro (1969), em estudo sobre a liquefação das areias saturadas, definiu a liquefação como sendo o fenômeno pelo qual a areia experimentou uma redução significativa da sua resistência ao cisalhamento, em condições não-drenadas, resultando em uma condição de fluxo da massa de solo até que as tensões cisalhantes em ação fossem compensadas pela própria resistência ao cisalhamento do solo.

O fenômeno está potencialmente associado a solos que apresentam tendência à contração (redução de volume) durante o cisalhamento. Os solos dilatantes, ou seja, aqueles que experimentam acréscimos de volume durante a ação cisalhante, não apresentam susceptibilidade à liquefação. A impossibilidade do mecanismo nestes solos está conectada à justificativa de que a resistência ao cisalhamento não-drenada é maior do que a resistência drenada (Poulos et al., 1985). Todavia, alguns autores associam o fenômeno também aos solos dilatantes.

Casagrande formalizou uma distinção clara entre dois fenômenos associados à liquefação: a chamada *liquefação cíclica*, relacionada ao comportamento de materiais granulares dilatantes durante solicitações cíclicas e a chamada *liquefação efetiva* (verdadeira), relacionada a uma redução substancial da resistência ao cisalhamento de materiais granulares, fofos e saturados. A redução da resistência ao cisalhamento pode ser induzida pelo desenvolvimento de poropressões elevadas, oriundas de grandes incrementos monotônicos (carregamentos estáticos) ou por eventos dinâmicos.

Uma outra classificação, mais comumente utilizada, é baseada nos agentes causadores do fenômeno: a liquefação dinâmica, causada por terremotos e vibrações e a liquefação estática. A liquefação estática pode estar associada a eventos tais como:

- elevação do nível d'água em depósitos de materiais granulares;
- carregamentos rápidos;
- movimentos de massa na área de influência dos depósitos de materiais granulares;
- excessos de precipitação pluviométrica.

Em países com índices sísmicos elevados, a ruptura sob condições estáticas não se dá, muitas vezes, devido às medidas involuntárias adotadas em projetos que visam o combate essencialmente voltado aos carregamentos sísmicos. Em zonas assísmicas, entretanto, o fenômeno tem sido responsável por rupturas de diques, barragens e aterros hidráulicos associados à deposição de rejeitos de mineração, pois nestas estruturas, em muitos casos, inexistem sistemas de controle das variáveis de deposição. A proposta da avaliação da susceptibilidade à liquefação de rejeitos de minério de ferro realizada no presente estudo está condicionada ao fenômeno da liquefação estática, uma vez que o Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais está localizado numa região francamente assísmica (Tibana et al., 1998; Gomes et al., 2002; Pereira, 2005).

3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para a realização dos estudos, foram coletadas amostras deformadas de rejeitos de minério de ferro, considerando diferentes aspectos em termos da natureza do minério bruto, granulometria, processos de beneficiamento industrial e características químicas e mineralógicas.

As amostras, provenientes de seis diferentes sistemas de contenção de rejeitos, localizados em diferentes pontos do Quadrilátero Ferrífero do estado de Minas Gerais, foram coletadas comumente em dois pontos de referência ao longo do depósito (a cerca de 1 m e a 20 m de distância do ponto de lançamento). Para a identificação das amostras, adotou-se um código baseado na designação do nome da estrutura de contenção e da distância de coleta em relação ao ponto de lançamento. Desta maneira, as três letras iniciais da identificação correspondem ao nome da barragem ou pilha de rejeitos investigada e os algarismos subsequentes caracterizam o ponto de coleta, em termos de distância do ponto de descarte ao longo da praia. Algumas amostras, submetidas aos ensaios de separação gravimétrica em mesa oscilatória para redução do teor de *Fe* presente, foram identificadas mediante a inclusão da letra R (de teor de *Fe reduzido*) à extensão.

3.1 – Caracterização geotécnica dos rejeitos

Como etapa preliminar das análises experimentais, os rejeitos foram caracterizados de acordo com as normas técnicas padronizadas no Brasil, compreendendo ensaios para a determinação da massa específica dos grãos, análise granulométrica e determinação dos índices de vazios máximo e mínimo, todos realizados no Laboratório de Geotecnia da UFOP.

Os resultados dos ensaios para a determinação da massa específica dos grãos (ρ_s) e determinação dos índices de vazios limites das doze amostras estudadas são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Massa específica dos grãos e índices de vazios limites dos rejeitos analisados.

Sistema de contenção	Amostra	ρ_s (g/cm ³)	e_{\min}	e_{\max}
Pilha de rejeitos da Cava do Germano (Samarco)	GER01-FE	3,395	0,624	1,327
	GER20-FE	3,266	0,621	1,255
Barragem de rejeitos de Itabiruçu (CVRD)	ITA01-FE	3,337	0,670	1,392
	ITA20-FE	3,411	0,669	1,365
Barragem de rejeitos de Forquilha III (CVRD)	FIII01-FE	3,945	0,642	1,766
	FIII20-FE	3,806	0,570	1,588
Barragem de rejeitos de Forquilha II (CVRD)	FII-FE	4,796	0,735	1,625
	FII-FER	3,630	0,618	1,160
Barragem de rejeitos de Campo Grande (CVRD)	CGR-FE	4,152	0,739	1,245
Barragem de rejeitos de Córrego do Doutor (CVRD)	DOU01-FE	3,366	0,604	1,368
	DOU20-FE	3,397	0,612	1,245
	DOU01-FER	2,923	0,505	0,991

As doze amostras de rejeitos foram submetidas ao ensaio de granulometria conjunta (peneiramento + sedimentação). A etapa de peneiramento restringiu-se à fração fina, pois todas as partículas das amostras ensaiadas passavam integralmente na peneira #10 (peneira com abertura padrão de 2

mm), com exceção da amostra FII-FE, que apresentou uma pequena parcela (0,2%) retida nessa peneira. As curvas granulométricas obtidas são apresentadas nas Figuras 1 e 2. As frações granulométricas de todas as amostras são dadas no Quadro 2.

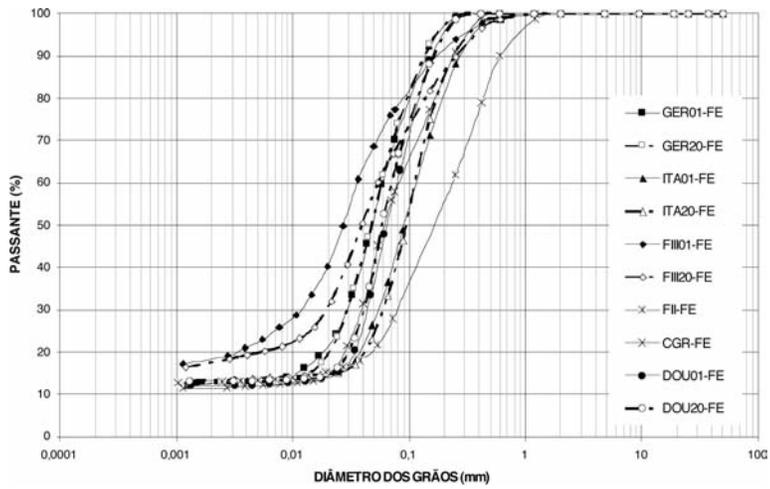


Fig. 1 – Curvas granulométrica das amostras iniciais dos rejeitos.

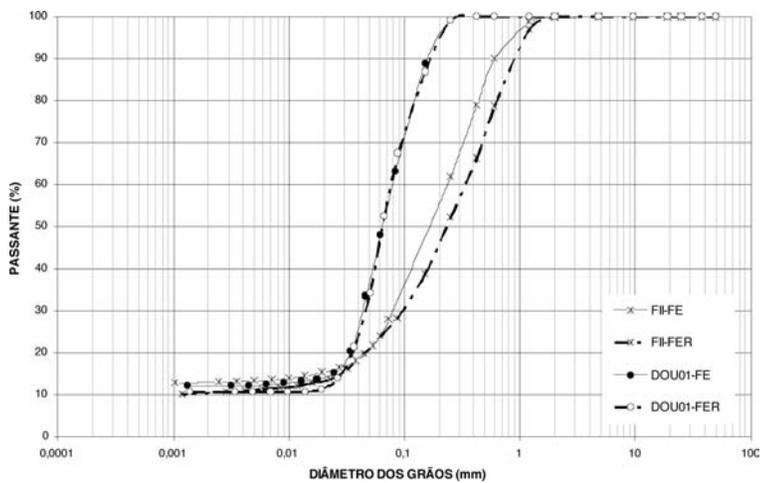


Fig. 2 – Curvas granulométrica dos rejeitos submetidos à redução do teor de ferro.

Quadro 2 – Distribuição granulométrica dos rejeitos analisados.

Amostra	Fração argila (%)	Fração silte (%)	Fração areia (%)		
			Fina (%)	Média (%)	Grossa (%)
GER01-FE	13,0	48,0		39,0	
			36,5	2,5	–
GER20-FE	13,0	49,0		38,0	
			35,5	2,5	–
ITA01-FE	13,5	20,5		66,0	
			47,0	18,0	1,0
ITA20-FE	13,5	17,0		69,5	
			54,5	14,0	1,0
FIII01-FE	18,5	55,0		26,5	
			18,5	7,5	0,5
FIII20-FE	18,0	45,0		37,0	
			23,5	12,5	1,0
FII-FE	13,0	11,0		76,0	
			32,0	34,0	10,0
FII-FER	10,5	13,0		76,5	
			22,0	33,5	21,0
CGR-FE	12,0	38,0		30,0	
			15,5	14,5	–
DOU01-FE	12,0	35,0		53,0	
			49,0	4,0	–
DOU20-FE	13,0	39,0		48,0	
			43,0	5,0	–
DOU01-FER	11,0	36,0		53,0	
			48,0	5,0	–

3.2 – Caracterização química e mineralógica dos rejeitos

Para verificação da influência das composições químicas e mineralógicas dos rejeitos de minério de ferro, e suas variações relacionadas ao teor de ferro na susceptibilidade à liquefação, foram realizadas caracterizações baseadas em análises químicas através do plasma de acoplamento indutivo (ICP) e de microscopia eletrônica de varredura (MEV). Os resultados das análises químicas estão detalhados no Quadro 3.

Quadro 3 – Composição química dos rejeitos analisados.

Amostra	Composição (%)				
	Fe	SiO ₂	Al ₂ O ₃	P	MnO ₂
GER01-FE	22,22	69,20	0,22	0,01	0,14
GER20-FE	17,60	76,65	0,22	0,01	0,02
ITA01-FE	19,18	72,10	0,60	0,01	0,14
ITA20-FE	20,95	80,90	0,66	0,02	0,13
FIII01-FE	35,17	43,17	2,26	0,07	0,69
FIII20-FE	33,72	46,46	2,03	0,06	0,59
FII-FE	53,96	18,47	1,47	0,05	0,42
FII-FER	41,91	34,32	2,02	0,08	0,47
CGR-FE	42,45	37,71	0,33	0,03	0,03
DOU01-FE	23,00	66,29	0,44	0,01	0,04
DOU20-FE	21,41	70,85	0,40	0,02	0,04
DOU01-FER	14,43	78,69	0,38	0,01	0,09

As amostras para as análises microscópicas de varredura dos rejeitos de minério de ferro foram preparadas em “stubs” (forma cilíndrica) com cerca de 15 mm de diâmetro e recobertas com evaporação de carbono, permitindo, desta forma, a realização de micro-análises. Após preparadas e evaporadas, as amostras foram levadas ao MEV, sendo realizadas micro-análises e análises morfológicas de todos os rejeitos. Além da evidência clara da hematita e do quartzo em todos os rejeitos de minério de ferro analisados, algumas amostras apresentaram também uma presença marcante de goethita (Quadro 4).

Quadro 4 – Quadro resumo dos minerais identificados nos rejeitos submetidos ao MEV.

Amostra	Principais minerais identificados
GER01-FE	quartzo, hematita e goethita
GER20-FE	quartzo, hematita e goethita
ITA01-FE	quartzo e hematita
ITA20-FE	quartzo, hematita e goethita
FIII01-FE	quartzo, hematita e goethita
FIII20-FE	quartzo, hematita e goethita
FII-FE	quartzo, hematita e goethita
CGR-FE	quartzo, hematita e goethita
DOU01-FE	quartzo e hematita
DOU20-FE	quartzo, hematita e goethita

3.3 – Ensaio de compressão triaxial

As amostras que constituíram os corpos de prova foram moldadas a partir do rejeito granular seco em estufa. Posteriormente, acrescentou-se um volume d'água suficiente para a manutenção da estabilidade da amostra sobre a base do equipamento triaxial (em torno de 6 a 10% de umidade, dependendo da granulometria do rejeito). Para tanto, foi elaborado um molde bipartido com dimensões internas de 35,5 mm de diâmetro e 80 mm de altura, capaz de moldar corpos de prova de rejeitos com diferentes densidades. O procedimento de transferência das frações de rejeito para o molde bipartido foi realizado com o auxílio de uma pequena colher, que era levada até o fundo para se evitar efeitos de segregação, utilizando-se um bastão de 8 mm de diâmetro para a sua eventual compactação. A adoção deste procedimento possibilitou uma maior uniformidade da amostra, em termos estruturais e de densidade.

Todas as amostras foram moldadas com índices de vazios próximos ao e_{max} , ou seja, correspondentes aos menores valores de densidades relativas (Dr), suficientes para a estabilidade da amostra. A maioria das amostras foi moldada com valores de Dr abaixo de 20%. Entretanto, durante a fase de saturação por percolação e, principalmente, durante a aplicação da contra-pressão, as amostras sofreram ligeiras reduções de volume.

As tensões confinantes de trabalho variaram entre 50 e 200 kPa. Como se utilizou uma contra-pressão (u_p) igual a 200 kPa para todas as amostras de rejeito, a pressão de célula necessária para atingir as tensões confinantes 50, 100 e 200 foram acrescidas deste valor de u_p . A contra-pressão de 200 kPa é sugerida como um valor razoável para amostras granulares reconstituídas (Head, 1986). As velocidades adotadas variaram entre 0,04 e 0,09 mm/min, de acordo com a metodologia adotada.

Os registros das tensões, poropressões e deslocamentos durante o ensaio foram controladas através de um medidor de variação de volume eletrônico, dotado de um sistema automático de aquisição de dados.

Com base na correlação entre parâmetros obtidos das envoltórias $p'-q$ e os parâmetros de resistência c' e ϕ' (coesão e ângulo de atrito efetivos) do critério de Mohr-Coulomb, foram determinados os parâmetros de resistência correspondentes às condições mais desfavoráveis (estado mais fofo possível) dos rejeitos de minério de ferro oriundos do Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais (Quadro 5).

Quadro 5 – Parâmetros de resistência dos rejeitos de minério de ferro.

Amostra	ρ_d (g/cm ³)	GC (%)	e	n (%)	Dr (%)	Parâmetros de pico	
						c' (kPa)	ϕ' (o)
GER01-FE	1,64	78,47	1,07	51,69	36,81	2,46	35,18
ITA01-FE	1,58	79,00	1,11	52,61	39,49	0,03	25,89
FIII01-FE	1,85	77,08	1,13	53,05	56,46	6,34	28,67
FII-FE	1,86	67,39	1,57	61,09	5,79	0,89	24,49
FII-FER	1,85	82,59	1,09	52,15	12,47	0,83	34,02
CGR-FE	1,99	83,26	1,09	52,15	30,81	0,30	28,75
DOU01-FE	1,62	77,14	1,08	51,92	37,77	0,12	22,36
DOU01-FER	1,65	85,05	0,89	47,09	21,34	1,12	25,32

4 – AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO DOS REJEITOS

A susceptibilidade à liquefação dos rejeitos granulares de minério de ferro, em face do processo típico de deposição em aterro hidráulico destes resíduos, constitui premissa básica do projeto de suas estruturas de contenção e foi investigado neste trabalho por meio de ensaios triaxiais em amostras adensadas. Tais formulações, cujos princípios gerais e metodologias de análise foram tratados e discutidos previamente, são aplicadas ao conjunto dos rejeitos investigados.

4.1 – Determinação do fator de segurança contra a liquefação (F_L)

Poulos et al. (1985) estabeleceram um procedimento para avaliação do potencial de liquefação com a utilização de ensaios triaxiais não-drenados, sob deformação controlada, a partir de corpos de prova ensaiados sob variados índices de vazios. Aplicando-se diferentes tensões de confinamento, é possível a construção de diagramas p' versus q e e (índice de vazios) versus σ'_3 (tensão efetiva principal menor), obtendo uma curva de ajuste chamada linha de regime permanente, em escala logarítmica.

Os autores recomendam ainda a construção de um diagrama e versus S_{su} (resistência ao cisalhamento não-drenada de regime permanente), uma vez que o procedimento para a avaliação do potencial de liquefação proposto é dependente desta variável. A determinação do valor de S_{su} pode ser feita a partir dos resultados dos ensaios triaxiais não-drenados, de acordo com as seguintes relações:

$$S_{su} = q_s \cos \phi_s \quad (1)$$

$$\text{sen} \phi_s = \frac{q_s}{(\sigma'_{3c} - \Delta u_s) + q_s} \quad (2)$$

$$q_s = \frac{\sigma_{1s} - \sigma_{3s}}{2} \quad (3)$$

em que $(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})$ é a diferença das tensões principais de regime permanente, σ'_{3c} é a tensão principal menor no início do cisalhamento, Δu_s é a poropressão gerada no regime permanente e ϕ_s é o ângulo de atrito de regime permanente.

No entanto, como o objeto da avaliação aplicada aos rejeitos é a condição de índice de vazios máximo possível, justificada pela sua técnica de disposição, a sistemática do procedimento proposto restringiu-se essencialmente às análises com amostras moldadas em uma única densidade relativa (Dr). A densidade de moldagem refere-se ao maior índice de vazios conseguido durante a moldagem, próximo ao índice de vazios máximo. Cabe ressaltar que a compacidade obtida no momento da moldagem variou para cada tipo de rejeito, em função das suas especificidades de geração.

Os autores propõem, então, estimar a susceptibilidade do material à liquefação através da determinação de um fator de segurança de liquefação (F_L), dado por:

$$F_L = \frac{S_{su}}{\tau_d} \quad (4)$$

em que τ_d é a tensão de cisalhamento necessária para a manutenção do equilíbrio estático, que pode ser obtida a partir de métodos clássicos de análise de estabilidade.

A maioria dos métodos clássicos de análise de estabilidade utiliza, além dos parâmetros de resistência dos materiais presentes, informações relativas à geometria da estrutura analisada, posição do nível freático, etc. No entanto, o procedimento foi aqui trabalhado com a consideração das propriedades e do comportamento dos rejeitos, sendo aplicadas situações hipotéticas relacionadas às variáveis geométricas das estruturas de contenção dos rejeitos.

A análise foi amparada na proposição de Ishihara *et al.* (2000). Nesta concepção, a tensão de cisalhamento é obtida por meio da análise simplificada da estabilidade de uma massa de material granular, com ruptura potencial paralela à inclinação de um talude hipotético (Figura 3), tal que τ_d é expressa da seguinte forma:

$$\tau_d = \gamma \cdot H \cdot \text{sen}\alpha \quad (5)$$

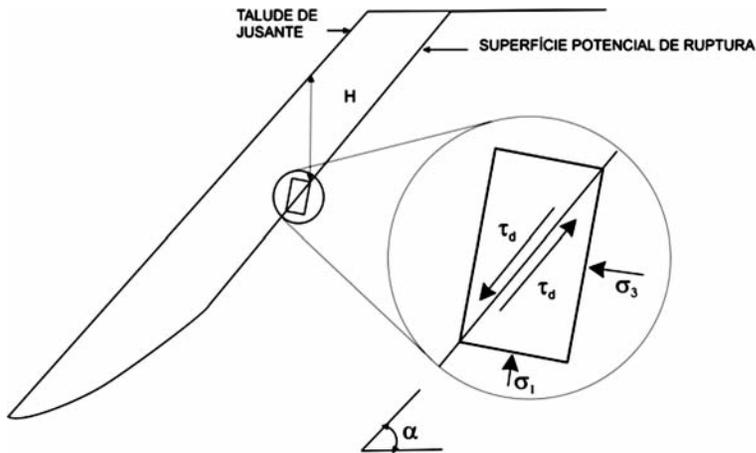


Fig. 3 – Seção hipotética de um talude com ruptura paralela à inclinação (modificado de Ishihara *et al.*, 2000).

onde τ_d é a tensão de cisalhamento, γ é o peso específico aparente do material em análise e H e α são grandezas relacionadas à geometria do talude (Figura 3).

Dessa forma, o fator de segurança contra a liquefação, segundo a proposta apresentada por Poulos *et al.* (1985) e adaptada por Ishihara *et al.* (2000), dependerá fundamentalmente da inclinação do talude e da localização (profundidade) de uma superfície plana potencial de ruptura.

Os resultados foram processados com base na adoção dos valores médios de F_L (Figuras 4 e 5). A adoção dos valores médios contempla a posição de diversos autores (por exemplo, Sladen *et al.*, 1985) de que a estabilidade de materiais granulares à liquefação, em condição de regime permanente, é função somente do índice de vazios e , assim, os efeitos de confinamento não devem ser considerados como variáveis intervenientes no fenômeno.

Estes resultados demonstram a evidência da susceptibilidade ao fenômeno em alguns rejeitos, quando analisados com base na proposta de Poulos *et al.* (1985). Dentre os materiais estudados, os

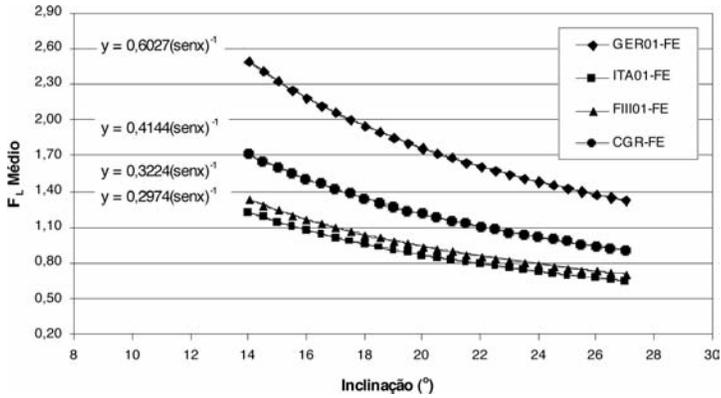


Fig. 4 – Relação entre valores médios de F_L e a inclinação para o rejeitos GER01-FE, ITA01-FE, FIII01-FE e CGR-FE.

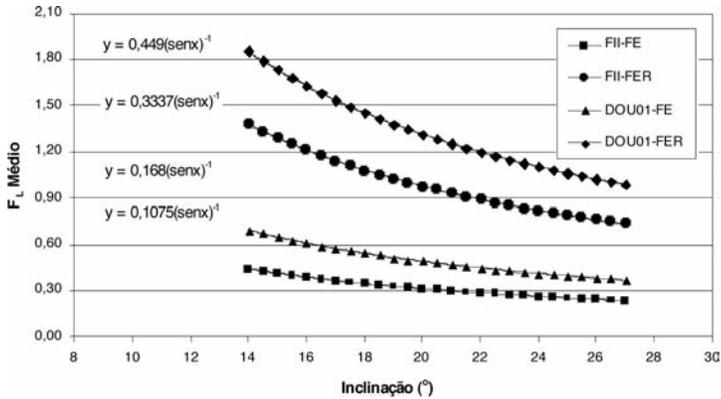


Fig. 5 – Relação entre valores médios de F_L e a inclinação para o rejeitos FII-FE, FII-FER, DOU01-FE e DOU01-FER.

rejeitos GER01-FE e CGR-FE apresentam-se bem estáveis face aos mecanismos potenciais de ruptura associados à liquefação. No caso do segundo, porém, valores de $F_L < 1$ ocorrem para taludes com $\alpha > 24^\circ$, ou seja, taludes com inclinação superior a 1V:2,2H.

Os depósitos de rejeitos FIII01-FE e ITA01-FE somente seriam estáveis para inclinações muito suaves, da ordem de 1V:2,9H e 1V:3,2H, respectivamente. Contudo, quando os seus comportamentos são analisados levando em consideração taludes mais íngremes, tipicamente aplicados neste tipo de estrutura, por exemplo, acima de 1V:2,5H, F_L tende a assumir valores de 0,87 para o rejeito FIII01-FE e de 0,80 para o rejeito ITA01-FE, evidenciando, portanto, condições críticas em termos de uma ruptura por liquefação, mesmo sob condições estáticas de carregamento.

Esta condição é ainda mais crítica no caso dos rejeitos FII-FE e DOU01-FE, que se mostram muito susceptíveis à liquefação sob carregamentos estáticos, com base nos valores de F_L . Durante o cisalhamento não-drenado desses materiais, observou-se uma geração excessiva das poropressões. Em contrapartida, ocorreram quedas abruptas das tensões efetivas, tendo o regime permanente de resistência no plano de ruptura (S_{su}) assumido valores relativamente mais baixos. Este fato evidenciou o aparecimento de números de F_L abaixo da unidade para os rejeitos FII-FE e DOU01-FE,

mesmo quando avaliados sob baixas inclinações. Esta característica foi visivelmente evidenciada em todos os níveis de carregamento.

Cabe destacar que os mesmos rejeitos, quando submetidos à redução do teor de ferro, apresentaram um ganho considerável de estabilidade quanto aos potenciais mecanismos de ruptura associados à liquefação estática, como mostrado na Figura 5. Analisando os resultados das amostras FII-FER, para uma inclinação de 1V:4H, o valor de F_L assume um valor em torno de 3 vezes maior, quando comparado à FII-FE. De uma condição de total instabilidade, o rejeito passa a se comportar com segurança à liquefação (valores de F_L maiores que 1) para baixas inclinações de taludes.

4.2 – Determinação do índice de fragilidade não-drenada (I_{Bu})

O índice de fragilidade não-drenada (“*brittleness index*”) definido por Bishop (1967) é, de acordo com o conceito, um índice de colapsibilidade que os materiais granulares apresentam quando submetidos ao cisalhamento não-drenado, sendo definido com base na seguinte expressão:

$$I_{Bu} = \frac{S_{pico} - S_{su}}{S_{pico}} \quad (6)$$

em que S_{pico} é a tensão de cisalhamento de pico e S_{su} é a resistência ao cisalhamento não-drenado de regime permanente, definido anteriormente (Equação 1).

$$S_{pico} = q_{pico} \cdot \cos \phi_{pico} \quad (7)$$

em que q_{pico} a semi-diferença das tensões principais de pico (σ_{1p} e σ_{3p}) e ϕ_{pico} , o ângulo de atrito de pico.

O valor de I_{Bu} varia entre 0 e 1. Quanto mais próximo da unidade, maior a fragilidade do material, resultando em uma característica mais elevada de ruptura por liquefação. Tal característica condiciona a classificação dos rejeitos FII-FE e DOU01-FE como possuidores do maior grau de fragilidade e, conseqüentemente, maior tendência de ruptura associada à liquefação. Durante o carregamento monotônico não-drenado, se o material comportar-se como dilatante, o índice de fragilidade é definido como sendo igual a zero. A proposta de avaliação classifica os rejeitos GER-FE e CGR-FE como os menos susceptíveis ao fenômeno, ratificando as análises anteriores.

A caracterização do potencial de liquefação de materiais granulares, a partir do parâmetro I_{Bu} , é numericamente inversa ao coeficiente de segurança F_L . Assim, torna-se possível o estabelecimento de uma correlação direta entre estes dois índices, permitindo verificar a aplicabilidade destas metodologias de análise aos rejeitos de mineração estudados. A Figura 6 apresenta essa correlação em termos dos valores médios obtidos, para três diferentes inclinações de taludes.

As curvas de tendência traçadas possuem coeficientes de regressão em torno de 0,85, valor razoável considerando a dispersão dos dados e a natureza distinta do minério de origem e dos processos de beneficiamento industrial. Em caráter preliminar, verifica-se que, para valores de I_{Bu} superiores aos limites de 0,21, 0,14 e 0,07, relativas às inclinações de 1V:4H, 1V:3H e 1V:2H, respectivamente, as estruturas de contenção dos rejeitos de minério de ferro tenderiam a ser estáveis à liquefação estática.

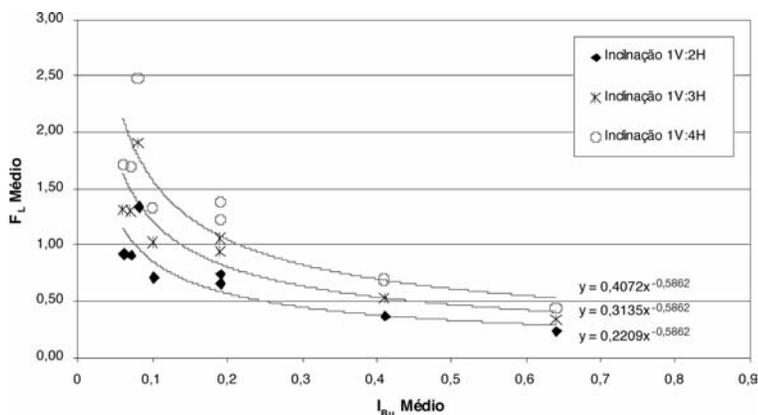


Fig. 6 – Correlação proposta entre F_L e I_{Bu} para todos os rejeitos em 3 diferentes graus de inclinação.

Além da correlação estabelecida com os valores de F_L , o índice de fragilidade não-drenada pode ser ainda comparado com outros dados que utilizam relações diretas com a condição de regime permanente. Sladen et al. (1985) plotaram I_{Bu} versus a razão $p'0/p's$, que caracteriza a relação entre a tensão efetiva média inicial e a de regime permanente, para quatro tipos de areias finas e uniformes. A estreita inter-relação entre os dois índices, relatada pelos autores, também é observada nos rejeitos de minério de ferro. A Figura 7 apresenta os índices plotados durante o presente estudo, indicando que I_{Bu} é uma função bem definida de $p'0/p's$ para o conjunto dos rejeitos ensaiados.

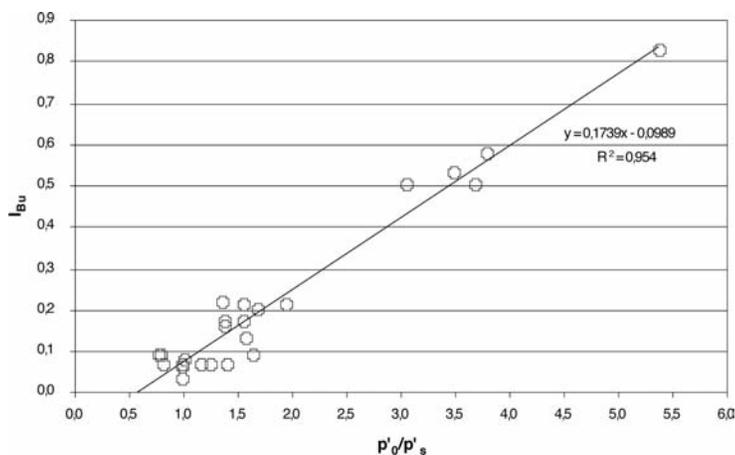


Fig. 7 – Relação entre I_{Bu} e $p'0/p'$ para as amostras dos rejeitos analisados.

O índice de fragilidade não-drenada igual a zero indica, de fato, a não-constatação de perda de resistência durante o cisalhamento e, conseqüentemente, a impossibilidade de ocorrência dos mecanismos de ruptura por liquefação (Sladen et al., 1985). De acordo com os dados da Figura 7, isso corresponde a uma razão $p'0/p'$ em torno de 0,6 para as amostras de rejeitos adensadas isotropicamente.

Particularmente, observa-se uma concentração de pontos para valores da razão $p'0/p'$ entre 0,6 e 2,0. Estes pontos correspondem aos rejeitos que se comportam estaticamente instáveis para talu-

des com inclinações elevadas, mas seguros para taludes mais suaves. Portanto, considerando taludes com inclinações abaixo de 1V:4H, $p'0/p's$ poderia assumir valores inferiores a 2,0 para garantir a estabilidade relacionada à liquefação.

Cabe destacar que, tanto as análises de I_{Bu} quanto as de F_L , estão condicionadas à estruturas alteadas com o próprio rejeito. Os valores mínimos destas grandezas foram determinados para a condição mais crítica de estabilidade, ou seja, a condição saturada do maciço. Evidentemente, para a ocorrência da liquefação, o material disposto deve apresentar-se fofo e saturado de modo a permitir o desenvolvimento de poropressões elevadas. Caso contrário, as metodologias não são aplicáveis e eventos de rupturas não podem ser associados ao fenômeno, tanto em condições estáticas quanto dinâmicas.

4.3 – Determinação superfície de colapso dos rejeitos

Sladen *et al.* (1985), buscando analisar o potencial de liquefação de um material granular em um aterro hidráulico, utilizaram o conceito de superfície de colapso (análise tridimensional) ou linha de colapso (análise em termos de trajetórias de tensões) em ensaios triaxiais não-drenados.

A partir das trajetórias, foram definidas zonas no espaço de tensões em que é possível a ocorrência da liquefação por indução de um carregamento dinâmico e/ou estático e regiões onde a ativação do fenômeno é fisicamente inconsistente. As zonas, com as correspondentes tendências de liquefação, são apresentadas na Figura 8.

ZONA	POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO
A	IMPOSSÍVEL
B	POSSÍVEL SOB CARREGAMENTO DINÂMICO
C	POSSÍVEL SOB CARREGAMENTO ESTÁTICO

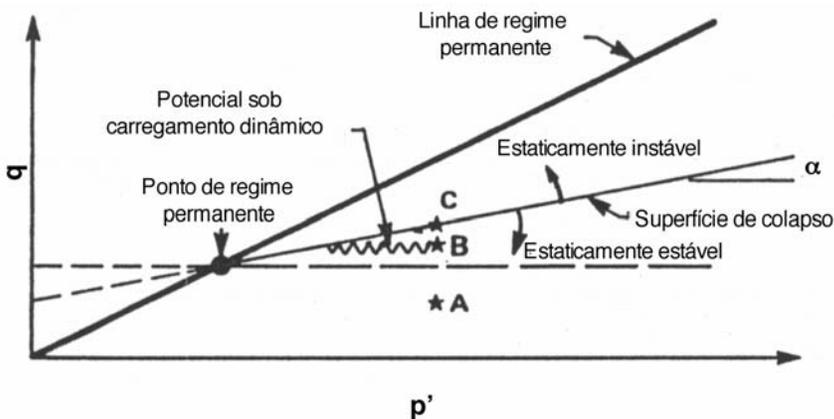


Fig. 8 – Efeitos do estado de um material granular no potencial de liquefação adaptado para o diagrama de Lambe (modificado de Sladen et al., 1985).

Na adaptação proposta, são definidos a inclinação da superfície de colapso (M_L), o ângulo de inclinação da superfície de colapso (α_L) e o intercepto (a_L) projetado no eixo q . A Figura 9 apresenta esses parâmetros representados na trajetória de Lambe (1964).

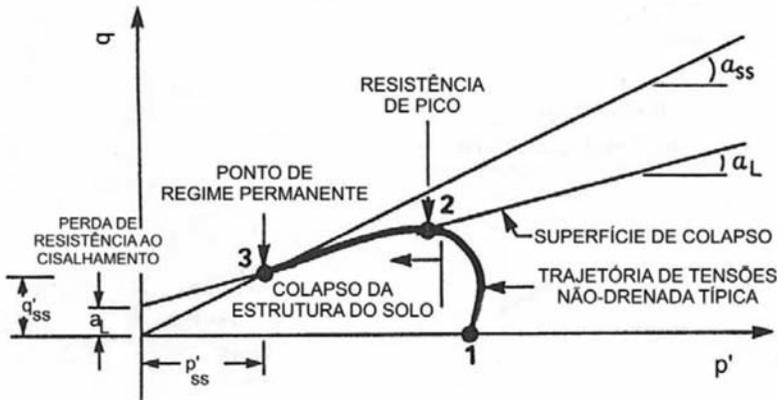


Fig. 9 – Representação dos parâmetros de colapso no espaço p' - q de Lambe (modificado de Sladen et al., 1985).

Assim, torna-se possível o estabelecimento de uma relação da inclinação da superfície de colapso (M_L) com o seu ângulo de inclinação (α_L), tal que:

$$M_L = \frac{6 \cdot \tan \alpha_L}{3 - \tan \alpha_L} \quad (8)$$

A partir da representação no diagrama p' - q , pode ser estabelecida uma analogia direta com os parâmetros no critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Assim, a superfície de colapso pode ser ainda definida por um ângulo de atrito interno (ϕ_L) e um intercepto de coesão (c_L) equivalentes, expressos por:

$$\text{sen} \phi_L = \tan \alpha_L \quad (9)$$

$$c_L = \frac{a_L}{\cos \phi_L} \quad (10)$$

Com a possibilidade da analogia entre os parâmetros de colapso no espaço p' - q e no diagrama de Mohr-Coulomb, esses parâmetros podem ser usados em análises de equilíbrio limite para avaliar o potencial de liquefação de um material granular. Dessa forma, para materiais que apresentam susceptibilidade à liquefação estática, as análises de estabilidade podem ser feitas a partir da superfície de colapso. A aplicação do método exige apenas o conhecimento da resistência ao cisalhamento do material em regime permanente e a inclinação da superfície de colapso, a partir dos quais o excesso de poropressão para ativar a liquefação pode ser estimado.

Portanto, para que seja conhecida a superfície de colapso de um determinado material granular, é necessário estabelecer previamente o comportamento das tensões totais e das poropressões geradas em função das deformações. A Figura 10 mostra o diagrama tensão-deformação e poropressão-deformação para o rejeito FII-FE, passo inicial para a determinação da superfície de colapso.

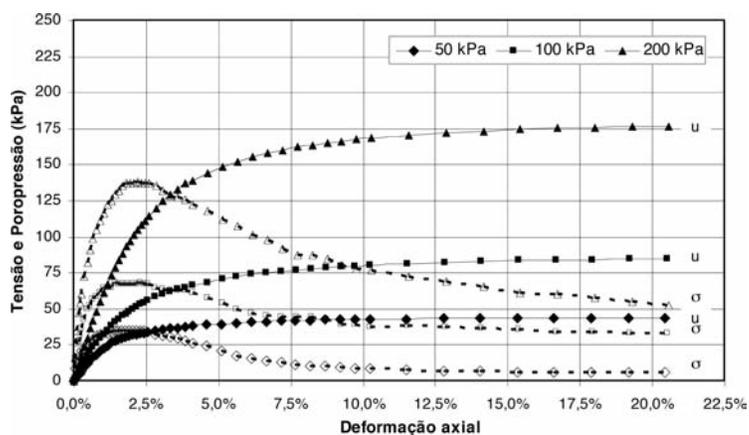


Fig. 10 – Diagrama tensão-deformação e poropressão-deformação do rejeito FII-FE.

Para efeito de comparações das magnitudes das poropressões geradas durante o cisalhamento não-drenado do rejeito FII-FE, é apresentada a seguir (Figura 11) uma representação similar à Figura 10, demonstrando os baixos níveis de poropressões geradas pelo rejeito GER01-FE.

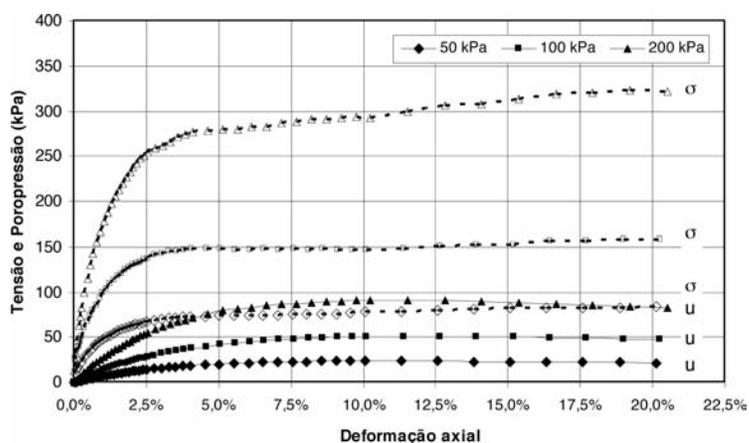


Fig. 11 – Diagrama tensão-deformação e poropressão-deformação do rejeito GER01-FE.

A partir da Figura 10 verifica-se que o pico de tensões é alcançado para um baixo nível de deformação, da ordem de 2 %, em todos os níveis de confinamento. Este ponto é correspondente ao ponto máximo de cada trajetória de tensões efetivas apresentadas na Figura 12, cuja configuração é típica de materiais com tendência de contração durante o cisalhamento não-drenado.

Interligando-se os pontos correspondentes às condições de regime permanente e dos picos de resistência para cada trajetória, são definidas, respectivamente, a linha de regime permanente e a superfície de colapso. Com base na proposta exposta, a liquefação pode ocorrer sob condições estáticas se o estado de tensões do rejeito granular for consistente com o domínio de instabilidade estática, compreendida entre a superfície de colapso e linha de regime permanente, indicada na Figura 13.

Nota-se uma expressiva região de instabilidade estática, associada a baixos níveis de deformação, evidenciando, assim, mais uma vez, os condicionantes críticos deste rejeito à liquefação, tal

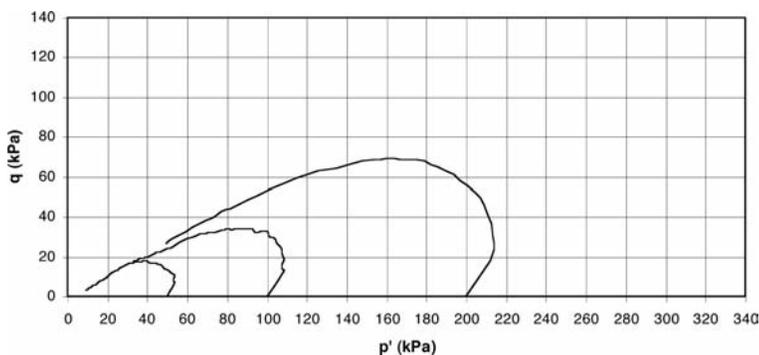


Fig. 12 – Trajetórias de tensões efetivas do rejeito FII-FE.

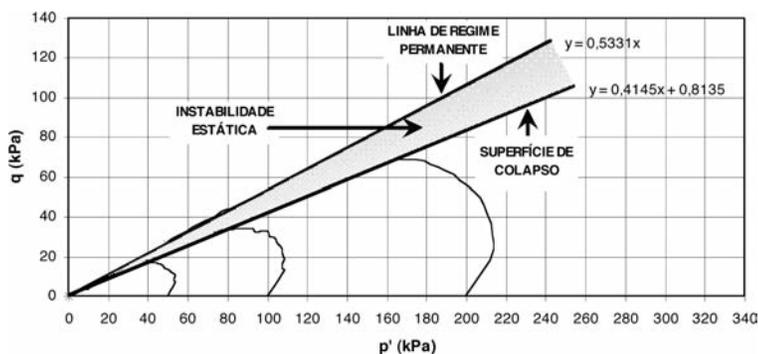


Fig. 13 – Superfície de colapso e região de instabilidade estática - rejeito FII-FE.

como explicitado anteriormente pelos baixos valores de FL e IBu. Comportamento similar ocorreu para outros rejeitos, com destaque para a amostra do rejeito DOU01-FE (Figura 14).

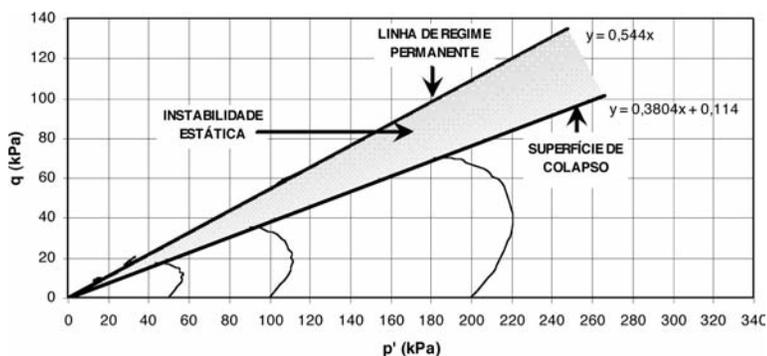


Fig. 14 – Superfície de colapso e região de instabilidade estática - rejeito DOU01-FE.

Diversos autores costumam representar a superfície de colapso em termos das trajetórias de Cambridge. No entanto, um ponto vantajoso quando se considera diagrama p' - q de Lambe (1964) para a representação, é o estabelecimento de uma analogia direta para a utilização dos parâmetros de colapso no critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

Assim, é possível caracterizar os parâmetros ângulo de atrito interno de colapso (ϕ_L) e intercepto de coesão de colapso (c_L), com base no ângulo α_L e no intercepto α_L da superfície de colapso. Estes valores estão apresentados no Quadro 6 e são coincidentes com os parâmetros de pico dos rejeitos no estado mais fofo possível, uma vez que a superfície de colapso, sendo definida pelos picos das trajetórias de tensões efetivas, é a própria envoltória de ruptura para as tensões de pico.

Quadro 6 – Parâmetros de colapso dos rejeitos.

Amostra	Dr (%)	Parâmetros de colapso	
		c'_L (kPa)	ϕ'_L (°)
GER01-FE	36,81	2,46	35,18
ITA01-FE	39,49	0,03	25,89
FIII01-FE	56,46	6,34	28,67
FII-FE	5,79	0,89	24,49
FII-FER	12,47	0,83	34,02
CGR-FE	30,81	0,30	28,75
DOU01-FE	37,77	0,12	22,36
DOU01-FER	21,34	1,12	25,32

Comparando-se os valores dos ângulos de atrito de regime permanente e dos parâmetros de colapso dos rejeitos, observam-se variações expressivas dos dados, principalmente para os rejeitos em que o potencial de liquefação apresentou-se mais evidente. Em vista dessa observação, optou-se por restabelecer os fatores de segurança em relação à liquefação, agora analisados em função dos parâmetros de colapso. Dessa forma, em analogia à Equação 4, pode-se definir o fator de segurança contra a liquefação no colapso pelas seguintes relações:

$$F_{L(L)} = \frac{S_L}{\sigma_c \cdot \text{sen}\alpha} \quad (11)$$

$$S_L = q_L \cos\phi_L \quad (12)$$

onde S_L é a resistência ao cisalhamento não-drenada de colapso e q_L e ϕ'_L são a semi-diferença das tensões principais e o ângulo de atrito efetivo de colapso, respectivamente.

Utilizando esta nova conceituação, os valores de $F_{L(L)}$ médios, para as condições de mínima compactidade dos rejeitos analisados, foram determinados para diversas inclinações, representando-se os resultados de forma similar às análises com F_L (Figuras 15 e 16).

Os resultados apresentados nas condições de colapso indicam valores mínimos de $FL(L)$ superiores a 1,2, para inclinações mais suaves. O rejeito FII-FE, por exemplo, que apresentou FL inferior a 0,50, na consideração de um talude 1V:4H, apresenta agora um $FL(L)$ em torno de 1,30 para as mesmas condições. O rejeito DOU01-FE também assume um valor de $FL(L)$ acima de 1,30 para o mesmo grau de inclinação.

Outros rejeitos, que apresentavam condições de segurança apenas para inclinações mais baixas, como o ITA01-FE e o FIII01-FE, apresentam fatores de segurança no colapso superiores a 1,

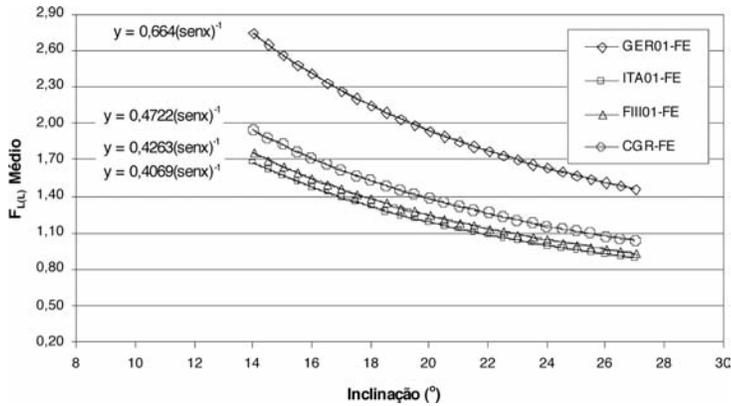


Fig. 15 – Relação entre $F_{L(L)}$ médio e a inclinação para o rejeitos GER01-FE, ITA01-FE, FIII01-FE e CGR-FE.

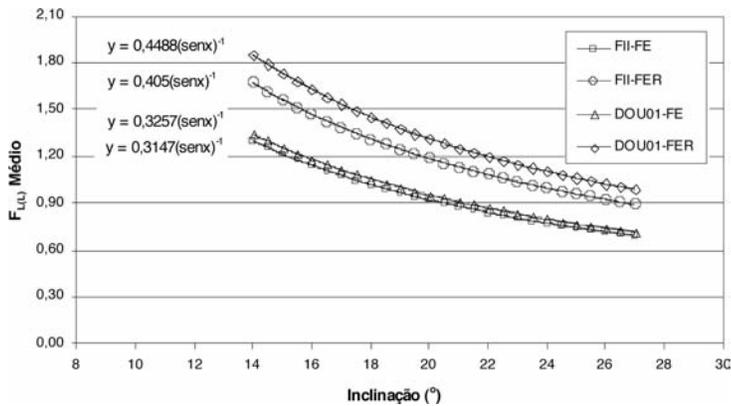


Fig. 16 – Relação entre $F_{L(L)}$ médio e a inclinação para o rejeitos FII-FE, FII-FER, DOU01-FE e DOU01-FER.

para níveis médios de inclinação na condição de colapso. Contudo, de maneira proporcional, o ganho de estabilidade destes materiais foi notadamente inferior aos rejeitos com potencial de liquefação elevado. Isso se dá em virtude do colapso destes últimos ser alcançado para baixos níveis de deformação, o que garante parâmetros de colapso mais baixos. No caso dos rejeitos ITA01-FE e FIII01-FE, seriam necessárias elevadas taxas de deformação para atingir o colapso.

A necessidade de baixas taxas de deformação para o advento da liquefação é abordada por diversos autores e esta condição se aplica amplamente para o caso dos rejeitos FII-FE e DOU01-FE. Evidentemente, a consistência deste princípio deve ser amparada pela boa representatividade dos ensaios de laboratório.

A adaptação da metodologia de Poulos *et al.* (1985), aliada aos diagramas de superfície de colapso, mostra ainda que, alguns rejeitos, com capacidade real de apresentar mecanismos de ruptura associados à liquefação estática, podem ter reduzidas, de forma significativa, as probabilidades de rupturas. Essa redução é formalizada quando se adota nas análises parâmetros característicos da superfície de colapso de cada rejeito.

Para efeitos de análises de estabilidade de taludes de barragens e pilha de rejeitos, os parâmetros referentes à condição de regime permanente são válidos para alguns rejeitos. A justificativa está embutida na elevada taxa de deformação relativa ao colapso. No entanto, o que se observa é que outros, particularmente aqueles que apresentaram baixos valores de F_L , alcançam o colapso para baixos níveis de deformação, ou seja, bem antes da condição de regime permanente. Neste caso, convém realizar as análises de segurança dos taludes com base nos parâmetros de colapso dos rejeitos.

5 – CONCLUSÕES

Dentro das metodologias adotadas para avaliação do potencial de liquefação dos rejeitos de minério de ferro do Quadrilátero Ferrífero, foram estudados materiais oriundos de seis diferentes sistemas de contenção. Inicialmente, realizou-se a caracterização tecnológica dos rejeitos, predominantemente com granulometrias variando de siltes a areias finas e médias. Em termos de massa específica dos grãos, os valores mínimos obtidos foram da ordem de $3,3 \text{ g/cm}^3$, atingindo valores máximos de $4,7 \text{ g/cm}^3$. Estes resultados foram fortemente influenciados pelo teor de ferro presente.

As análises de microscopia confirmaram basicamente a presença de hematita e quartzo, com alguns rejeitos apresentando elevados teores de Fe . Em alguns rejeitos também foram constatados goethita, em menor escala. Conclui-se que alguns rejeitos apresentam uma matriz de grãos maiores e uniformes de quartzo envolvidos por grãos menores e uniformes de hematita, conformando um arranjo com elevada não-uniformidade, observação feita também na curva granulométrica. Esses rejeitos são bastante mal graduados, resultando em elevados índices de vazios, quando dispostos hidráulicamente, enquanto outros rejeitos já incorporam, na fração granular mais fina, algumas partículas de quartzo. Isso se dá em função do processo de beneficiamento do minério de ferro empregado.

Os rejeitos de minério de ferro da Cava do Germano, identificados como GER01-FE, mostraram-se os mais estáveis em relação aos mecanismos de ruptura associados à liquefação estática. Embora contrativos, as poropressões geradas durante o cisalhamento não-drenado foram consideravelmente inferiores às tensões totais, não evidenciando efeitos que acarretassem baixas tensões efetivas. Dessa maneira, mesmo sob condições de baixa compacidade e elevado grau de saturação, resultante de uma suposta falha no sistema de drenagem da pilha, a probabilidade de eventos desta natureza é remota.

Os rejeitos granulares oriundos da Barragem de Campo Grande (*underflow*) também apresentaram uma elevada estabilidade ao fenômeno da liquefação estática, para as condições usuais de deposição destes materiais em praias de rejeitos. Na hipótese de empilhamentos com inclinações superiores a 1V:2H, instabilizações por liquefação são pertinentes.

Os rejeitos de Itabiruçu (ITA01-FE) mostraram a possibilidade de ser potencialmente ativados pelo fenômeno da liquefação, mas o processo é restringido pelas condicionantes de campo. A justificativa está embutida no sistema construtivo da barragem, uma vez que o maciço da barragem é constituído de terra compactada, com alteamentos realizados para jusante. Entretanto, em função dos resultados obtidos, cuidados especiais devem ser tomados no caso de futuras contenções e alteamentos envolvendo o empilhamento dos rejeitos (*underflow*) de Itabiruçu.

Conclui-se que estes rejeitos, empilhados em inclinações superiores a 1V:2,5H, são susceptíveis aos mecanismos de rupturas associados à liquefação. Para a condição de colapso, porém, a es-

estrutura de contenção teria que sofrer grandes deformações. De acordo com as poropressões geradas, o rejeito ITA01-FE mostra-se potencialmente susceptível à liquefação para deformações críticas particularmente elevadas, da ordem de 9 e 13%.

Os sistemas de contenção de rejeitos da Mina de Fábrica, abordados por esta pesquisa, compreendem as Barragens de Forquilha II (FII-FE) e Forquilha III (FIII01-FE). Os rejeitos armazenados na primeira mostraram-se com elevado potencial de liquefação, inclusive com apresentação de susceptibilidade ao fenômeno sob baixos níveis de deformação.

A ruptura parcial de um dique de montante, ocorrida no início do ano de 2002, quando o lançamento já estava paralisado há mais de um ano, pode estar relacionada à liquefação estática, hipótese agora mais evidente, considerando-se também a condição de saturação dos rejeitos depositados na época.

Esses rejeitos saturados, estruturados com elevados índices de vazios, apresentaram um colapso ocasionado pela redução repentina das tensões efetivas, em concordância com o acréscimo significativo das poropressões, fato observado durante a compressão triaxial não-drenada. Os sistemas de contenção dos rejeitos FII-FE somente seriam estáveis para inclinações suaves, tipicamente para inclinações inferiores a 1V:3,5H.

Os rejeitos tipo FII-FER, submetido à redução do teor das partículas de ferro, tendeu a apresentar maior estabilidade aos mecanismos de liquefação, em relação à amostra inicial, FII-FE. A alteração substancial do comportamento geotécnico garantiu um rearranjo e uma redistribuição estrutural das partículas, fazendo com que, na condição mais crítica, o rejeito manifestasse um padrão estável para empilhamentos hipotéticos com inclinações da ordem de 1V:2,7H.

Os rejeitos da Barragem Forquilha III, identificados como FIII01-FE, mesmo sendo originados da mesma mina, apresentaram características granulométricas diferenciadas dos rejeitos dispostos na Barragem de Forquilha II, comportando-se como materiais granulares mais finos. Os rejeitos FIII01-FE apresentam susceptibilidade ao colapso por liquefação para empilhamentos com inclinações superiores a 1V:2,2H. Cabe destacar que o maciço desta barragem também é constituído de terra compactada. Porém, seus alteamentos são realizados para montante, apoiados sobre os rejeitos previamente depositados. Estando esses materiais depositados nas regiões próximas ao dique, em condições saturadas, o carregamento induzido pela evolução dos alteamentos pode ativar os efeitos da liquefação estática, numa hipotética condição de carregamento em condições não drenadas. Neste caso, a variável que comandará as condições de segurança do maciço é o grau de compactidade dos rejeitos depositados.

A condição mais crítica, entre os materiais estudados, pode ser atribuída aos rejeitos armazenados na Barragem de Córrego do Doutor (DOU01-FE). As trajetórias de tensões efetivas demonstraram o grau de colapsibilidade para baixas deformações. Os rejeitos, na geometria de campo (com taludes de jusante inclinados em 1H:3V), em condições fofas e saturadas, apresentaram capacidades claras de desenvolver poropressões elevadas. Estes materiais mostram-se seguros aos mecanismos de liquefação somente para empilhamentos com inclinações inferiores a 1V:3,5H. Reforça-se, no entanto, que eventuais rupturas somente se concretizariam se as densidades relativas *in situ* fossem consistentes ou mais críticas do que as utilizadas em laboratório.

Portanto, recomenda-se enfaticamente a adoção de procedimentos de controle e de monitoramento relacionados à liquefação. Estes procedimentos devem incorporar medidas de controle quanto a eventos que possam deflagrar a ocorrência do fenômeno induzida por carregamento estático,

buscando-se avaliar a compacidade do material depositado e a possibilidade de elevação da linha freática, visto que a barragem, embora alteada pela linha de centro, apresenta um leve deslocamento para montante.

A amostra denominada DOU01-FER (teor de *Fe* reduzido) apresentou menores poropressões geradas, quando comparada à amostra do rejeito DOU01-FE e isto ocorreu devido a um rearranjo estrutural ocasionado pela redução do teor de ferro, conforme o caso anterior. Tal fato condicionou a estes rejeitos uma maior estabilidade à liquefação.

6 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho é parte integrante de um amplo projeto de caracterização tecnológica de rejeitos de mineração, desenvolvido pelo Núcleo de Geotecnia Aplicada da Universidade Federal de Ouro Preto. Os autores gostariam de agradecer ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo financiamento, e às mineradoras Companhia Vale do Rio Doce (CVRD) e Samarco Mineração pelo apoio estrutural.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bishop, A.W. Progressive failure - with special reference to the mechanism causing it. In: Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rocks. 1967, Oslo. Proceedings... Oslo, 1967. v. 2, p. 142-150.
- Castro, G. Liquefaction of sands. Cambridge: Harvard University, 1969. 231 p. Thesis of Doctor of Philosophy, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, USA, 1969.
- Fourie, A.B., Blight, G.E. & Papageorgiou, G. Static liquefaction as a possible explanation for Merriespruit tailings dam failure. Canadian Geotechnical Journal, Canada, v. 38, p. 707-719, 2001.
- Gomes, R.C., Oliveira Filho, W.L. & Ribeiro, L.F.M. Laudo pericial da ruptura do dique de contenção de rejeitos de minério de ferro da Cava C1 da Mineração Rio Verde Ltda., localizada no município de Nova Lima / MG. Min. Público de Minas Gerais, 2001. 22 p.
- Gomes, R.C., Pereira, E.L., Ribeiro, L.F.M. & Silva, J.T.G. Evaluation of liquefaction potential of fine grained tailings. In: International Congress on Environmental Geotechnics, ICEG, 4. 2002, Rio de Janeiro. Proceedings, Lisse, Netherlands: Swets & Zeitlinger, 2002. v. 1, p. 329-333.
- Head, K.H.. Manual of soil laboratory testing. London, UK: Pentech Press, 1986. 1240 p.
- Ishihara, K., Tsukamoto, Y., & Shibayama, T. Evaluation of slope stability against flow in saturated sand deposits. Jubilee volume of Terzaghi, 2000.
- Lambe, T.W. Methods of estimating settlement. In: Conference on Settlement, ASCE. 1964, Northwestern University, Evanston, IL. Proceedings, Evanston, 1964.
- Pereira, E.L. Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático. Ouro Preto: UFOP, 2005. 186 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.
- Poulos, S.J., Castro, G. & France, J.W. Liquefaction evaluation procedure. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, v. 111, n. 6, p. 772-792, 1985.

Sladen, J.A., D'Hollander, R.D. & Krahn, J. The liquefaction of sands, a collapse surface approach. Canadian Geotechnical Journal, v. 22, p. 564-578, 1985.

Tibana, S., Campos, T.M.P. & Bernardes, G.P. Behaviour of a loose iron tailing material under triaxial monotonic loading. In: International Congress on Environmental Geotechnics, ICEG, 3. 1997, Lisbon, PT. Proceedings, Lisbon, 1998. CD-ROM.

AVALIAÇÃO DA FIABILIDADE DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO NA PREVISÃO DA DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO *IN SITU* DE GEOSSINTÉTICOS

Evaluation of the reliability of the laboratory tests on the anticipation of *in situ* damage during installation of geosynthetics

Margarida P. Lopes*

M. Lurdes Lopes**

Miguel Paula***

RESUMO – Este trabalho apresenta o efeito da danificação durante a instalação no comportamento à tracção de três tipos diferentes de geossintéticos. A danificação é induzida nos geossintéticos por dois procedimentos: ensaios *in situ* e ensaios laboratoriais, executados de acordo com a ENV ISO 10722-1. São descritas as propriedades dos solos e dos geossintéticos. Nos ensaios *in situ* são usados dois tipos de solos compactados com duas energias diferentes para estudar a influência na danificação durante a instalação do tipo de geossintético e do tipo de solo, bem como da energia de compactação. Os ensaios laboratoriais de danificação durante a instalação foram executados com três agregados diferentes, dois naturais e um sintético. Os resultados dos ensaios *in situ* e laboratoriais são comparados para avaliar a fiabilidade dos ensaios de laboratório na previsão da danificação induzida *in situ*. Concluiu-se que a estrutura do geossintético, a dimensão das partículas do solo e a sua angulosidade, bem como a energia de compactação têm grande influência na danificação induzida *in situ*. Os resultados dos ensaios laboratoriais evidenciaram grande influência da estrutura do geossintético e da angulosidade das partículas de solo. Finalmente, constatou-se que a fiabilidade dos ensaios laboratoriais na previsão da danificação durante a instalação *in situ*, depende do tipo de geossintético e do tipo de solo confinante.

SYNOPSIS – This paper reports the results of the effect of damage during installation on the tensile properties of three different geosynthetics. The damage was induced on the geosynthetics using two different procedures: field trials and laboratory trials according to ENV ISO 10722-1. Soil and geosynthetic properties are described and the effect of damage during installation is studied. In what concerns the field trials two types of soils were used compacted with two different energies in order to conclude about the influence on damage during installation of the type of geosynthetic and of the type of soil, as well as, of the compaction energy. Damage during installation laboratory tests were performed with three different aggregates, two of them natural and one synthetic. The results of the field trials and of the laboratory tests are compared in order to conclude about the liability of the laboratory tests in the prediction of field damage during installation. It was concluded that the geosynthetic structure, as well as the grain size and the sharpness of the confining soil and, also, the compaction energy have strong influence on field damage during installation. On the other hand, damage during installation laboratory tests showed similar trend on the influence of the geosynthetic structure and of the sharpness of the confining soil. Finally, it was shown that the liability of the laboratory tests to predict geosynthetics field damage during installation depends on the type of geosynthetic and on the type of the site confining soil.

* Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, Assistente da Universidade de Aveiro.
E-mail: mlopes@civil.ua.pt

** Doutora em Engenharia Civil, Professora Associada da FEUP. E-mail: lcosta@fe.up.pt

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

1 – INTRODUÇÃO

Para estudar a influência da danificação durante a instalação de geossintéticos na resistência à tracção destes materiais realizaram-se ensaios de campo e de laboratório para induzir danificação em três tipos diferentes de geossintéticos. Para além disso, efectuaram-se ensaios de tracção em amostras intactas e danificadas dos mesmos materiais.

Os geossintéticos considerados foram um geotêxtil tecido em polipropileno, uma geogrelha tecida biaxial em polyester e uma geogrelha biaxial extrudida em polietileno de alta densidade. Nos ensaios de campo foram utilizados dois solos diferentes e nos ensaios de laboratório usou-se um material granular sintético e dois materiais granulares naturais, um granítico e outro calcário.

2 – GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos considerados no estudo foram os seguintes:

1. um geotêxtil tecido em polipropileno (Geotêxtil GTXt);
2. uma geogrelha tecida biaxial em poliéster (Geogrelha GGRt);
3. uma geogrelha biaxial extrudida em polietileno de alta densidade (Geogrelha GGRe).

As propriedades físicas e mecânicas do Geotêxtil GTXt e das Geogrelhas GGRt e GGRe são apresentadas, respectivamente nos Quadro 1 e na Figura 1, no Quadro 2 e na Figura 2 e no Quadro 3 e na Figura 3.

Para que a comparação dos resultados dos ensaios seja possível, os geossintéticos foram seleccionados com resistências à tracção nominais semelhantes (variáveis de 40 a 65 kN/m).

Quadro 1 – Propriedades do GTXt.

Geotêxtil	Massa por unidade de área (g/m ²)	Resistência à tracção		Extensão (%)
		MD (kN/m)	XMD (kN/m)	
GTXt	320	65	65	15

Nota: MD = direcção de fabrico. XMD = direcção perpendicular à de fabrico.

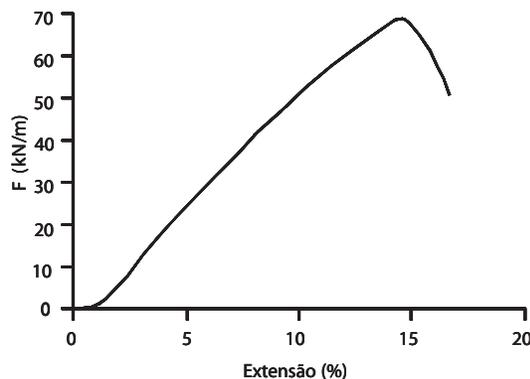


Fig. 1 – Comportamento à tracção do geotêxtil GTXt.

Quadro 2 – Propriedades da georelha biaxial GGRT.

Georelha	a_L (mm)	a_T (mm)	Resistência à tracção		Extensão	
			MD (kN/m)	XMD (kN/m)	MD (%)	XMD (%)
GGRT	25	25	55	55	15	15

Nota: MD = direcção de fabrico. XMD = direcção perpendicular à de fabrico.

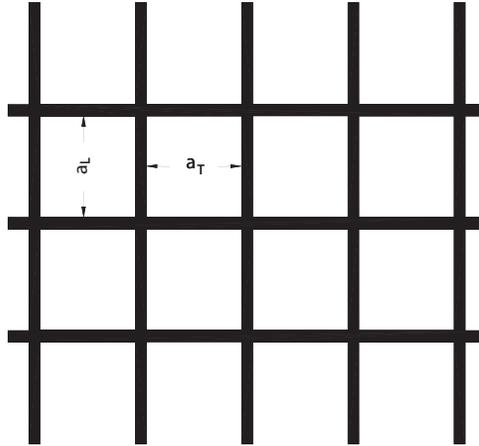


Fig. 2 – Geometria da georelha biaxial GGRT.

Quadro 3 – Propriedades da georelha biaxial GGRe.

a_L (mm)	a_T (mm)	b_{LR} (mm)	b_{TR} (mm)	t_J (mm)	t_{LR} (mm)	t_{TR} (mm)	Resistência à tracção		Extensão (%)
							MD (kN/m)	XMD (kN/m)	
33,0	33,0	2,2	2,5	5,8	2,2	1,4	40,0	40,0	11,5

Nota: MD = direcção de fabrico. XMD = direcção perpendicular à de fabrico.

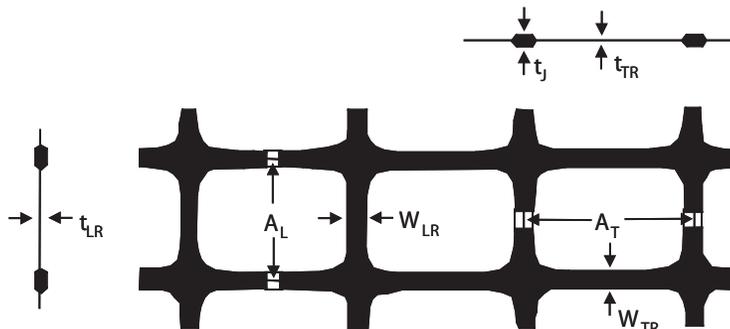


Fig. 3 – Geometria da georelha biaxial GGRe.

3 – ENSAIOS DE CAMPO DE DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO

Não existe nenhum procedimento normalizado relativamente aos ensaios de campo de danificação durante a instalação de geossintéticos. Contudo, considerou-se da maior importância danificar em condições reais os geossintéticos para comparar essa danificação com a induzida em laboratório.

Assim, foram executados alguns aterros temporários, onde os geossintéticos foram colocados entre camadas de solo compactado de acordo com os procedimentos comuns em aplicações de reforço de solos. Sobre a fundação, competente e livre de raízes e de materiais contundentes foi vertido, espalhado, nivelado e compactado solo. Sobre esta camada de solo foram colocados os geossintéticos, sem dobras. Em nenhum caso foi permitido o tráfego de equipamentos de construção sobre os geossintéticos antes de sobre eles existir uma camada de solo com, pelo menos, 0,15m de espessura. Em seguida, duas camadas com 0,20m de espessura de solo foram vertidas, espalhadas, niveladas e compactadas à energia especificada.

Após a conclusão dos aterros procedeu-se à exumação dos geossintéticos; o solo foi cuidadosamente removido e os geossintéticos recuperados. Na Figura 4 apresenta-se a sequência de construção e exumação.

Foram usados dois solos (Figura 5 e Quadro 4), um “tout-venant” (Solo 1) e um solo residual do granito (Solo 2). A dimensão máxima das partículas do Solo 1 era 50,8mm e do Solo 2 era 5mm. Para estudar a influência da energia de compactação na danificação induzida, consideraram-se duas energias de compactação (EC 1 – 90% do Proctor normal e EC 2 – 98% do Proctor normal). Assim, foram executados quatro aterros temporários (Lopes e Lopes, 2001).



a) deposição da 1ª camada de solo



b) espalhamento da 1ª camada de solo

Fig. 4 – Ensaios de campo: sequência de construção e exumação.



c) compactação da 1ª camada



d) deposição da 2ª camada de solo



e) espalhamento da 2ª camada de solo



f) compactação da 2ª camada de solo



g) retirada à máquina do solo



h) exumação manual dos geossintéticos

Fig. 4 (continuação) – Ensaios de campo: sequência de construção e exumação.

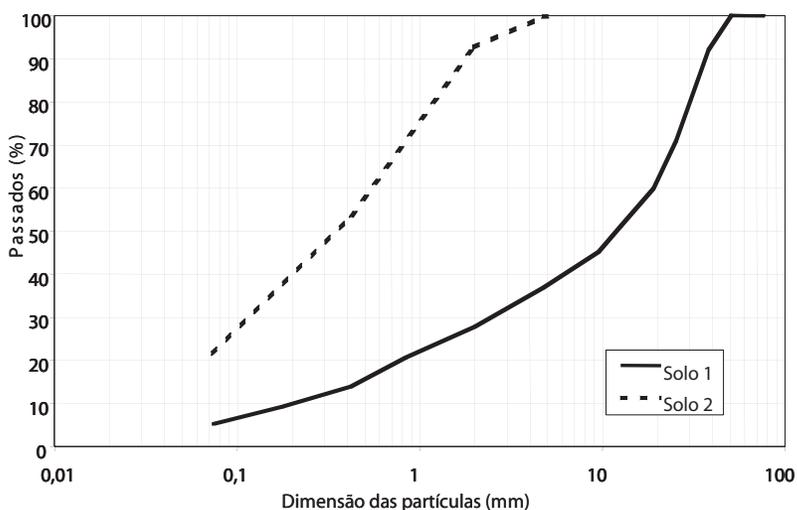


Fig. 5 – Distribuição das dimensões das partículas dos Solos 1 e 2.

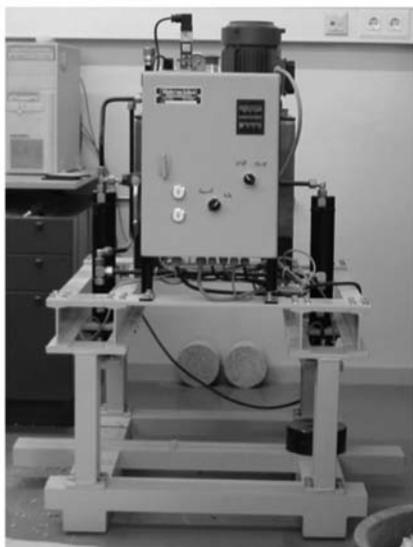
Quadro 4 – Propriedades dos Solos 1 e 2.

Materiais	Granulometria	Limites			W_n (%)	EA (%)	Proctor	
	% 0,074mm	LL	LP	IP			γ_{max} (g/m ³)	W_{opt} (%)
Solo 1	5,18	NP	NP	NP	–	57,4	2,11	7,8
Solo 2	21,53	NP	NP	NP	8,7	25,5	1,92	11,3

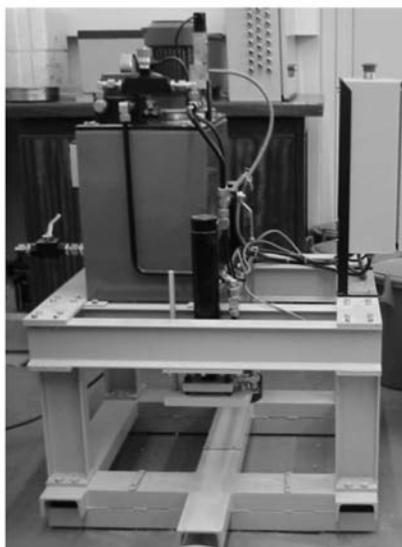
4 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO DE DANIFICAÇÃO DURANTE A INSTALAÇÃO

4.1 – Equipamento

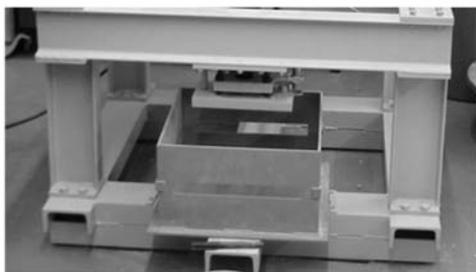
O equipamento de ensaio de laboratório de danificação durante a instalação de geossintéticos foi desenvolvido de acordo com a ENV ISO 10722-1 (Geotextiles and geotextiles-related products – Procedure for simulating damage during installation – Part 1: Installation in granular materials). O equipamento (Figura 6) é constituído por uma estrutura que aplica cargas dinâmicas. A caixa encontra-se dividida em duas partes, a inferior e a superior, tem 0,15m de altura total e uma área de 0,30 m x 0,30 m (Figura 7). A placa de carga com 0,10m de comprimento, 0,20m de largura e 0,015m de espessura (Figura 8) está colocada no centro da caixa. Uma descrição exaustiva do equipamento pode ser encontrada em Pinho Lopes e Lopes (2003).



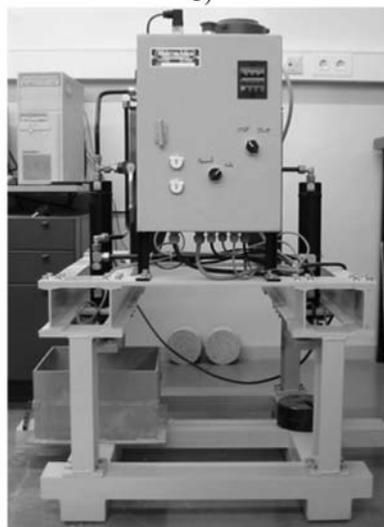
a)



b)



c)



d)

Fig. 6 – Equipamento de ensaio laboratorial de danificação durante a instalação:
a) vista frontal e sistema de controlo; b) vista lateral e sistema hidráulico;
c) caixa de danificação colocada; d) vista frontal com a caixa de danificação.

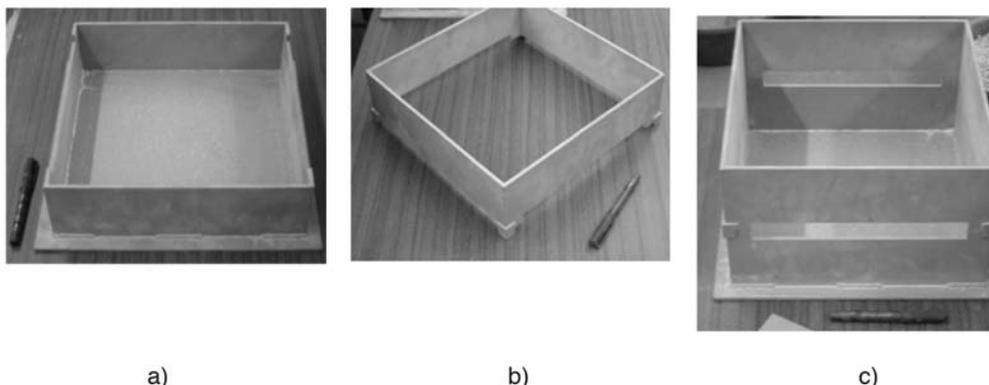


Fig. 7 – Equipamento de ensaio laboratorial de danificação durante a instalação:
 a) metade inferior da caixa; b) metade superior da caixa; c) caixa completa.

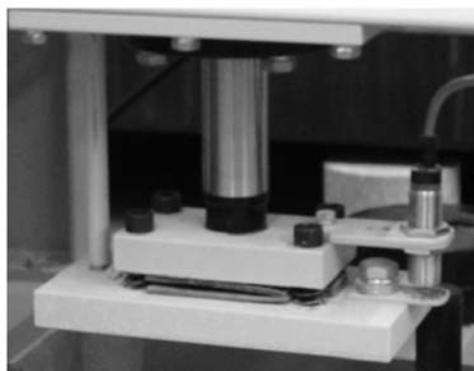


Fig. 8 – Equipamento de ensaio laboratorial de danificação durante a instalação – placa de carga.

4.2 – Solos

De acordo com a ENV ISO 10722-1, o material granular a utilizar no ensaio de laboratório de danificação durante a instalação é sintético – óxido de alumínio sinterizado (Figura 9). 100 % do material passa no peneiro de 10mm e 0% passa no peneiro de 5mm.

A dureza do material deve ser definida de acordo com a prEN 1097-2, e deve ter uma resistência à abrasão Los Angeles não inferior a 1,9.

A ENV ISO 10722-1 refere que o agregado deve ser peneirado através do peneiro com 5mm de malha depois de cada cinco utilizações e que o material passado deve ser eliminado. Após 20 utilizações todo o material deve ser eliminado.

Para além do estudo efectuado com o agregado sintético foram também realizados ensaios com agregados naturais: Solo 3, granítico, e Solo 4, calcário (Figura 10). A selecção destes solos teve por objectivo a utilização de materiais com uma distribuição granulométrica uniforme e com uma gama de diâmetros idêntica à do material granular sintético. A gama de diâmetros do Solo 3 varia entre 4,75mm e 12,5mm e a do Solo 4 varia de 4,75 mm a 19mm (Figura 11 e Quadro 5). A resistência à abrasão Los Angeles é de 28% e de 19,3%, respectivamente para os Solos 3 e 4.



Fig. 9 – Material granular sintético.

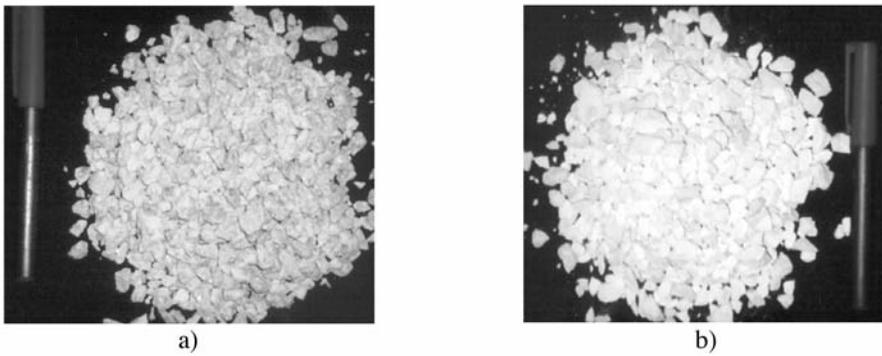


Fig. 10 – Materiais granulares naturais: a) Solo 3, b) Solo 4.

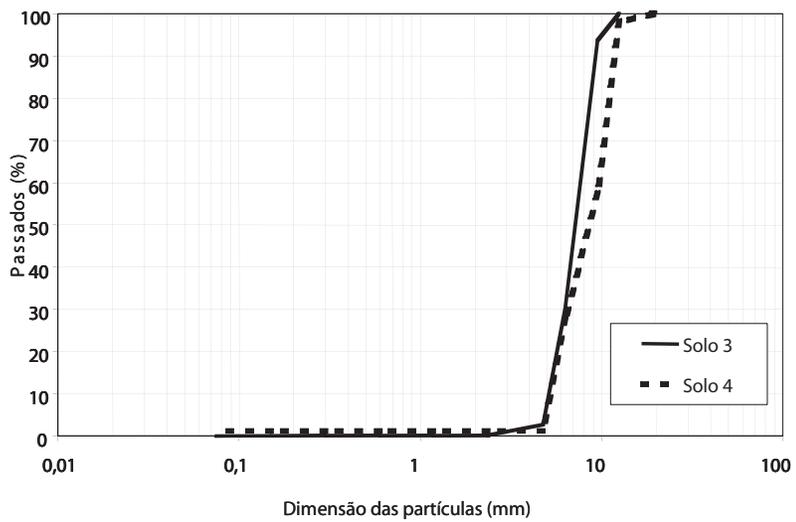


Fig. 11 – Distribuição granulométrica dos Solos 3 e 4.

Quadro 5 – Propriedades dos Solos 3 e 4.

Solos	D _{min} (mm)	D ₁₀ (mm)	D ₃₀ (mm)	D ₅₀ (mm)	D ₆₀ (mm)	D _{máx} (mm)	C _u	C _c	Resistência à abrasão (Los Angeles) (%)
Solo 3	4,75	5,20	6,30	7,10	7,75	12,5	1,49	0,98	28
Solo 4	4,75	5,30	6,60	8,70	9,60	19	1,81	0,86	19,3

Os coeficientes de uniformidade, C_U, e de curvatura, C_C, dos Solos 3 e 4 foram calculados, respectivamente através das seguintes expressões:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (2)$$

Em concordância com a ENV ISO 10722-1, os Solos 3 e 4 foram peneirados no peneiro de malha 5mm, após cada cinco utilizações, o material passado foi eliminado. Após 20 utilizações o material foi totalmente eliminado (Paula, 2003).

4.3 – Método de Ensaio

A metade inferior da caixa é cheia com duas camadas de material granular compactadas com uma placa apropriada (com 300mm x 300mm) que aplica durante 60 segundos uma pressão de (200 ± 2) kPa.

No centro da camada superficial, nivelada, coloca-se o geossintético, devendo os cantos livres deste ficar igualmente espaçados dos lados da caixa. Os limites livres do provete devem ser protegidos de qualquer eventual danificação durante o ensaio. O provete deve estar plano, livre de vincos, mas não estar pré-tensionado.

A metade superior da caixa é então colocada e preenchida com 75 mm de altura de material granular solto. A placa de carga (100 mm x 200 mm x 15 mm) é colocada no centro da caixa e a carga dinâmica é aplicada. A carga é cíclica de (5 ± 5) kPa a (900 ± 10) kPa à frequência de 1 Hz para 200 ciclos.

No final do ensaio o material granular é removido cuidadosamente de modo a que não seja induzida danificação adicional no provete ensaiado.

As Figuras 12 e 13 ilustram o método de ensaio.

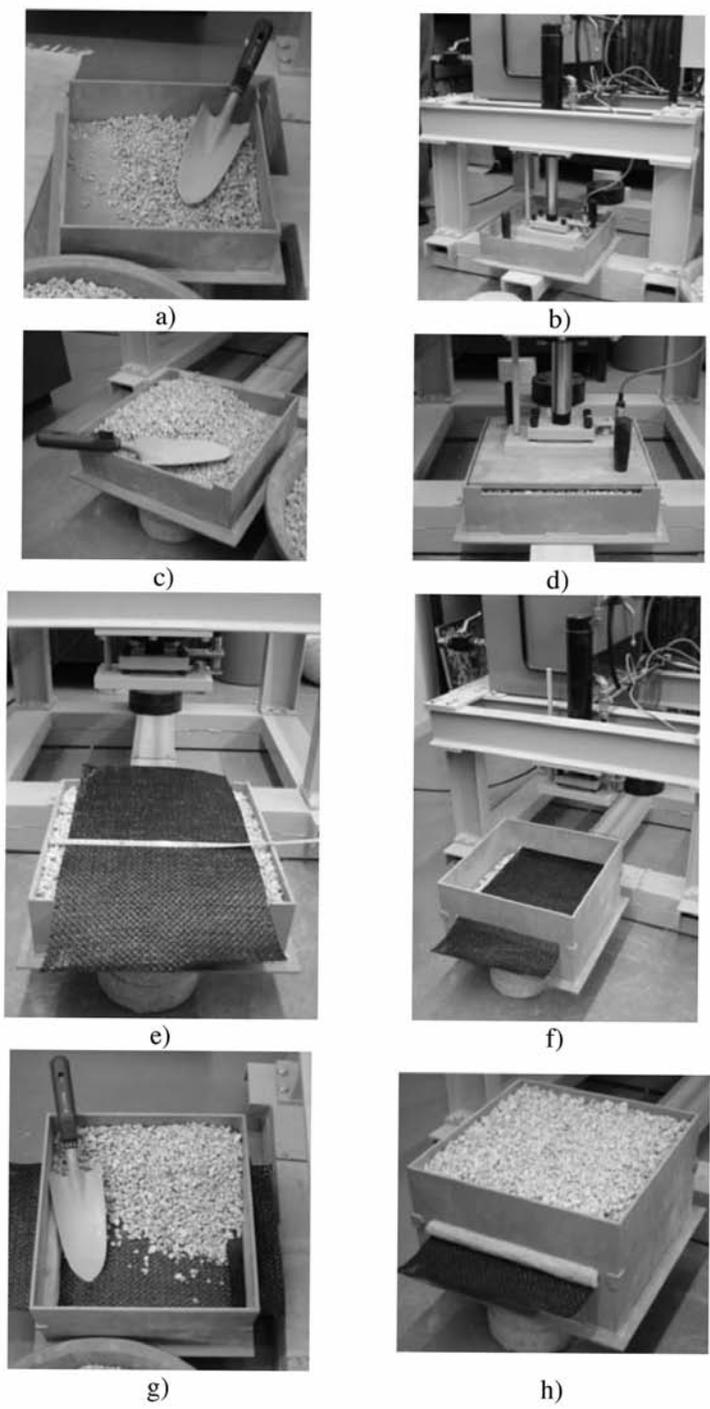


Fig. 12 – Método de ensaio: a) colocação da 1ª camada de agregado na metade inferior da caixa; b) compactação da 1ª camada de agregado; c) colocação da 2ª camada de agregado na metade inferior da caixa; d) compactação da 2ª camada de agregado; e) colocação do provete de geossintético; f) colocação da metade superior da caixa; g) enchimento da metade superior da caixa com agregado solto; h) vista da caixa antes do início do ensaio.

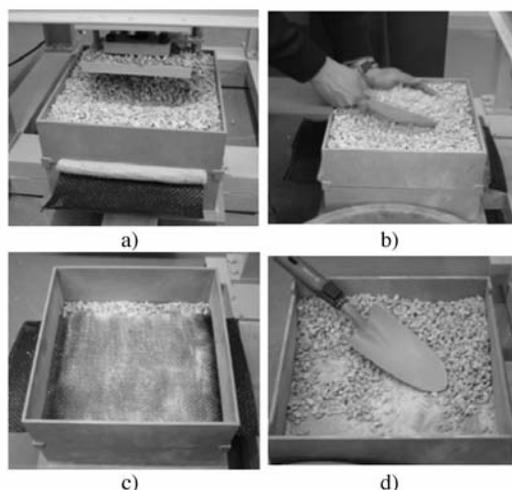


Fig. 13 – Método de ensaio – remoção do provete após o ensaio: a) vista da caixa após o ensaio; b) remoção do agregado da metade superior da caixa; c) retirada do provete de geossintético; d) remoção do agregado da metade inferior da caixa.

5 – ENSAIOS DE TRACÇÃO

5.1 – Introdução

De acordo com a ENV ISO 10722-1 a avaliação do grau de danificação induzido no geossintético é feita submetendo provetes intactos e danificados ao mesmo ensaio de referência, normalmente o ensaio de tracção segundo a EN ISO 10319.

5.2 – Método de Ensaio

Para caracterizar a danificação induzida nos geossintéticos em estudo foram realizados ensaios de tracção de acordo com os procedimentos descritos na EN ISO 10319.

Os provetes têm 200mm de largura e a sua deformação durante o ensaio deve ser medida usando dois pontos de referência, situados na linha central do provete e afastados pelo menos de 60mm.

Os provetes são fixos nas pegas do equipamento, sendo a distância entre pegas de pelo menos 100mm. O ensaio consiste na aplicação ao provete de forças de tracção crescentes a uma razão de $(20 \pm 5)\%$ por minuto até à rotura do geossintético. Deve ser ensaiado um mínimo de 5 provetes de cada amostra de geossintético.

6 – PROGRAMA DE ENSAIOS

O programa de ensaios consistiu na realização de ensaios de danificação durante a instalação sobre os três geossintéticos descritos, usando dois métodos diferentes (Quadro 6) num mínimo de cinco provetes por geossintético e na realização de ensaios de tracção de provetes intactos e danificados com o objectivo de caracterizar a danificação induzida (Quadro 7).

Embora os Quadros 6 e 7 mencionem 15 e 18 ensaios, respectivamente, cada ensaio foi repetido quatro vezes, o que dá um total de 165 ensaios realizados.

Quadro 6 – Programa de ensaios de danificação durante a instalação.

Ensaio	Método de danificação	Solo	Geossintético
DT1	<i>In situ</i>	Solo 1	GTXt
DT2			GGRt
DT3			GGRe
DT4		Solo 2	GTXt
DT5			GGRt
DT6			GGRe
DT7	Laboratório	Agregado sintético	GTXt
DT8			GGRt
DT9			GGRe
DT10		Solo 3	GTXt
DT11			GGRt
DT12			GGRe
DT13		Solo 4	GTXt
DT14			GGRt
DT15			GGRe

Quadro 7 – Programa de ensaios de tracção.

Ensaio	Método de provete	Solo	Geossintético
TT1	Intacto (referência)	–	GTXt
TT2			GGRt
TT3			GGRe
TT4	<i>In situ</i>	Solo 1	GTXt
TT5			GGRt
TT6			GGRe
TT7		Solo 2	GTXt
TT8			GGRt
TT9			GGRe
TT10	Laboratório	Agregado sintético	GTXt
TT11			GGRt
TT12			GGRe
TT13		Solo 3	GTXt
TT14			GGRt
TT15			GGRe
TT16		Solo 4	GTXt
TT17			GGRt
TT18			GGRe

7 – ANÁLISE DE RESULTADOS

7.1 – Introdução

Os resultados dos ensaios de tracção efectuados para caracterizar o efeito da danificação durante a instalação no comportamento a curto prazo dos geossintéticos são expressos em termos de resistência à tracção residual. A resistência à tracção residual ($S_{residual}$) é definida pela seguinte expressão:

$$S_{residual} = \frac{S_{danificada}}{S_{intacta}} \times 100 \text{ (em \%)} \quad (3)$$

Onde $S_{danificada}$ é a resistência à tracção do material danificado e $S_{intacta}$ é a resistência à tracção do material de referência.

Como indicador da dispersão dos resultados, refere-se o coeficiente de variação da resistência à tracção, $C.V.$

7.2 – Materiais Danificados *In Situ*

Os resultados dos ensaios de campo de danificação durante a instalação de geossintéticos encontram-se no Quadro 8 e nas Figuras 14 e 15, em termos de resistência residual (Quadro 8 e Figura 14) e do correspondente coeficiente de variação (Quadro 8 e Figura 15).

Os resultados referem-se aos Solos 1 e 2, usados nos aterros temporários e às duas energias de compactação aplicadas E.C. 1 – 90% do Proctor normal e E.C. 2 – 98% do Proctor normal.

Quadro 8 – Resultados de ensaios de tracção após DDI *in situ*.

Solos	Quantidade (%)	Solo 1		Solo 2	
		E. C. 1	E. C. 2	E. C. 1	E. C. 2
GTXt	$S_{residual}$	56,4	34,0	*	90,6
	C.V.	8,6	5,0	*	1,0
GGRt	$S_{residual}$	62,8	55,2	77,5	74,8
	C.V.	8,9	8,7	6,0	6,3
GGRe	$S_{residual}$	90,9	76,4	88,8	75,1
	C.V.	4,4	7,7	8,0	8,3

*Não foi possível obter estes resultados.

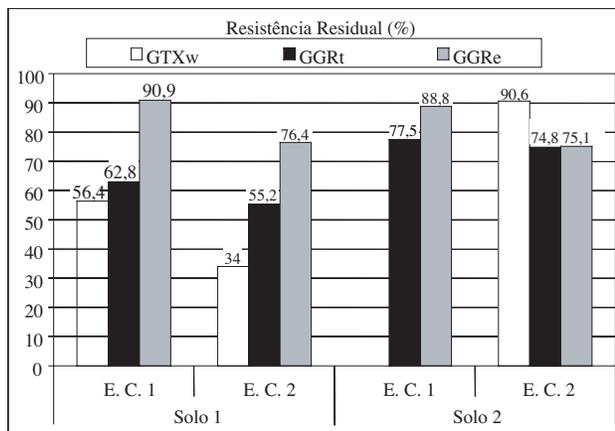


Fig. 14 – Ensaio *in situ* – resistência residual.

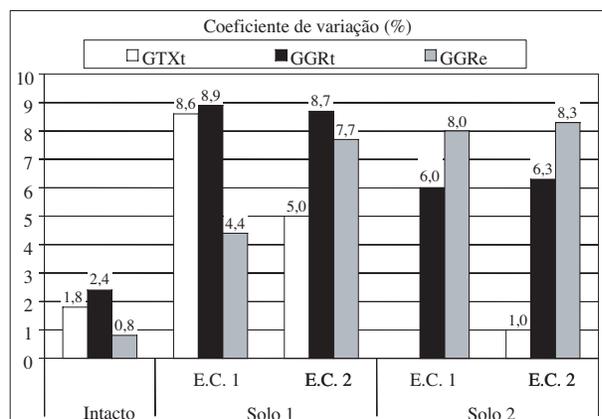


Fig. 15 – Ensaio *in situ* – coeficiente de variação da resistência à tracção.

7.2.1 – Influência do tipo de geossintético

Para estudar a influência do tipo de geossintético na danificação induzida durante a instalação são analisados, separadamente, os resultados referentes a um solo e a uma energia de compactação. Para o Solo 1 e para as duas energias de compactação consideradas, os menores e maiores valores de resistência residual ocorreram, respectivamente, para o Geotêxtil GTXt e para a Geogrelha GGRe.

Para o Solo 2 obtiveram-se resultados semelhantes, excepção feita no caso da utilização do Solo 2 e da E.C. 2 (98% do Proctor normal) onde o valor mais elevado da resistência residual foi obtido para o Geotêxtil GTXt.

Devido à sua estrutura o Geotêxtil GTXt é mais sensível à danificação durante a instalação. A inspecção visual do material, depois dos ensaios *in situ*, permitiu constatar a existência de cortes e incisões na trama e, em alguns locais, a destruição total desta. Estes danos influenciam a distribuição da carga ao longo do material, conduzindo a uma menor resistência do geossintético.

A danificação durante a instalação afecta também a estrutura da Geogrelha GGRt. Observaram-se também cortes, incisões e alterações no revestimento do material. Contudo, estes danos afectam menos este geossintético do que o Geotêxtil GTXt (ver Quadro 8).

Exceptuando o caso referido atrás, a Geogrelha GGRe é o material que apresenta maior resistência residual após a danificação durante a instalação. Este material é extrudido, isto é, produzido a partir de uma folha de polímero que é estirada e perfurada, formando juntas integrais e por isso menos sensível à danificação mecânica.

7.2.2 – Influência do tipo de solo

Para avaliar a influência do tipo de solo em contacto com o geossintético são comparados os resultados referentes à aplicação da mesma energia de compactação.

Não foi possível ensaiar o Geotêxtil GTXt no Solo 2 para a E.C. 1. Quando a Geogrelha GGRt é ensaiada com o Solo 2 regista-se um aumento da resistência residual de 23% em relação ao valor obtido para este parâmetro com o Solo 1. No caso da Geogrelha GGRe não se observam alterações significativas na resistência residual quando é o usado o Solo 1 ou o Solo 2.

Quando o Geotêxtil GTXt é ensaiado para a E.C. 2 verifica-se um aumento da resistência residual de 166% quando é utilizado o Solo 2 em vez do Solo 1, enquanto que para a Geogrelha GGRt o aumento da resistência residual é de 36%. Mais uma vez, no caso da Geogrelha GGRt não se observam alterações significativas na resistência residual quando é o usado o Solo 1 ou o Solo 2.

Assim, pode-se concluir que, para os geossintéticos considerados, a influência do tipo de solo envolvente na resistência residual após danificação durante a instalação dos materiais é significativa, em especial para a energia de compactação mais elevada (E.C. 2). A influência do tipo de solo pode ser justificada pela dimensão de partículas. De facto, a dimensão máxima das partículas do Solo 2 é 5mm, enquanto o Solo 1 tem 60% de partículas de dimensão superior a 5mm, tornando-se, por isso, mais agressivo para os geossintéticos, em particular para o Geotêxtil GTXt e para a Geogrelha GGRt.

7.2.3 – Influência da energia de compactação

Para analisar a influência da energia de compactação comparam-se os resultados referentes a cada um dos solos considerados.

Com o Solo 1, todos os geossintéticos apresentam menor resistência residual após danificação quando é usada a energia de compactação mais elevada (E.C. 2). Com o Solo 2 são obtidos resultados semelhantes, excepto para o caso do Geotêxtil GTXt que foi inconclusivo devido à falta de resultados para uma das energias de compactação.

Com efeito, a redução da resistência residual para a E.C. 2 em relação à E.C. 1 é, no caso do Solo 1, 40% para o Geotêxtil GTXt, 12% para a Geogrelha GGRt e 16% para a Geogrelha GGRt. No caso do Solo 2 essa redução é de 3% para a Geogrelha GGRt e 15% para a Geogrelha GGRt. Assim, pode-se também concluir que com os materiais usados a influência da energia de compactação é mais significativa quando é utilizado o solo mais agressivo.

7.3 – Materiais Danificados em Laboratório

O Quadro 9 e as Figuras 16 e 17 apresentam os resultados dos ensaios laboratoriais de danificação durante a instalação de geossintéticos, em termos de resistência residual (Quadro 9 e Figura 16) e do correspondente coeficiente de variação (Quadro 9 e Figura 17).

Os resultados referem-se aos três tipos de agregados usados, o sintético, indicado na ENV ISO 10722-1, e os dois naturais (Solos 3 e 4).

Quadro 9 – Resultados de ensaios de tracção após DDI em laboratório.

Geossintético	Quantidade (%)	Agregado sintético	Solo 3	Solo 4
GTXt	S _{residual}	43,2	64,7	75,2
	C.V.	11,8	4,2	3,8
GGRt	S _{residual}	59,6	88,7	98,8
	C.V.	7,5	7,4	2,7
GGRt	S _{residual}	101,3	95,1	99,1
	C.V.	1,3	2,9	2,0

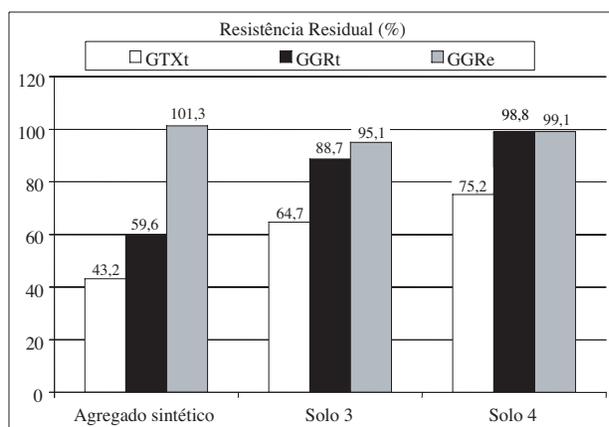


Fig. 16 – Ensaio de laboratório – resistência residual.

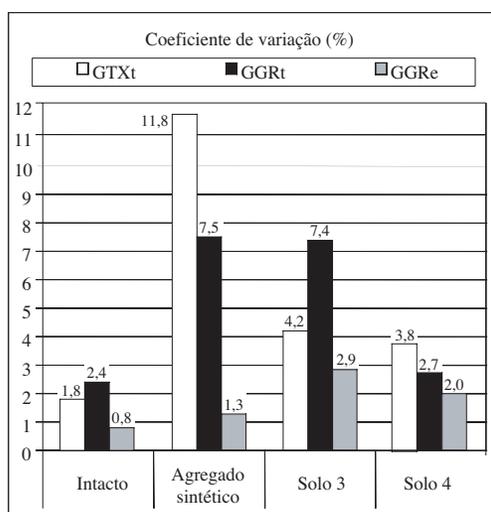


Fig. 17 – Ensaio de laboratório – coeficiente de variação da resistência à tracção.

7.3.1 – Influência do tipo de geossintético

Para avaliar o papel do tipo de geossintético na danificação durante a instalação induzida em laboratório os resultados referentes a cada agregado utilizado vão ser analisados em separado.

A tendência observada com base nos resultados dos ensaios *in situ* é também verificada nos ensaios de laboratório. Isto é, para os três agregados usados o material que apresenta menor resistência residual após DDI é o Geotêxtil GT Xt e aquele que apresenta maior resistência residual é a geogrelha GGR e.

7.3.2 – Influência do tipo de agregado

A avaliação da influência do tipo de agregado usado nos ensaios laboratoriais é feita discutindo os resultados obtidos com os três agregados para cada geossintético.

A acção dos agregados naturais no Geotêxtil GTXt resulta em valores elevados da resistência residual. De facto, quando são usados os Solos 3 e 4 verifica-se um acréscimo da resistência residual no geotêxtil de cerca de 50% e 74%, respectivamente, em relação à obtida quando é utilizado o agregado sintético. No entanto, o Solo 3 é mais agressivo do que o Solo 4, já que para o primeiro a resistência residual é cerca de 16% menor do que para o segundo.

Para a Geogrelha GGRt são obtidas conclusões idênticas às formuladas para o Geotêxtil GTXt. Isto é, há um aumento da resistência residual do geossintético de cerca de 49% e 60%, respectivamente, quando é usado o Solo 3 e o Solo 4 em relação ao valor obtido quando é utilizado o agregado sintético. Do mesmo modo constata-se que o Solo 3 é mais agressivo para a Geogrelha GGRt do que o Solo 4, sendo no caso da consideração deste último a resistência residual cerca de 11% superior à obtida para o Solo 3.

A Geogrelha GGRe não apresenta alteração significativa de resistência quando é posta em contacto com o agregado sintético. Uma explicação para esta ocorrência pode estar relacionada com a reorientação das fibras durante o ensaio laboratorial de danificação durante a instalação. A utilização do Solo 3 leva a uma redução de resistência de 6% e quando é usado o Solo 4 essa redução é de 2%, observando-se um comportamento semelhante ao dos outros dois geossintéticos no que se refere à acção dos agregados naturais.

Exceptuando a Geogrelha GGRe, os geossintéticos em contacto com o agregado sintético apresentam menores valores de resistência residual do que quando são postos em contacto com os agregados naturais. No que se refere aos agregados naturais verifica-se que o Solo 3 é mais agressivo do que o Solo 4, já que conduz a valores menores da resistência residual.

7.4 – Comparação entre os Resultados dos Ensaio de DDI In Situ e em Laboratório

As Figuras 18 e 19 comparam os resultados dos ensaios in situ e laboratoriais de danificação durante a instalação de geossintéticos, respectivamente, em termos de resistência residual e do correspondente coeficiente de variação.

A Figura 18 mostra uma larga gama de valores de resistência residual (de 34% a 101%).

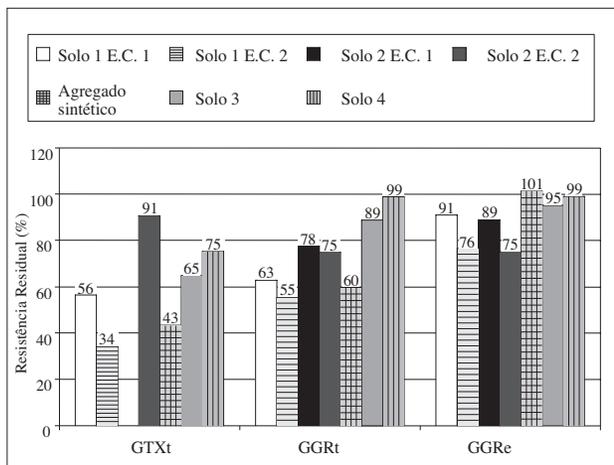


Fig. 18 – Ensaio *in situ* e de laboratório – resistência residual.

A danificação induzida *in situ* pelo Solo 2 no Geotêxtil GTXt é menor do que a induzida pelos outros materiais granulares, mesmo para a energia de compactação mais elevada (E.C. 2). O comportamento observado pode ser explicado pela reduzida dimensão das partículas do Solo 2, dado que este tem como dimensão máxima de partícula 5mm, enquanto que o Solo 1 tem cerca de 60% de partículas com dimensão superior a 5mm e os agregados utilizados nos ensaios de laboratório têm 100% de partículas com dimensão superior a 5mm.

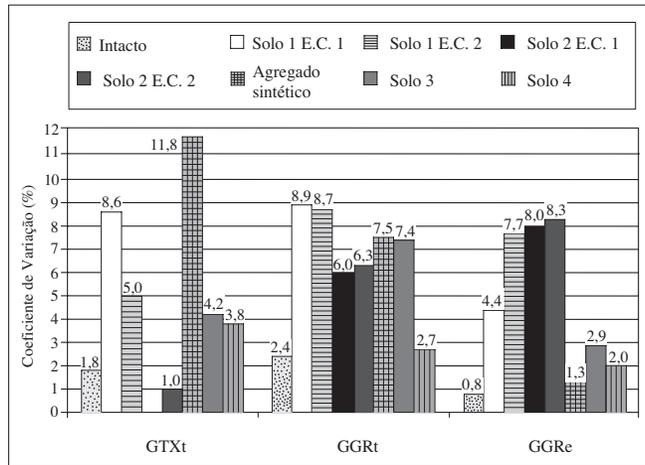


Fig. 19 – Ensaios *in situ* e de laboratório – coeficiente de variação da resistência à tracção.

Quando o material de aterro em contacto com o Geotêxtil GTXt é idêntico ao Solo 2, os ensaios laboratoriais de DDI são muito conservativos, em especial quando o agregado utilizado é o exigido pela EN ISO 10722-1. Os valores menos conservativos obtidos nos ensaios laboratoriais foram conseguidos com a utilização do Solo 4, embora mesmo neste caso o grau de segurança seja de cerca de 20%.

Quando o material de aterro é do tipo do Solo 1 os resultados laboratoriais de DDI são optimistas quando a energia de compactação utilizada é a mais elevada. Quando a energia de compactação seleccionada é a menor, os resultados dos ensaios laboratoriais de DDI mantêm-se optimistas quando os agregados seleccionados são os naturais. Porém, quando o agregado utilizado é o sintético os resultados apresentam um grau de segurança de 30%.

O coeficiente de variação da resistência à tracção mais elevado (11,8%) foi obtido nos ensaios laboratoriais em que foram usados o agregado sintético e o Geotêxtil GTXt.

Para a Geogrelha GGRt verifica-se que os resultados dos ensaios laboratoriais são optimistas, em relação aos valores obtidos nos ensaios *in situ*, quando são usados agregados naturais. Quando o agregado é o sintético os valores laboratoriais são idênticos aos obtidos *in situ* quando o material de aterro é o Solo 1, e cerca de 30% inferiores do que quando em campo é usado o Solo 2.

Para a Geogrelha GGRc constata-se que os ensaios laboratoriais de DDI fornecem resultados muito optimistas seja qual for o agregado usado para a previsão da danificação induzida *in situ* pelos Solos 1 e 2. Os valores mais próximos são encontrados quando em laboratório se considera o Solo 3 para prever a danificação induzida em campo pelos Solos 1 e 2, para a energia de compactação menor.

8 – CONCLUSÕES

Após a apresentação dos estudos laboratoriais e de campo da danificação durante a instalação de três tipos de geossintéticos diferentes e da influência nesta do tipo de solo envolvente e da energia de compactação, são de realçar os seguintes aspectos:

- os ensaios de campo evidenciaram que quanto o solo confinante é o que apresenta maior dimensão de partículas (Solo 1) o geossintético mais danificado é o geotêxtil tecido (GTXt) e que a danificação aumenta com o aumento da energia de compactação;
- quando é utilizado o Solo 2 a danificação induzida nos geossintéticos é reduzida, mesmo quando é aplicada a energia de compactação mais elevada;
- os ensaios de campo mostraram uma grande influência do tipo de solo confinante na danificação induzida no geotêxtil tecido (GTXt) e na geogrelha tecida (GGRt);
- os ensaios de campo mostraram que a influência do tipo de solo confinante na danificação induzida na geogrelha extrudida (GGRt) é desprezável;
- o papel da energia de compactação é mais importante para a GGRt quando é utilizado o Solo 1 e é idêntica para a GGRt para os dois solos;
- em termos gerais, o geossintético menos sensível à danificação *in situ* é a geogrelha extrudida (GGRt);
- os ensaios de laboratório mostraram que a influência do tipo de geossintético na sua danificação durante a instalação é idêntica à observada nos ensaios *in situ*, isto é, o geossintético mais danificado é o Geotêxtil GTXt e o menos danificado é a Geogrelha GGRt, seja qual for o agregado confinante;
- a danificação induzida em laboratório à Geogrelha GGRt é insignificante e praticamente independente do tipo de agregado usado;
- a Geogrelha (GGRt) e o Geotêxtil (GTXt) evidenciaram o mesmo tipo de influência do agregado confinante, sendo o agregado mais agressivo o sintético e o menos agressivo o calcário;
- quando *in situ* o material de aterro em contacto com o Geotêxtil (GTXt) é idêntico ao Solo 2, os resultados dos ensaios laboratoriais de DDI são muito conservativos, sendo os menos pessimistas os obtidos com o agregado calcário (Solo 4);
- quando *in situ* o material de aterro em contacto com o Geotêxtil (GTXt) é idêntico ao Solo 1, os resultados dos ensaios laboratoriais de DDI são muito optimistas, excepto quando a energia de compactação usada *in situ* é a menor e o agregado utilizado em laboratório é o sintético;
- os resultados dos ensaios laboratoriais de DDI dão resultados seguros para prever a danificação durante a instalação *in situ* da geogrelha tecida GGRt quando o agregado usado é o sintético, porém, quando o material de aterro é o Solo 1, os resultados dos ensaios laboratoriais e de campo são idênticos;
- os resultados dos ensaios laboratoriais de DDI dão resultados inseguros para prever a danificação durante a instalação *in situ* da geogrelha extrudida GGRt.

9 – AGRADECIMENTOS

Os autores querem expressar os seus agradecimentos pelo apoio financeiro e patrocínio à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), POCTI e FEDER (Projecto de Investigação: POCTI/ECM/42822/2001).

10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Lopes, M. P e Lopes M. L., “Efeito no comportamento mecânico dos geossintéticos da danificação sofrida durante a instalação – resultados iniciais”, *Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, nº 93, pp.81-99, 2001.
- Paula, A. M. V, *Danificação durante a instalação – avaliação laboratorial da influência no comportamento dos geossintéticos*, Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP, Porto, Portugal, 155p., 2003.
- Pinho Lopes, M. e Lopes M. L., “Um equipamento para realização de ensaios laboratoriais de danificação durante a instalação de geossintéticos”, *Geotecnia, Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, nº 98, pp.7-24, 2003.

CARTAS DE RISCO DE ESCORREGAMENTOS E PLANOS DE SEGURO NO BRASIL: UM ENSAIO EM CARAGUATATUBA (SP)

Landslides risk maps and insurance plans in Brazil:
an essay in Caraguatatuba (SP)

Oswaldo Augusto Filho *

RESUMO – O artigo apresenta os principais resultados de pesquisa voltada à obtenção de método de elaboração de cartas de risco de escorregamento quantificadas. Também é discutida a utilização destas cartas de risco como subsídio para implementação de planos de seguro na mitigação dos danos sociais e econômicos decorrentes da deflagração de escorregamentos em áreas urbanas brasileiras. O método proposto está estruturado em três etapas principais: Inventário, Análise de Perigo e Análise de Risco. O Sistema de Informação Geográfica - SIG foi utilizado como ferramenta básica para o registro, análise e cartografia em todas estas etapas. A pesquisa também compreendeu um ensaio de aplicação em uma área piloto localizada em Caraguatatuba, SP.

SYNOPSIS – The paper presents the main results related to a research on landslide risk mapping that applies quantitative models for risk evaluation. It also discusses the use of these risk maps as a technical base for insurance plans in order to reduce the economic and social consequences of landslide hazards in Brazilian urban areas. The proposed method for landslide risk mapping comprises three main steps: Inventory, Hazard Analysis and Risk. The Geographic Information System - GIS was used as basic tool for the record, analysis and mapping in all these steps. The research also comprised an application essay in a pilot area, located in Caraguatatuba, São Paulo State.

1 – INTRODUÇÃO

Nos últimos 20 anos, muitas pesquisas e trabalhos aplicados têm sido realizados com a obtenção de avanços na identificação, análise e implementação de medidas de prevenção e redução dos acidentes geológicos exógenos no Brasil, em particular, os associados à deflagração de escorregamentos e processos correlatos. Entre estes, destacam-se: utilização de cartas/mapas geotécnicos e de risco no planejamento urbano; implementação de obras civis corretivas e mitigadoras em áreas de risco geológico; criação de sistemas para situações de emergência nos acidentes geológicos e de planos preventivos de defesa civil para escorregamentos e enchentes; aprimoramento das legislações ligadas às questões do uso do solo, nas esferas municipal, estadual e federal; e disseminação de informações públicas e treinamento (congressos, cursos, eventos culturais e outros).

Os principais tipos de risco hidrológico e geológico no território brasileiro, em termos de danos sociais e econômicos, são os processos da dinâmica superficial, abrangendo as inundações e as enchentes, os movimentos gravitacionais de massa (escorregamentos, no seu sentido amplo), os fenômenos erosivos, o assoreamento, as subsidências e os colapsos de solo. Também já foi claramente

* DSc. Professor – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo
– USP – oafilho@sc.usp.br

identificada a relação direta entre a frequência de acidentes relacionados à deflagração de escorregamentos nas cidades brasileiras e o intenso processo de urbanização vivido no país a partir da década de 70 que, combinado com a falta de recursos e de políticas habitacionais adequadas, resultaram na ocupação desordenada de áreas geologicamente desfavoráveis e na consequente geração de graves situações de risco.

Tendo-se em conta as particularidades do Brasil, no que diz respeito à tipologia e à forte influência dos aspectos sociais e econômicos na dinâmica dos acidentes naturais e geológicos, as cartas ou mapas de risco têm sido elaborados geralmente em grandes escalas, abrangendo áreas urbanas e periurbanas, utilizando análises de risco não quantificadas e sendo voltados, principalmente, para ações emergenciais ou de curto prazo.

Na década de 70-80, artigos como de Arnould (1976), Smolka e Berz (1981) já discutiam a implementação de planos de seguro como medida mitigatória para os acidentes naturais, e entre estes, os de origem geológica. Estes autores apontavam vários fatores responsáveis pelo aumento da importância dos desastres naturais para a indústria de seguros, incluindo entre estes: o crescimento da população mundial; o incremento da concentração dos valores em áreas urbanas, altamente industrializadas; o desenvolvimento de novas e sensíveis tecnologias; e a cobertura crescente de seguros contra os perigos naturais em relação aos outros tipos de cobertura mais tradicionais (vida, saúde, veículos, etc).

As experiências de utilização de seguros como medida de redução dos danos causados por acidentes naturais e geológicos ainda são restritas no Brasil. Na verdade, os valores totais envolvidos na indústria nacional de seguros, considerando todos seus ramos (vida e não vida), podem ser considerados modestos, quando comparados com outros países, ocupando apenas o 15.º lugar no *ranking* mundial. Os ramos de responsabilidade civil geral, riscos de engenharia, riscos de petróleo, riscos nucleares e riscos rurais estão relacionados diretamente com acidentes naturais e geológicos, tema do presente artigo.

Apesar de atualmente não existirem programas de seguro para desastres naturais no Brasil, incluindo os de natureza geológica, o fim do monopólio de seguros na constituição, o desenvolvimento tecnológico neste campo e o fortalecimento do próprio mercado nacional de seguros, indicam que este tipo de medida poderá vir a ser aplicado em alguns casos, se somando às demais ações de redução e prevenção de acidentes geológicos atualmente utilizadas no país.

Os planos de seguro também tendem a se firmar ainda mais nos grandes empreendimentos e obras civis, nas suas fases de projeto, implantação e operação, bem como na área de mitigação dos impactos ambientais gerados pelas diferentes intervenções antrópicas.

O objetivo do artigo é apresentar os principais resultados obtidos durante pesquisa voltada à proposição de método de elaboração de cartas de risco de escorregamentos, utilizando modelos quantitativos para avaliação dos riscos. A referida pesquisa também abordou a análise preliminar da utilização destas cartas de risco como subsídio para a implementação de planos de seguro como medida de mitigação dos danos sociais e econômicos decorrentes da deflagração de escorregamentos em áreas urbanas brasileiras.

Entre as principais etapas desenvolvidas, destacam-se: treinamento realizado no Grupo de Análise de Perigos de Escorregamentos do Serviço Geológico Americano, na cidade de Golden, Colorado (Landslide Hazards Group of United States Geological Survey - USGS, Golden, Colorado) e um ensaio de aplicação do método proposto em uma área piloto, localizada no município de Caraguatatuba, no Litoral Norte do estado de São Paulo, Brasil.

2 – BASE TEÓRICA E MÉTODO PROPOSTO

O método proposto para elaboração de cartas de risco de escorregamentos quantificadas foi estruturado nos seguintes fundamentos ou pressupostos:

- Adoção de conceitos diferenciados entre suscetibilidade, perigo e risco, conforme proposto pelo IUGS (1997);
- Adaptação de metodologias de cartografia de risco de escorregamentos já apresentadas internacionalmente e nacionalmente, com destaque para as de Varnes et al. (1985), Hartlén e Viberg (1988), Terlien et al. (1995), Einstein (1997), IUGS Working Group Committee on Risk Assessment (1997) e trabalhos do USGS, com destaque para os recentes em ambiente de SIG ARC/INFO, como os de Wilson e Jayko (1997), Jibson et al. (1998) e Campbell et al. (1999), Einstein e Karan (2001), Hutchinson et al. (2004), Van Westen (2004), entre outros;
- Elaboração da carta de risco de escorregamentos segundo três grandes etapas: Inventário; Análise de Perigo e Análise de Risco (Figura 1). Utilização do ambiente de Sistema de Informação Geográfica - SIG em todas estas etapas, empregando-o como ferramenta básica para as análises e modelagens qualitativas e quantitativas e para a produção de mapas, imagens, gráficos e relatórios;
- Elaboração da carta de perigo tendo como base a identificação das causas, dos agentes, dos condicionantes, do tipo de material, do volume, da velocidade e do raio de alcance dos movimentos gravitacionais de massa. Proposição dos modelos fenomenológicos qualitativos que servirão de base para a modelagem matemática e a quantificação do níveis de probabilidade de deflagração desses processos; e
- Manutenção dos referenciais gerais da aplicabilidade à realidade ambiental brasileira, em seus aspectos técnicos, sociais, económicos e os relativos aos meios físico e biótico.

Como a proposta prevê todo o seu desenvolvimento em ambiente de SIG, mais do que produtos cartográficos estáticos, as cartas de perigo e de risco de escorregamento obtidas se constituirão em sistemas de análise, permitindo atualizações, detalhamentos, etc. Essa característica sistêmica do roteiro aqui proposto é indicada pelas setas em ambos os sentidos no fluxograma da Figura 1.

Os modelos qualitativos e quantitativos utilizados na etapa de Análise de Perigos são os mesmos propostos pelo IUGS (1997), destacando-se: a obtenção da probabilidade de ruptura a partir de Fatores de Segurança - F.S. determinísticos e a consideração das incertezas associadas às variáveis envolvidas nesses modelos; a análise da frequência de eventos/acidentes de escorregamentos ocorridos num determinado período de tempo em uma ou várias regiões (análise histórica); a correlação entre os escorregamentos e a probabilidade de manifestação de determinado agente deflagrador, como as chuvas; o cálculo das probabilidades combinadas de variáveis primárias ou eventos individuais (precipitação, infiltração, variação do nível d'água, variabilidade dos parâmetros geomecânicos, etc.); e a avaliação direta, através do julgamento de especialistas (probabilidade subjetiva), empregando ou não modelos conceituais, como a árvore de decisão ou falha.

Estas cartas (sistemas) de perigo e risco deverão prover as bases necessárias para elaborar a análise de risco quantificada, incluindo a consideração da vulnerabilidade e a valoração dos elementos passíveis de serem afetados pelos escorregamentos, com a caracterização do risco individual (por elemento) e do risco regional (isovalores na área analisada).

No caso da utilização destas cartas (sistemas) para subsidiar a implementação de planos ou programas de seguro, outro tema investigado pela pesquisa, a quantificação dos graus de risco de

escorregamentos segundo os aspectos discutidos acima possibilita uma base mais sólida para a definição dos elementos (tipos de ocupação) a serem submetidos ao plano de seguro e no estabelecimento das apólices e prêmios, dentro de um programa geral de gerenciamento de riscos na área considerada.

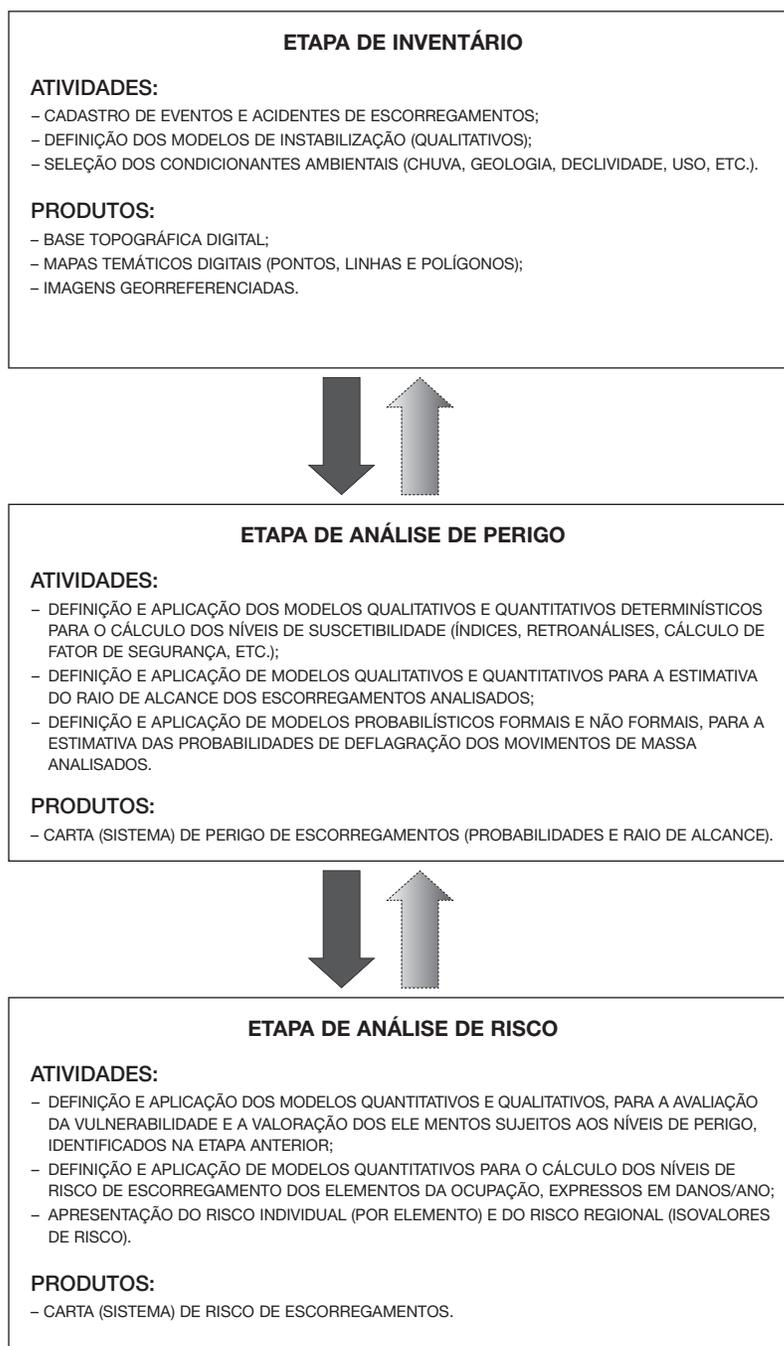


Fig. 1 – Etapas do método proposto.

3 – ENSAIO DE APLICAÇÃO

O ensaio de aplicação foi realizado em uma área piloto com o intuito de validar o método proposto para a elaboração de cartas de risco quantificadas e para realizar algumas análises preliminares relativas à implementação de planos de seguro com base na carta obtida.

A área piloto está localizada no município de Caraguatatuba, no Litoral Norte do estado de São Paulo. Ela possui uma área de 33,9 km² e compreende, basicamente, a bacia hidrográfica do rio Santo Antonio, com relevo serrano sustentado por rochas cristalinas do embasamento pré-cambriano (granitos e migmatitos) e planícies continentais e marinhas formadas por sedimentos quaternários recentes (Figura 2).

Muitos eventos e acidentes decorrentes da deflagração de escorregamentos de diferentes tipologias têm ocorrido na região da área piloto, afetando tanto áreas de ocupação de baixa renda, semi-urbanizadas, como edificações comerciais e residenciais de maior valor venal. A área foi selecionada por suas características ambientais favoráveis à ocorrência de acidentes decorrentes de escorregamentos e devido a existência de dados digitais prévios que otimizaram os recursos e tempo na elaboração dos mapas temáticos básicos.

Os programas de SIG Arcinfo versão 7.2 (Windows NT) e Arcview versão 3.0a (Windows) foram utilizados em todas as etapas do ensaio de aplicação. Os resultados obtidos com o ensaio são apresentados de acordo com as principais etapas do método proposto para elaboração de cartas de risco de escorregamentos quantificadas: Inventário; Análise de Perigo; e Análise de Risco.

3.1 – Etapa de Inventário

Esta etapa envolveu a identificação dos principais tipos de escorregamento presentes na área piloto, a realização dos levantamentos básicos e dos mapas temáticos. Todas as informações foram armazenadas na estrutura dos SIG utilizados na pesquisa (Arcinfo e Arcview) e foram utilizadas nas etapas posteriores de análise de perigo e de risco.

Um banco de dados foi estruturado com as informações dos acidentes associados à deflagração de escorregamentos na área piloto no período de 1988 a 1999. Os dados foram obtidos a partir dos registros dos relatórios de atendimento de um Plano Preventivo de Defesa Civil para escorregamentos – PPDC, que está em operação neste município desde 1988 (Macedo et al., 1998).

Foram identificados 20 acidentes associados à deflagração de acidentes na área piloto no período de 1988 a 1999. A maioria deles relacionado a escorregamentos rasos de solo de pequeno porte, afetando principalmente cortes e aterros. Os acidentes geralmente possuem algum tipo de indução antrópica, como geometria inadequada dos cortes e aterros, ausência de sistemas de drenagem e proteção superficial, etc. (Quadro 1).

Outros tipos de instabilização também ocorrem na área piloto, como escorregamentos de maior porte, mobilizando solo, saprolito, e algumas vezes, rocha alterada. Estes processos são condicionados pela presença de estruturas reliquias desfavoráveis no maciço e ocorrem em taludes de corte de grandes dimensões, associados às áreas de empréstimo em atividade ou não, muito comuns na região.

Na bacia do rio Santo Antonio (área piloto) já aconteceu uma corrida de lama de grandes dimensões, deflagrada nos dias 17 e 18 de março de 1967. Centenas de escorregamentos foram de-

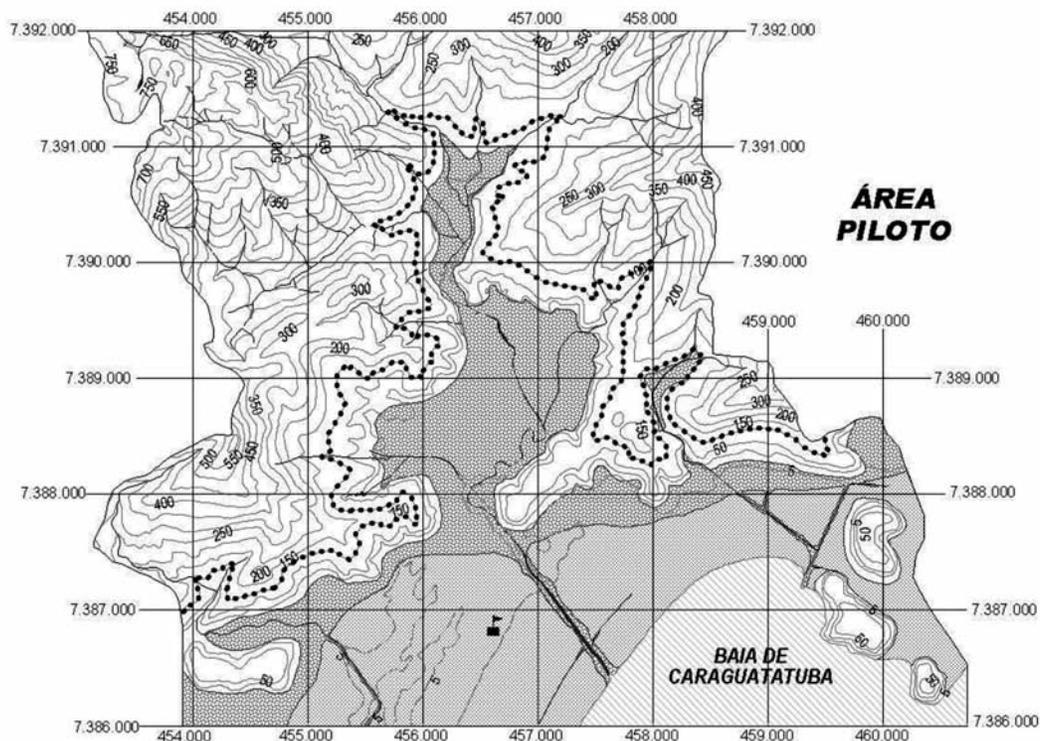


Fig. 2 – Área piloto do ensaio de aplicação.

sencadeados nestes dois dias que, combinados com uma expressiva vazão das drenagens da bacia, acabaram resultando num grande volume de detritos, composto de blocos, material arenoso e argiloso, além de troncos e restos vegetais, que percorreu toda a extensão da porção basal do rio Santo

Antonio, atingindo a orla marítima. Este acidente extraordinário resultou em 120 vítimas fatais, e a Rodovia Tamoios (SP-099) foi interrompida em vários trechos. Os postos pluviométricos registraram cerca de 586 mm de chuva nos dois dias diretamente relacionados à deflagração da corrida de lama.

Quadro 1 – Acidentes associados à deflagração de escorregamentos na área piloto no período de 1988 a 1999 (Augusto Filho, 2001).

Acidente	Data	Descrição (*)
A1	23/3/91	Esc. de solo pequeno porte com dano parcial de 1 moradia (Jd. Francis)
A2	23/3/91	Esc. de solo pequeno porte com tombamento de muro (Jaraguazinho).
A3	26/11/92	Esc. de solo pequeno porte com dano parcial de 1 moradia. (Jd. Francis).
A4	5/3/93	Esc. de solo resultando na interdição de 10 moradias (Mo. Sumaré).
A5	5/3/93	Esc. de solo com blocos de rocha. Dano parcial de 1 moradia e 1 vítima fatal (Mo Benfica).
A6	5/3/93	Esc. de solo pequeno porte com danos de pequena monta (Jd. Francis).
A7	29/7/93	Esc. de solo e de aterro com danos de pequena monta (Jd. Francis).
A8	29/7/93	Esc. de solo com danos de pequena monta (Jd. Francis).
A9	29/7/93	Esc. de solo e queda de blocos com danos de pequena monta (Jd. Francis).
A10	8/2/94	Vários esc. de solo com danos de pequena monta (Jd. Francis).
A11	8/2/94	Esc. de solo em talude de corte com danos de pequena monta (Jaraguazinho).
A12	13/2/94	Esc. de solo colocando 6 moradias em risco (Jd. Francis).
A13	13/2/96	Esc. de solo e trincas em saprolito colocando 4 moradias em risco (Mo. Benfica).
A14	13/2/96	Esc. de solo raso com condicionante estrutural colocando 1 moradia em risco (Caputera).
A15	13/2/96	Esc. de aterro da Rodovia SP-099. Comprometimento parcial do acostamento da rodovia.
A16	23/3/96	Esc. de grande porte (solo e blocos rochosos) em caixa de empréstimo. Serviços de desobstrução de grande porte na Rodovia SP-099.
A17	21/10/97	Esc. de solo grande porte em talude de corte com danos de pequena monta (Sumaré).
A18	21/10/97	Queda de blocos com danos de pequena monta (Caputera).
A19	21/10/97	Esc. de solo planar raso com danos de pequena monta (Estrela Dalva).
A20	17/01/99	Esc. de solo em corte e aterro com danos de pequena monta (Jaraguazinho).

* Abreviaturas: Esc = escorregamento; Jd = Jardim; Mo = Morro.

Durante a etapa de inventário, 34 cicatrizes de escorregamento foram mapeadas a partir da análise das fotos aéreas de baixa altitude (escala aproximada 1:2.000), que foram digitalizadas e georreferenciadas na base topográfica. Estas fotos também foram utilizadas para a cartografia de 2.073 edificações que foram analisadas nas etapas de perigo e risco (Figura 2). O ambiente de SIG permitiu o cruzamento dos atributos espaciais com as informações numéricas e de texto, disponíveis na forma de tabelas e ou de banco de dados.

Ainda na linha da caracterização dos tipos de movimentos gravitacionais de massa da área piloto, dada a estreita relação entre os índices pluviométricos e a deflagração destes processos no Brasil e, em particular, na área estudada, foram realizadas análises preliminares do comportamento pluviométrico local. Elas foram voltadas, principalmente, para o estabelecimento de valores de precipitação associados aos eventos e acidentes decorrentes de escorregamentos e os seus correspondentes tempos de retorno.

Esta análise pluviométrica foi baseada na série histórica de 54 anos do posto pluviométrico existente na porção sul da área de estudo (Figura 2). Foram calculados os tempos de retorno das chuvas diárias (ppt de 24 horas) e das precipitações acumuladas em três dias (parâmetro utilizado na operação do PPDC) pelo método de Gumbel (Gumbel, 1958).

As correlações com índices pluviométricos indicaram que a maioria dos escorregamentos registrados na área de estudo podem ser considerados frequentes ou com baixos períodos de retorno, variando entre 1 a 4,5 anos para chuva acumulada de 3 dias e de 1 a 3 anos para precipitações diárias. Para a chuva associada à corrida de lama de 1967 (acumulada de 3 dias), o tempo de retorno obtido foi de 1.226,6 anos, ou a probabilidade anual de 0,0008.

Os seguintes mapas temáticos foram elaborados na etapa de inventário do ensaio de aplicação: 1) Mapa Topográfico, com a localização dos acidentes associados a escorregamentos no período 1988-1999, as cicatrizes de escorregamentos, as edificações e demais feições de interesse mapeadas a partir das fotos aéreas na escala 1:2.000 georreferenciadas; 2) Mapa com a representação do Modelo Digital de Elevação - MDE; 3) Mapa de Declividade; 3) Mapa de Uso e Ocupação; e 4) Mapa Geológico-Geotécnico. Estes mapas foram produzidos com base em informações de relatórios, mapas topográficos e temáticos pré-existentes, imagem de satélite e fotos aéreas com escalas entre 1:50.000 a 1:2.000, além de controle de campo. Os mapas temáticos digitais foram apresentados na escala básica de 1:10.000. A Figura 3 ilustra alguns dos resultados (visualização do MDE e o Mapa de Declividade).

3.2 – Etapa de Análise de Perigo

Na etapa de análise de perigo foram desenvolvidas correlações entre as cicatrizes de escorregamento, expressas em termos de área, e os diferentes fatores condicionantes mapeados na etapa de inventário (classes de declividade, formas de uso e ocupação, unidades geológico-geotécnicas, etc.). Estes fatores foram analisados de forma individual (Figura 4) e combinada em classes de terreno, resultantes da sobreposição dos mapas temáticos (Figura 5). Os resultados obtidos foram usados para formulação de um quadro regional dos diferentes níveis de suscetibilidade a escorregamentos de solo na área piloto, considerando-se os condicionantes ambientais mais importantes na dinâmica destes processos (meios físico, biótico e socioeconômico).

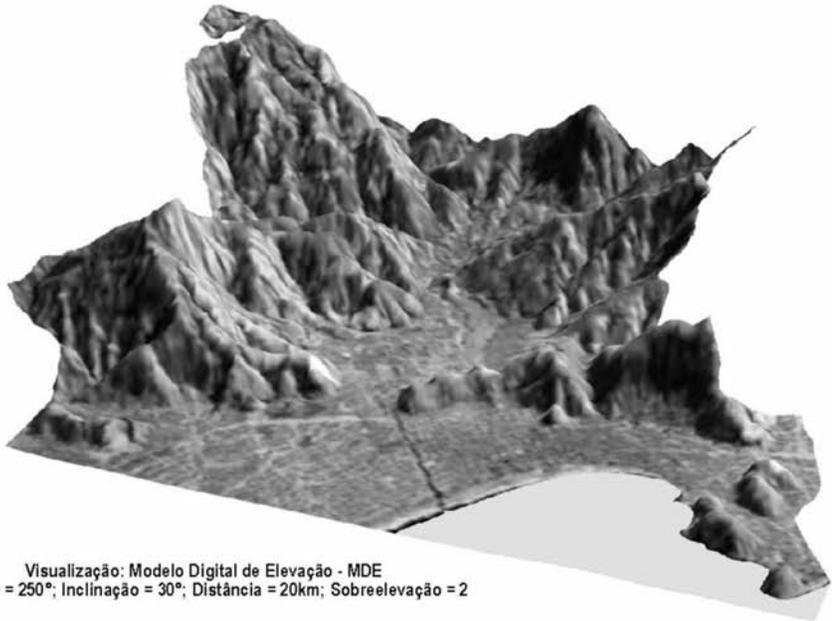
Um modelo de ruptura simples e adequado aos escorregamentos identificados na etapa de inventário foi adotado para o desenvolvimento da análise quantitativa de perigo. Foram analisados os escorregamentos planares de solo, deflagrados pela infiltração de uma frente de saturação e a consequente redução dos parâmetros de resistência de solo (coesão, principalmente), sem a influência de nível d'água.

Este tipo de escorregamento e de mecanismo de ruptura foram escolhidos porque são muitos frequentes na área de estudo e podem ser avaliados quantitativamente por métodos de análise de estabilidade simples (ruptura planar em talude infinito).

Esta análise quantitativa buscou a determinação da probabilidade de ocorrência destes escorregamentos na área piloto, resultando em uma carta de perigo com os parâmetros mínimos para subsidiar a posterior análise de risco e a implementação de planos de seguro.

Os Fatores de Segurança - FS foram calculados em células de terreno de 5 m por 5 m (grid). Adotou-se a superfície de ruptura a 1,0 m de profundidade e apenas um horizonte homogêneo de solo (solo superficial, laterizado), ou seja, apenas uma família de parâmetros geomecânicos na direção vertical (até profundidade de 1,0 m) para cada célula de terreno analisada.

Foram definidos 51 setores de encosta para o cálculo dos FS, apresentando características favoráveis à deflagração do tipo de escorregamento analisado e com edificações passíveis de serem



Visualização: Modelo Digital de Elevação - MDE
Azimute = 250°, Inclinação = 30°, Distância = 20km; Sobrelevação = 2

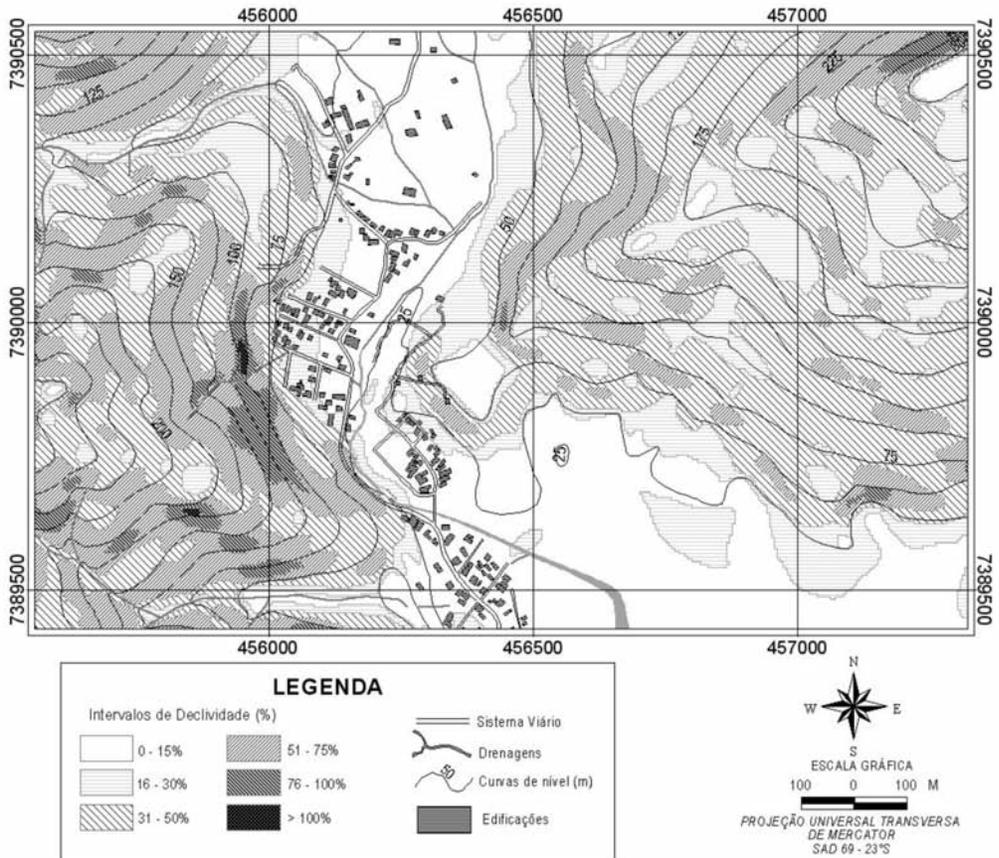


Fig. 3 – Visualização do Modelo Digital de Elevação – MDE e do Mapa de Declividade.

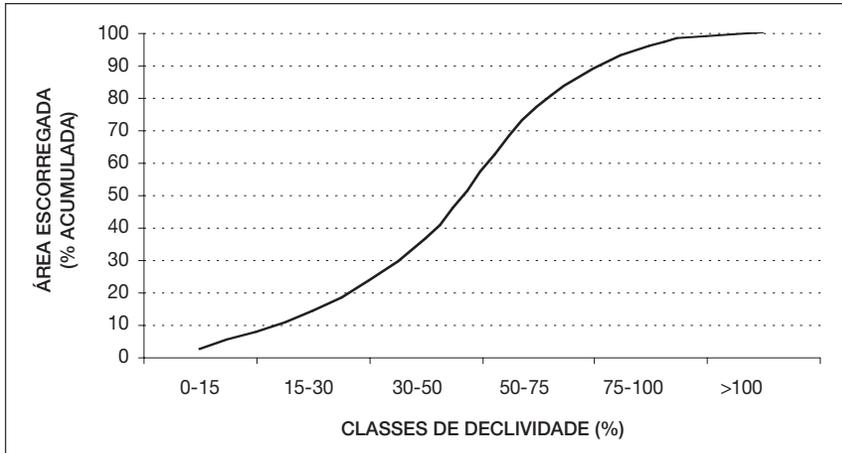


Fig. 4 – Frequência acumulada de área escorregada por classe de declividade.

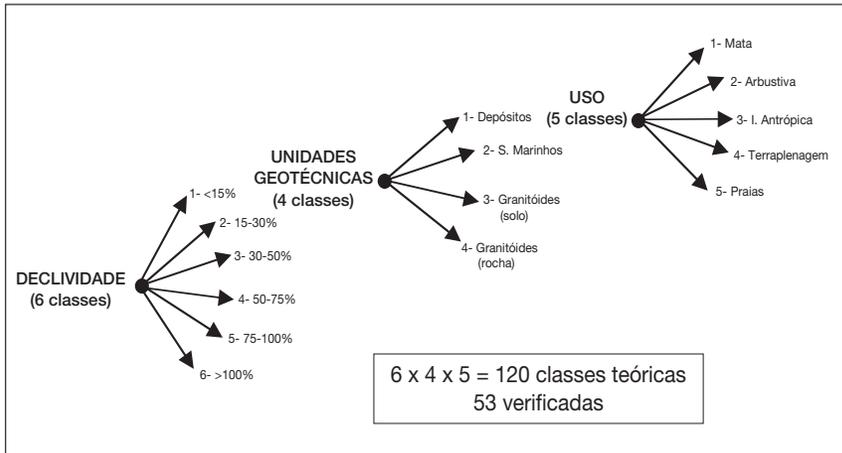


Fig. 5 – Classes de terreno resultantes do cruzamento dos mapas temáticos.

afetadas. Os valores dos parâmetros geomecânicos foram obtidos de bibliografia e considerando dois tipos básicos de classes de terreno (Quadro 2).

A Figura 6 ilustra o procedimento adotado para o cálculo dos fatores de segurança no ambiente de SIG, utilizando os critérios discutidos acima e os mapas temáticos produzidos na etapa de inventário. Os FS obtidos foram agrupados em cinco intervalos e cartografados nos 51 setores analisados (mapa de suscetibilidade determinístico). As áreas de afloramento rochoso não foram consideradas. A equação matemática utilizada no cálculo do FS foi:

$$F = (c + \gamma z \cos^2 i \operatorname{tg} \phi) / (\gamma z \cos i \operatorname{sen} i) \quad (1)$$

Onde,

c = coesão; γ = peso específico; z = profundidade; i = inclinação da encosta e ϕ = ângulo de atrito.

Os setores de encosta com FS inferiores ou iguais a um, ou seja, em condição de ruptura foram considerados na análise probabilística. A probabilidade de ruptura $P(r)$ resultou da combinação das probabilidades de dois eventos independentes, como apresentado na equação 2 abaixo.

$$P(r) = P(1) P(2) \quad (2)$$

Onde,

$P(1)$ = probabilidade de ruptura dos setores com $FS \leq 1,0$ considerando-se as incertezas associadas aos parâmetros geomecânicos utilizados no cálculo; e

$P(2)$ = probabilidade anual de ocorrência de uma chuva suficiente para o avanço da frente de saturação até 1,0 m de profundidade.

Quadro 2 – Classes de terreno e os respectivos parâmetros geomecânicos adotados (Wolle, 1980).

Classes de Terreno	Classes de uso e unidades Geológico-Geotécnicas	Parâmetros Geomecânicos		
		c (kPa)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
100	Áreas Urbanas, Depósitos Continentais e Solos Superficiais (Rochas Cristalinas)	0	27	14,0
101	Vegetação Arbustiva, Mata e Solos Superficiais (Rochas Cristalinas)	1,0	34	17,0

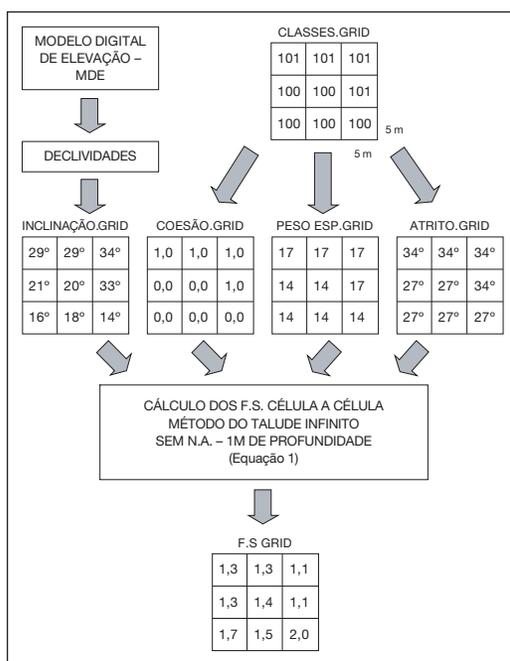


Fig. 6 – Cálculo dos FS no ambiente de SIG.

Estudos apresentados por Gama (1982) indicam que a probabilidade de colapso para $FS = 1,0$ tende para 0,5, independentemente dos coeficientes de variação das propriedades geotécnicas consideradas. Tal condição verifica-se para modelos de análise de estabilidade simplificados, dependentes basicamente da relação entre coesão, ângulo de atrito e inclinação do terreno (modelo considerado, Equação 2).

Com a aplicação do modelo de infiltração proposto por Lumb (1975), obteve-se uma precipitação mínima diária de 53 mm para a formação e avanço da frente de saturação até 1,0 m de profundidade (posição da superfície de ruptura). Foram considerados os parâmetros típicos de condutividade hidráulica saturada e variação da humidade volumétrica, obtidos por Carvalho (1989).

Os cálculos de período de retorno, obtidos nas análises do histórico pluviométrico da área piloto, indicaram o valor de 0,88 para a probabilidade anual de uma precipitação diária de 53 mm. Desta forma, a aplicação da Equação (2) resultou em probabilidade de ruptura de 0,44, que foi associada aos setores de encosta mais críticos para deflagração de escorregamentos ($FS \leq 1,0$), considerando o tipo de processo e modelo de ruptura adotados no ensaio de aplicação.

Para a definição do raio de alcance potencial destes escorregamentos, utilizou-se um modelo baseado nas relações entre a altura inicial (amplitude) e a distância percorrida pelo material instabilizado, conforme apresentado por Fell (1996) e Finlay e Fell. (1997). As 34 cicatrizes de escorregamento mapeadas na etapa de inventário foram utilizadas para o estabelecimento de uma correlação empírica entre a distância percorrida (D) e o desnível vertical (altura - H) da área escorregada. Obteve-se uma correlação linear $D = 1,67 H$, com um coeficiente de correlação (cc) de 0,91 (Figura 7).

A Carta de Perigo de Escorregamentos final resultou da expansão das áreas dos polígonos dos setores de encosta com $P(r) = 0,44$, de acordo com os respectivos raios de alcance potenciais, obtidos a partir da aplicação da correlação linear descrita acima, subtraídos dos comprimentos médios destes polígonos. Em termos cartográficos, a expansão foi feita através do comando buffer, disponível no SIG utilizado no estudo (Figura 8).

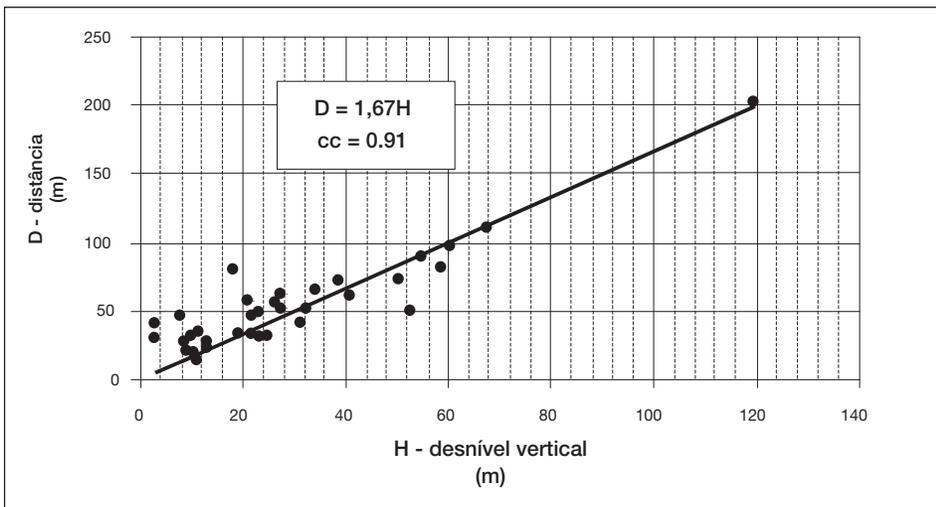


Fig. 7 – Raio de alcance potencial dos escorregamentos (regressão linear).

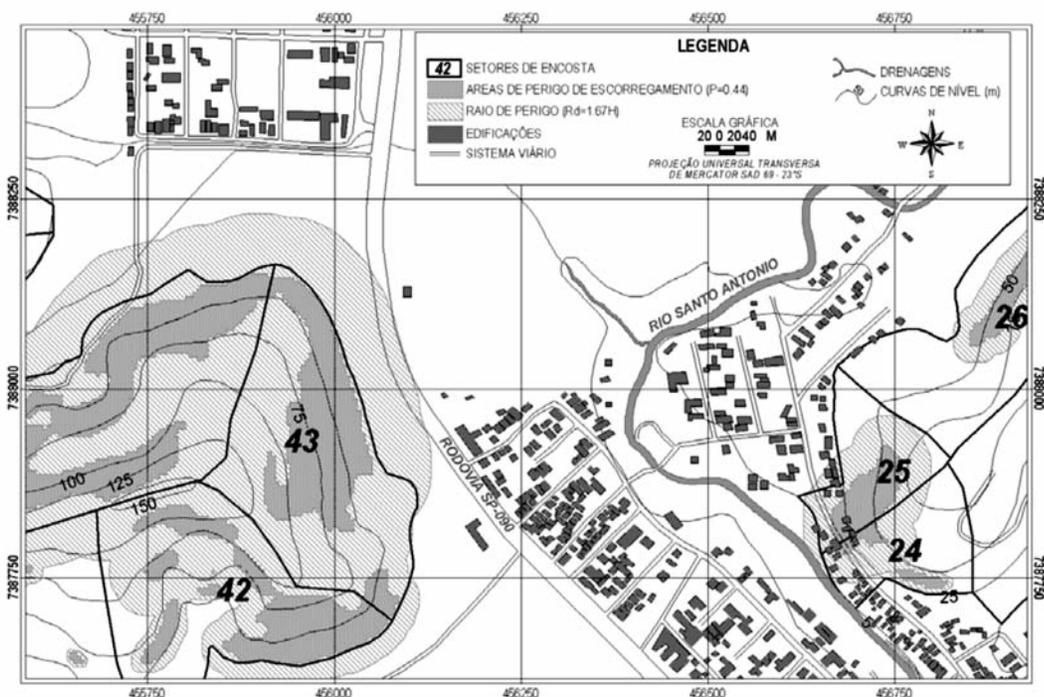


Fig. 8 – Ilustração da Carta de Perigo de Escorregamentos obtida no ensaio de aplicação.

3.3 – Etapa de Análise de Risco

Os níveis de risco foram obtidos pelo produto da probabilidade de deflagração dos escorregamentos rasos de solo (Etapa de Análise de Perigo) e as áreas das edificações potencialmente afetadas por esses processos. Este cálculo foi realizado no formato raster, trabalhando com uma malha com espaçamento de 2,5 m. Os níveis de risco foram calculados célula a célula e posteriormente agrupados em polígonos, na forma vetorial (risco individual da edificação). Também foi realizada a interpolação destes valores de risco das edificações para se obter uma visão da distribuição dos níveis de risco na área piloto (risco regional). Para tal, utilizou-se o método de interpolação baseado no inverso do quadrado da distância. Os resultados foram apresentados na forma de isovalores de risco (Figura 9).

Do total de 2073 edificações mapeadas, 367 (17,7%) apresentaram níveis de risco com danos variando de 10 a 207 m²/ano. Elas foram agrupadas em quatro classes de risco, de forma a obter-se um número representativo de edificações por classe adotada. Como exercício preliminar, visando à implementação de um plano de seguro para o tipo de escorregamento analisado, foi estimado o dano econômico anual total, considerando-se um custo médio para o m² construído na área piloto (Quadro 3).

O dano económico anual refere-se ao caso extremo em que todas as 367 edificações fossem afetadas em um mesmo acidente. Este montante, dividido pelo número de edificações e por 12, equivale ao custo mensal mínimo de uma apólice de seguro para cobrir os danos anuais estimados (sem considerar as taxas de administração e o lucro das seguradoras). O valor da ordem de R\$ 1.000,00/mês obtido pode ser considerado bastante elevado para a realidade social e econômica da

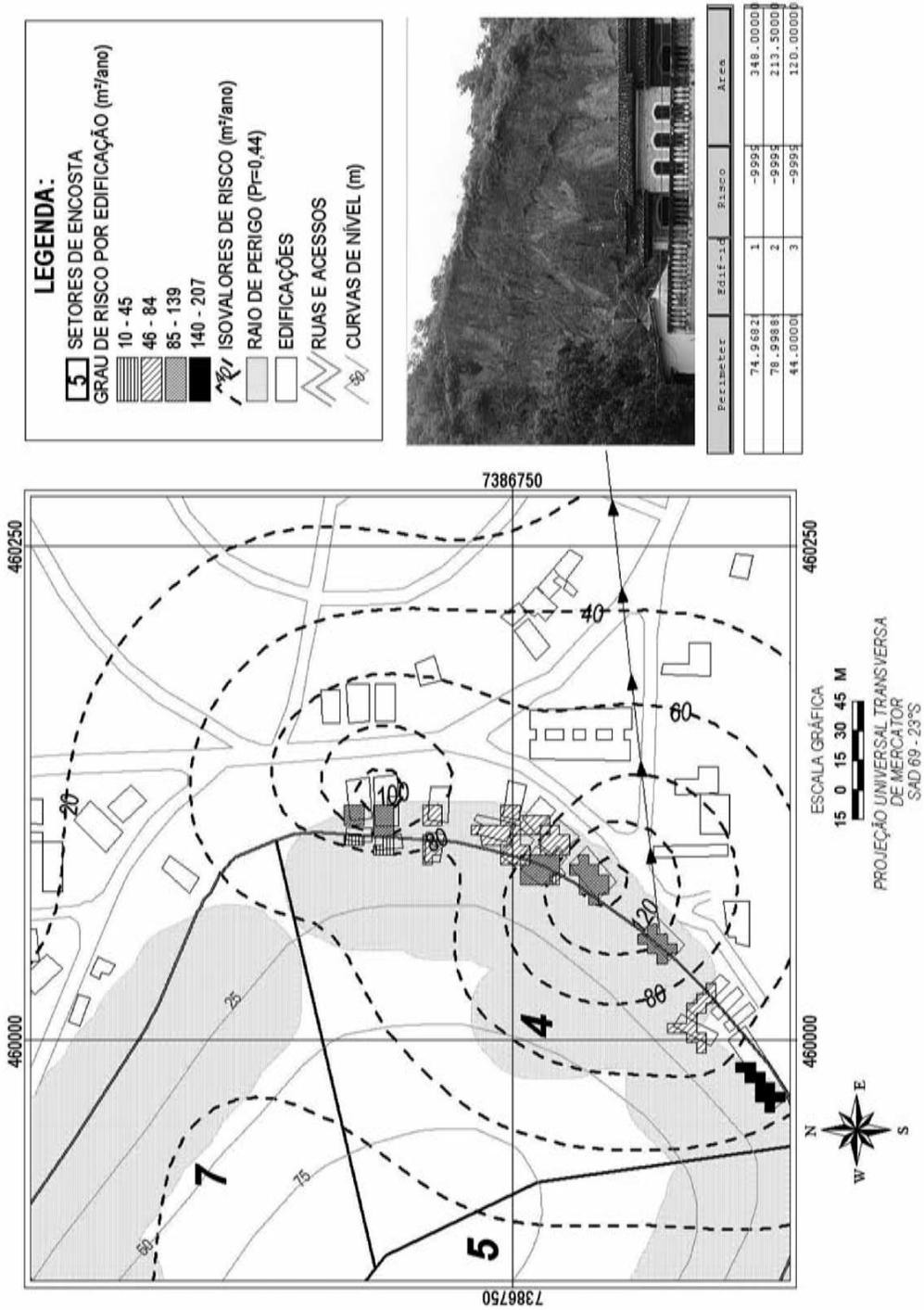


Fig. 9 – Ilustração da carta (sistema) de risco de escorregamentos obtida em ambiente de SIG.

população brasileira. Aplicando-se as taxas de vulnerabilidade, este valor se reduz significativamente (dificilmente todas as 367 edificações serão afetadas da mesma forma em um único evento).

A taxa de vulnerabilidade pode ser estimada, por exemplo, através da análise das residências afetadas ao longo do período de 11 anos analisados na área de estudo (Quadro 1). Verificamos que cerca de 24 moradias foram afetadas por escorregamentos neste período, resultando em uma taxa de dano médio em torno de 2,2 moradias/ano ou 269 m²/ano (área média das edificações = 123,4 m²), ou seja, cerca de 1,2% do risco potencial total identificado na carta de risco (cerca de 23,223 m²/ano).

Aplicando-se esta taxa de vulnerabilidade, o valor mínimo da apólice se reduziria para cerca de R\$ 11,60 por mês, ou seja, com excelentes condições de viabilidade de aquisição por parte dos proprietários das edificações em risco.

Quadro 3 – Estimativa do dano económico anual a partir da carta de risco de escorregamentos elaborada para a área piloto.

Classes de Risco (m ² /ano)	Classes Médio Anual* (R\$)	Custo Ponderado ** (R\$)
10 - 45	5.500,00	984.500,00
46 - 84	13.000,00	1.573.000,00
85 - 139	22.400,00	828.800,00
140 - 207	34.700,00	1.041.000,00
DANO MÉDIO ANUAL		4.427.300,00

(*) Valor médio do m² construído = R\$ 250,00 (ano base 1999)

(**) Custo médio x número de moradias

4 – CONCLUSÕES

Considerando-se os resultados discutidos nos itens anteriores, podem ser apontadas as seguintes principais conclusões:

- 1) as cartas ou mapas de risco têm sido elaborados geralmente em grandes escalas e abrangendo regiões urbanizadas, dentro da grande produção técnico-científica brasileira ocorrida nos últimos 20 anos na área de gerenciamento de riscos ambientais e, em particular, os associados a escorregamentos. Predominam análises de risco não quantificadas e sendo voltadas, principalmente, para ações emergenciais. Mais recentemente têm sido apresentados alguns trabalhos utilizando análises de risco quantificadas, através da retroanálise de acidentes, modelos de ruptura e com emprego de Sistemas de Informação Geográfica – SIG. Os conceitos de probabilidade subjetiva e a técnica da árvore de decisão também têm sido utilizados nestes trabalhos mais recentes (Carvalho e Hachich, 1998);
- 2) a utilização do SIG como ferramenta básica para a elaboração da carta de risco de escorregamentos conforme o método proposto, permite grande versatilidade para armazenagem,

cruzamento e modelagem dos dados, incluindo a utilização de modelos quantitativos determinísticos e probabilísticos. O estudo desenvolvido também demonstrou a importância de outros fundamentos adotados no método proposto, relativos ao entendimento dos processos analisados como base para as modelagens e as três etapas de elaboração sugeridas (Inventário, Análise de Perigo e Análise de Risco). Mais do que produtos cartográficos estáticos, as cartas obtidas com o método proposto constituem-se em verdadeiros sistemas de análise de perigo e risco, permitindo atualizações e modelagens de diferentes cenários, podendo subsidiar a implementação de planos de seguro em áreas urbanas, bem como outras ações de gestão de risco, tanto pelo poder público, como por empresas do setor privado (empresas de seguro, por exemplo);

- 3) a experiência internacional mostra que o uso dos programas de seguro como forma de mitigação dos riscos geológicos e, em particular, os associados a escorregamentos no seu sentido amplo, podem apresentar algumas vantagens em relação a outras medidas não estruturais. Esta experiência também indica que esses planos de seguro requerem algum tipo de subsídio para tornar o custo das apólices viável e podem ter sua eficácia reduzida devido aos fatores conhecidos como seleção adversa (adverse selection) e percepção de perigo (moral hazard);
- 4) a experiência brasileira na utilização de planos de seguro como forma de mitigação dos riscos ambientais e geológicos ainda é incipiente, porém, considerando-se os avanços conseguidos no emprego de análises de risco quantificadas, as tendências do mercado nacional de seguros, tal condição poderá se reverter a curto prazo. No Brasil, os ramos atuais de seguro com mais potencial para auxiliarem nas ações de gerenciamento dos riscos ambientais e geológicos são de responsabilidade civil geral, riscos de engenharia e algumas categorias de seguro habitacional; e
- 5) o ensaio de aplicação validou os resultados da pesquisa e apontam para a viabilidade prática do método proposto para elaboração de cartas de risco de escorregamentos quantificadas em ambiente de SIG e da sua utilização na implementação de planos de seguro. Prevê-se o aprimoramento dos modelos quantitativos probabilísticos empregados nas análises de perigo e risco, com a incorporação de ferramentas de aquisição de dados em tempo real (chuvas, deslocamentos, etc).

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arnould, M. *Geological hazards – insurance and legal and technical aspects*. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, n.14, p.263-274. 1976.
- Augusto Filho, O. *Carta de risco de escorregamentos quantificada em ambiente de SIG como subsídio para planos de seguro em áreas urbanas: um ensaio em Caraguatatuba (SP)*. Tese de doutorado, Instituto de Geociências e Ciências Exatas – UNESP, Rio Claro. 196p. 2001.
- Campbell, R. H.; Bernknopf, R.L.; Soller, D. R. *Mapping time-dependent changes in soil-slip-debris-flow probability*. US Geological Survey Open-File Report in press. 16p. 1999.
- Carvalho, C. S. & Hachich, W. *Quantitative risk analysis of urban slopes: an application of subjective probability*. Proc. of the Eighth Congress of the International Association for Engineering Geology and Environment - IAEG. Vancouver. A.A. Balkema. vol.2, p.887-890. 1998.

- Carvalho, C.S. *Estudo da infiltração em encostas de solos insaturados na Serra do Mar*. São Paulo. Dissertação de mestrado, Escola Politécnica - Universidade de São Paulo. 150p. 1989.
- Einstein, H.H. *Landslide risk – systematic approaches to assessment and management*. In: Cruden & Fell (ed.), *Landslide risk assessment*. Proc. of the International Workshop on Landslide Risk Assessment. Hawaii. A.A. Balkema. p.25-49. 1997.
- Einstein, H.H. & Karan, K.S. *Risk assessment and uncertainties*. Proc. of International Conference on Landslides – Causes, Impacts and Countermeasures. Davos. VGE. p.457-488. 2001.
- Fell, R. *Landslide risk assessment*. Proc. of Second Symposium on Risk Assessment in Geotechnical & Geo-Environmental Engineering. Alberta. Geotechnical Society of Edmonton: p. 1 –19. 1996.
- Finlay, P.J. & Fell, R. *Landslides: risk perception and acceptance*. Canadian Geotechnical Journal. vol. 34, n. 2. April. p.169-188. 1997.
- Gama, C.D. *Avaliações probabilísticas da estabilidade de taludes*. Anais do Sétimo Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Recife. ABMS. v. 1, p.59-74. 1982.
- Gumbel, E.J. *Statistics of extremes*. Columbia University Press, New York, 375 p.1958.
- Hartlén, J. & Viberg, L. *Evaluation of landslide hazard*. Proc. of Fifth International Symposium on Landslides. Lausanne. A.A. Balkema. v.2, p. 1038-1057. 1988.
- Hutchinson, D.J.; Harrap, R.; Ball, D.; Diederichs, M.; Kjelland, N. *Development of geotechnical sensor network analysis capabilities for slope stability monitoring, within a GIS based decision support system*. Proc. of Ninth International Symposium on Landslides. Rio de Janeiro. A. A. Balkema. v1, p.759-765. 2004.
- International Union of Geological Sciences - IUGS - Committee on Risk Assessment *Quantitative risk assessment for slopes and landslides – the state of the art*. In: Cruden & Fell (ed.), *Landslide risk assessment*. Proceedings of the International Workshop on Landslide Risk Assessment. A.A. Balkema. p.3-14. 1997.
- Jibson, R. W.; Harp, E.L.; Michael J.A. *A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard: an example from the Los Angeles, California, Area*. U.S. Geological Survey Open-File 98-113. 1998.
- Lumb, P. *Slope failures in Hong Kong*. Quarterly Journal of Engineering Geology, v. 8, p. 31-65. 1975.
- Macedo, E. S.; Ogura, A.T.; Santoro, J. *Landslide warning system in Serra do Mar slopes*. Proc. of the Eighth Congress of the International Association for Engineering Geology and Environment - IAEG. Vancouver. A.A. Balkema. vol.2, p.1967-1971. 1998.
- Smolka A. & Berz, G. *Methodology of hazard mapping – requirements of the insurance industry*. Bulletin of the International Association of Engineering Geology - IAEG, n.23, p.21-24. 1981.
- Terlien, M.T.J.; Westen, C.J.V.; Asch, W.J.V. *Deterministic modeling in GIS-based landslide hazard assessment*. In: Carrara & Guzzetti (ed.), *Geographical Information Systems in assessing natural hazards*. Kluwer Academic Publishers. p.57-78. 1995.
- Van Westen, C.J. *Geo-information tools for landslide risk assessment: an overview of recent developments*. Proc. of Ninth International Symposium on Landslides. Rio de Janeiro. A. A. Balkema. v1. p.39-56. 2004.

- Varnes, D.J. et al. *Landslide hazard zonation: a review of principles and practice*. UNESCO. 63p. Paris. 1985.
- Wilson R.C. & Jayko, A.S. *Preliminary maps showing rainfall thresholds for debris-flow activity, San Francisco Bay region, CA*. US Geological Survey Open-File Report 97-745 F. 1997.
- Wolle, C.M. *Taludes naturais: mecanismos de instabilização e critérios de segurança*. Tese de doutorado, Escola Politécnica - Universidade de São Paulo. 245p. 1980.

TESES DE DOUTORAMENTO E MESTRADO EM PORTUGAL: 2005-2006

TESES DE DOUTORAMENTO – 2005

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

AUTOR: Eduardo Manuel Cabrita Fortunato

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADORES: António Pinelo (LNEC) e Manuel Matos Fernandes (FEUP)

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

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

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

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

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

A realização de um número elevado de ensaios sobre os materiais e as camadas que constituem a subestrutura antiga das vias férreas da Linha do Norte, permitiu a obtenção de um importante acervo de dados com os quais foi possível estabelecer algumas correlações entre diversas características físicas e de estado dos materiais e o módulo de deformabilidade reversível, e entre este e a resistência à penetração medida pelo penetrómetro dinâmico ligeiro.

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

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

A modelação física de subestruturas da via férrea em fossas de ensaios, onde se construíram provetes prismáticos de grandes dimensões ($2,2 \times 2,2 \times 1,0$ m³ e $4,0 \times 4,0 \times 2,8$ m³), permitiu reproduzir, no essencial, as condições físico-mecânicas das subestruturas das vias férreas antigas e daquelas que são renovadas. Os ensaios realizados nestes modelos evidenciaram alguns aspectos importantes do comportamento destas subestruturas, nomeadamente no que se refere à sua deformabilidade e ao comportamento que exibiram quando sujeitas a ensaios de cargas repetidas.

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

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

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

TESES DE DOUTORAMENTO – 2006

Caracterização Geotécnica de Solos no Domínio das Pequenas Deformações. Aplicação do Método das Ondas Superficiais

AUTORA: Isabel Maria Figueiredo Lopes

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa

ORIENTADORES: Isabel Moitinho de Almeida (FCUL) e Jaime Alberto dos Santos (IST)

RESUMO: Este trabalho versa a caracterização dinâmica de solos no domínio das pequenas deformações, com particular relevo sobre uma nova técnica de ensaio em Portugal: o método das ondas superficiais (usando as ondas de RAYLEIGH), recorrendo à aquisição com múltiplos canais.

Foram estudados diversos métodos de efectuar a aquisição, processamento e inversão de ondas superficiais, tendo como objectivo determinar o perfil da velocidade da onda de corte de um determinado local. O processamento para obter a curva de dispersão experimental é efectuado no domínio $f - k$. A abordagem para efectuar a inversão está dependente do tipo de curva de dispersão: se a curva for essencialmente monomodal poderá optar-se pela utilização de um método de inversão automática que tenha como base apenas o modo fundamental; se a curva for multimodal ou resultante de sobreposição modal, deverá recorrer-se a uma inversão por tentativa e erro, usando uma modelação directa que considere os diversos modos de propagação das ondas de RAYLEIGH.

O método das ondas superficiais foi aplicado a diversos locais em Portugal, com diferentes condições geológicas e geotécnicas: na região de Lisboa, no Porto e na Ilha Terceira. Em alguns dos casos de estudo foi possível, recorrendo a resultados de sondagens e ensaios geotécnicos in situ, caracterizar detalhadamente a geologia e as características geotécnicas locais, permitindo a comparação desses dados com os resultados do método. Num dos locais foram ainda efectuados alguns ensaios de coluna ressonante sobre amostras indeformadas, possibilitando a comparação entre os resultados do campo e de laboratório.

No desenvolvimento deste trabalho foi possível reunir um conjunto de informação sobre as Aluviões do Tejo, que foi coligida e processada para uma melhor definição de algumas características mecânicas destes materiais.

Estudo de Coeficientes de Segurança a Aplicar a Estruturas de Controlo de Erosão e de Estabilização de Maciços com Geossintéticos

AUTORA: Margarida João Fernandes de Pinho Lopes

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADORA: Maria de Lurdes Lopes (FEUP)

RESUMO: A aplicação de geossintéticos em obras de engenharia civil e, em particular, em obras geotécnicas, tem vindo a aumentar. No entanto, as questões relativas à durabilidade destes materiais e à definição dos coeficientes de segurança a aplicar no seu dimensionamento são cada vez mais pertinentes. Apesar de já contar com algumas décadas, a aplicação de geossintéticos ainda está relativamente pouco divulgada em Portugal, o que justifica as considerações mais gerais incluídas neste trabalho.

No capítulo 1 é feita uma introdução geral aos geossintéticos enquanto material de construção. Descrevem-se os seus elementos constituintes e os principais processos de fabrico associados a cada tipo de geossintético, bem como as funções que estes materiais podem desempenhar. As propriedades dos geossintéticos mais relevantes para cada uma dessas funções são indicadas.

No capítulo 2, são apresentadas as principais propriedades dos geossintéticos, indicando-se quais as mais relevantes para as diferentes funções. Mencionam-se os principais ensaios de caracterização, assim como as principais normas existentes.

As questões associadas à durabilidade dos geossintéticos são tratadas no Capítulo 3, indicando-se os seus principais agentes e mecanismos de degradação. As metodologias de ensaio para avaliar as questões associadas à durabilidade são sumariamente descritas e apresentam-se algumas conclusões dos estudos efectuados.

O dimensionamento de geossintéticos é apresentado no Capítulo 4, onde se incluem as metodologias de dimensionamento dos Eurocódigos, bem como o conceito de Estados Limites e de coeficientes de segurança parciais. A questão da avaliação da segurança é discutida, tal como as possíveis abordagens para o dimensionamento de geossintéticos. São também apresentadas algumas questões a considerar no dimensionamento de geossintéticos em algumas aplicações específicas.

No Capítulo 5 a problemática do comportamento mecânico dos geossintéticos – a curto e a longo prazo – é tratada com detalhe, bem como os ensaios de caracterização correspondentes.

Em seguida, no Capítulo 6, referem-se as questões relativas à danificação induzida durante a instalação (DDI) dos geossintéticos em obra, apresentando-se os principais mecanismos de danificação associados, as consequências possíveis e os factores que a influenciam, bem como as metodologias a utilizar para fazer a sua avaliação.

No Capítulo 7 discutem-se questões associadas à interação solo-geossintético em estruturas de solo reforçado e os ensaios utilizados para avaliar a resistência dessa interface.

No Capítulo 8 apresentam-se metodologias para estimar a extensão e a resistência a longo prazo dos geossintéticos e os coeficientes de segurança parciais associados, para aplicações de reforço de solos (em que as características mecânicas dos geossintéticos são fundamentais para a estabilidade das estruturas).

Os métodos utilizados neste trabalho para induzir a danificação mecânica associada aos processos de instalação dos geossintéticos em obra são apresentados no Capítulo 9. Estes incluem a realização de ensaios laboratoriais, a que se associou o desenvolvimento de um equipamento, e ensaios de campo, através da construção de aterros provisórios. São também apresentadas as principais características dos materiais considerados neste trabalho: solos e geossintéticos.

A campanha de ensaios realizados para caracterizar o efeito DDI é tratada no Capítulo 10. Aqui, descrevem-se as metodologias de ensaio seguidas, os equipamentos disponíveis e apresentam-se os resultados de ensaios tipo. É ainda descrito o equipamento desenvolvido para realizar ensaios de fluência e de rotura em fluência de geossintéticos.

Os efeitos da danificação mecânica induzida durante os processos de instalação e obra foram avaliados visualmente. A discussão da observação das alterações na estrutura dos geossintéticos, através de microscopia electrónica de varrimento é apresentada no Capítulo 11.

Os resultados da campanha de ensaios de caracterização do comportamento mecânico dos geossintéticos isolados e das interfaces solo-geossintético são apresentados e discutidos nos Capítulos 12, 13 e 14 e em que se avalia o efeito da DDI induzida nesse comportamento.

No Capítulo 12 apresentam-se os resultados dos ensaios de tracção, para caracterização do comportamento mecânico de curto prazo dos geossintéticos isolados. No Capítulo 13 incluem-se os resultados referentes à avaliação do comportamento de longo prazo (ensaios de rotura em fluência) e é avaliado o efeito da DDI induzida nas várias condições em apreço nesse comportamento. A caracterização da resistência da interface solo-geossintético é tratada no Capítulo 14.

No Capítulo 15, são apresentados os valores para os coeficientes parciais de segurança resultantes da caracterização dos geossintéticos estudados, bem como a discussão da influência de alguns factores no comportamento mecânico estudado. Entre esses factores incluem-se: resistência nominal e tipo de geossintético, tipo de solo em contacto com o geossintético e metodologia utilizada para induzir os efeitos da DDI.

Por último, enunciam-se algumas conclusões de carácter geral e sugerem-se vias para futuras investigações.

Life Cycle Assessment Tools for Sustainable Development: Case studies for Mining and Construction Industries in Italy and Portugal

AUTOR: Giovanni Andrea Blengini

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADORES: Carlos Dinis da Gama (IST) e Giovanni Badino

RESUMO: A presente dissertação inicia-se com a Declaração de Milos (2003), segundo a qual os profissionais do sector mineral se comprometem a apoiar a transição da Humanidade para o Desenvolvimento Sustentável, através da utilização das suas capacidades científicas, tecnológicas, educacionais e de investigação no domínio dos minerais, metais e combustíveis.

Por forma a atender tal compromisso, os Engenheiros de Minas devem abster-se de procurar soluções para a mineração sustentável que estejam limitadas a processos simples. Deverão, outrossim, estender o seu campo de interesse para além das fronteiras físicas das minas, considerando as repercussões que os produtos minerais possuem nos seus ciclos de vida subsequentes.

Na primeira parte da dissertação aborda-se o estado da arte da metodologia de avaliação do ciclo de vida (LCA), com ênfase nas suas aplicações às indústrias extrativas e de construção.

Em particular:

- descrevem-se bases de dados existentes que contêm eco-perfis sobre os produtos minerais e materiais de construção comuns;
- detalham-se os principais métodos de avaliação de impactes.

A segunda parte contém uma contribuição experimental, envolvendo:

- a subrotina DIGET2005 para avaliação de impactes no programa SimaPro;
- aplicações de LCA a indústrias italianas e portuguesas de produção de cimento e de materiais de construção, com ênfase especial nos resultados que podem ser obtidos neste tipo de estudos.

Assim, a dissertação poderá ser utilizada por estudantes e profissionais do sector mineral que se dediquem à abordagem de tópicos de LCA no futuro.

O Comportamento de Túneis Superficiais Escavados em Solos Porosos. O Caso do Metro de Brasília/DF

AUTOR: Fernando Eduardo Rodrigues Marques

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

ORIENTADORES: Jorge Almeida e Sousa (FCTUC) e André Assis

(Universidade de Brasília)

RESUMO: O objectivo principal do trabalho foi o de analisar o comportamento observado dos túneis do metro de Brasília escavados em solos muito porosos, tendo em conta que ele se revelou em muitos aspectos como atípico, nomeadamente no que se relaciona com a amplificação dos movimentos com o afastamento da periferia da cavidade.

Para a concretização de tal objectivo foi executada uma campanha de caracterização geotécnica da argila porosa de Brasília interessada pelas obras. Esta caracterização envolveu a realização de ensaios de campo (ensaios de penetração dinâmica com medição de torque, SPT-T, ensaios de penetração estática, CPT, e ensaios com o dilatómetro de Marchetti, DMT) e de um extenso programa de ensaios de laboratório (ensaios com vista à caracterização física e à classificação da argila porosa, ensaios edométricos, ensaios clássicos de compressão triaxial drenados e ensaios de compressão isotrópica) efectuados com amostras deformadas e indeformadas recolhidas em poços de prospecção executados no local experimental.

Com base na caracterização efectuada foram definidos os parâmetros caracterizadores dos diferentes modelos constitutivos empregues para simular o comportamento mecânico dos solos interessados pela abertura dos túneis, e efectuadas análises numéricas 2D e 3D, cujos resultados foram confrontados com os fornecidos pela instrumentação.

Esta confrontação permitiu verificar que tal comportamento atípico consegue ser simulado com o emprego de análises tridimensionais e de modelos constitutivos avançados, como é o caso do modelo de Lade.

TESES DE MESTRADO – 2005

Ensaio e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Verticais

AUTORA: Elisabete Fernanda Miranda da Costa Escaleira Esteves

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADORES: António Viana da Fonseca (FEUP) e Paulo Pinto (FCT/UC)

Escavações Escoradas em Solos Argilosos Moles. Análise do Comportamento Considerando os Efeitos da Consolidação

AUTOR: Pedro Miguel Barbosa Alves Costa

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADORES: José Leitão Borges e Manuel Matos Fernandes (FEUP)

Estabilização de Taludes Rochosos com Redes Pré-Tensionadas

AUTORA: Ana Isabel Soares Cardoso

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

ORIENTADOR: José Eduardo Quintanilha de Menezes (FEUP)

Estudo da Electrocinese no Tratamento de Solos Finos Compressíveis

AUTORA: Ana Isabel Baptista Vazquez

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADORES: Emanuel José Leandro Maranhã das Neves (IST) e Tácio Mauro Pereira de Campos (PUC/Rio de Janeiro)

Módulo de Deformabilidade de Jabres Graníticos para Capas de Explanadas de Pavimentos: Sensibilidad a los Tipos de Premisas y Ensayos

AUTORA: Nelly Del Carmen Vieira Faria

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADORES: António Viana da Fonseca (FEUP) e António Gomes Correia (UM)

Solo Reforçado com Geossintéticos. Estudo dos Parâmetros Caracterizadores do Comportamento

AUTOR: Rui Pedro S. Xavier Silvano

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

ORIENTADORA: Maria de Lurdes Costa Lopes (FEUP)

Utilização de Ancoragens em Estruturas de Contenção Flexíveis

AUTORA: Sandra Cristina Primitivo Carrasco Ferreira

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

ORIENTADORES: Nuno Manuel da Costa Guerra (IST) e Ana Paula Confraria Varatojo (FCT/UNL)

TESES DE MESTRADO – 2006

Análise dos Resultados de Observação dos Túneis do Metropolitano de Lisboa

AUTORA: Maria João Salgueiro Amaral

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADORES: Jorge Almeida e Sousa (FCT/UC) e Francisco Pinto (Tecnasol-FGE)

Aplicação de Geossintéticos em Linhas Férreas. Estudo dos Fenómenos da Abrasão e Danificação Durante a Instalação nos Materiais

AUTOR: André Estácio da Silva Pinto

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADORES: Maria de Lurdes Lopes e Arnaldo Sousa Melo (FEUP)

Caracterização da Deformabilidade de Maciços Rochosos com Base na Monitorização Contínua de Túneis em Construção

AUTORA: Luísa Cristina Branco Cosme

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADORA: Maria Matilde Mourão de Oliveira Carvalho Horta Costa e Silva (IST)

Caracterização de Rochas Brandas Margosas *in situ* e dos Respective Aterros. Contribuição para a Modelação do Comportamento.

AUTORA: Sandra Isabel da Cruz Oliveira

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

ORIENTADORES: Laura Maria Mello Saraiva Caldeira (LNEC; FCT/UNL) e Emanuel José Leandro Maranha das Neves (IST)

Compactação de Aterros de Barragens. Novas Metodologias de Controlo

AUTORA: Andrea Maria de Almeida Cristino Brito

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADORA: Laura Maria Mello Saraiva Caldeira (LNEC; FCT/UNL)

Comportamento Sísmico de Estruturas de Suporte Flexíveis Multi-Apoiadas

AUTOR: António Carlos Folgado da Silva Ambrósio

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADORES: Jaime Alberto dos Santos (IST) e José Mateus de Brito (CENORGE)

Contribuições Geotécnicas para o Estudo do Problema da Erosão

AUTOR: José Manuel A. D. S. de Oliveira

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADOR: Carlos Dinis da Gama (IST)

Elaboração de Cartas de Risco Geotécnico e suas Aplicações

AUTORA: Ana Rita Rodrigues Subtil

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade técnica de Lisboa

ORIENTADORA: Ana Paula Alves Afonso Falcão Neves (IST)

Enquadramento das Análises de Riscos em Geotecnia

AUTOR: Ricardo Neves Correia dos Santos

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

ORIENTADORES: Laura Maria Mello Saraiva Caldeira e João Paulo Bilé Serra (LNEC; FCT/UNL)

Ensaios e Análise de Resposta de Estacas em Solo Residual do Granito sob Acções Horizontais

AUTOR: Catarina Tuna de Sousa

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADORES: António Viana da Fonseca (FEUP) e Jaime Alberto dos Santos (IST)

Estudo Experimental das Características Mecânicas de Solos Evolutivos em Aterros de Estradas de Baixo Custo e Sujeitas a Ciclos de Molhagem-Secagem

AUTOR: Saturino Diogo Lopes Chembeze

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADOR: António Viana da Fonseca (FEUP)

Investigações em Laboratório sobre Monitorização Contínua da Estabilidade de Túneis

AUTORA: Miriam dos Reis Ferreira

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADORA: Maria Matilde Mourão de Oliveira Carvalho Horta Costa e Silva (IST)

Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise e Dimensionamento

AUTOR: Tiago Sarmiento Sabino Domingues

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADORES: José Leitão Borges e António Silva Cardoso (FEUP)

Sensitivity Model for Clayey Spoil Heaps – Laboratory Evaluation

AUTOR: Henrique Jorge Ferreira Enriquez

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADORES: Jan Bohác e Carlos Dinis da Gama (IST)

Sequestração de CO₂ e Produção de Gás Natural na Bacia Carbonífera do Douro

AUTORA: Ascencion Sousa

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADORES: António Mouraz Miranda e Maria Matilde Mourão de Oliveira Carvalho
Horta Costa e Silva (IST)

Vibrações Admissíveis em Seres Humanos e suas Repercussões no Projecto de Vias Anti-Vibráteis

AUTOR: Gustavo André Paneiro

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

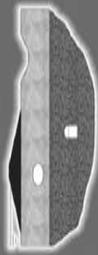
ORIENTADOR: Carlos Dinis da Gama (IST)

Vibrações Transmitidas aos Terrenos por Comboios de Alta Velocidade

AUTORA: Ana Margarida Marques Peixoto

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADOR: Carlos Dinis da Gama (IST)



5th International Workshop on Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering

Guimarães – Portugal
April 1-4, 2007



Sociedade Portuguesa
de Geotecnia

INVITATION

The 5th International Workshop on Applications of Computational Mechanics in Geotechnical Engineering is a forum for discussing the state-of-the-art and future trends in the area of computational mechanics applied to geotechnical problems. The previous editions of the Workshop took place in Rio de Janeiro (1991 and 1994), Porto (1998) and Ouro Preto (2003). It has been our purpose to join renowned researchers in an informal meeting where people can exchange views and point out perspectives to the relevant subjects.

The Workshop will provide an excellent opportunity to hold high level discussions and to define novel approaches for the solution of relevant engineering problems. The meeting is open to public in general. We hope to attract researchers, academics, students, software developers, and practical engineers of all areas of Geotechnics.

The meeting will be held in Guimarães, Portugal. Guimarães is an historical city, the first capital of Portugal, designated as UNESCO World Heritage. A wide range of choices for technical and leisure tours will be available.

PLACE AND DATE

The thematic sessions will be located in the Engineering School of the University of Minho (UM), Guimarães, Portugal.

The Workshop will take place from Sunday 1 to Wednesday 4 April, 2007 at the Convention Centre of the Engineering School, UM.



ORGANIZING COMMITTEE

E. A. Vargas Jr. (Brazil)
L. Ribeiro e Sousa (Portugal, Coordinator)
M. Matos Fernandes (Portugal)
Roberto Azevedo (Brazil)

LIST OF THEMES

Soil and Rock Excavations
Earth Fills and Dams
Foundations
Underground Structures
Oil Geomechanics
Environmental Geotechnics
Inverse Methodologies
Artificial Intelligence
Computational Systems
Ground Reinforcement
Embankments and Rail Track for High Speed Trains
Groundwater Management
Subsurface Infrastructures
Rock Mechanics in Mining
Radioactive Waste Disposals

INVITED LECTURERS

Specialists on the subject from abroad, Brazil and Portugal will be invited to publish a paper in the proceedings and to present a Lecture:

- Alberto Sáyão, PUC-Rio (President of ABMS, Brazil)
André Assis, UnB (ITA Past President, Brazil)
Andrew Whittle, MIT (USA)
A. Campos e Matos, University of Porto (Portugal)
A. Gomes Correia, University of Minho (Portugal)
A. Silva Cardoso, University of Porto (Portugal)
Cesar Sagaseta, University of Cantabria (Spain)
Christianne Lyra Nogueira, UFOP (Brazil)
Daniel Dias, INSA-Lyon (France)
Eliane Portela, LNEC (Portugal)
Emir Macari, LSU (USA)
E. Amaral Vargas, PUC-Rio (Brazil)
E. Quintanilha de Menezes, University of Porto (Portugal)
Francisco Martins, University of Minho (Portugal)
Gernot Beer, Graz University of Technology (Austria)
ITASCA (USA)
Izabel Azevedo, University of Viçosa (Brazil)
J. Almeida e Sousa, University of Coimbra (Portugal)
J. Couto Marques, University of Porto (Portugal)
João Cyro André, Polytechnical School of São Paulo (Brazil)
Jorge Zornberg, University of Texas (USA)
José Carvalho, Golder Associates (Canada)
J. Vieira de Lemos, LNEC (Portugal)
J. Leitão Borges, University of Porto (Portugal)
Kathrin Glab, Babendererde Ingenieure GmbH (Germany)

CONFERENCE REGISTRATION

	Before December 31 2006	After December 31 2006
Members of SPG, ABMS, IAEG, ISRM & ISSMGE	EUR 250	EUR 300
Non Members	EUR 350	EUR 400
Students	EUR 100	EUR 100

EXHIBITION AREA

The exhibition area is located near the main entrance of the Auditorium, offering a chance for all companies to exhibit equipment or software during the Workshop. The exhibition areas will be available from 30m² minimum; the rental price is EUR 30 per m².

WORKSHOP SECRETARIAT

T. Miranda
UM – University of Minho
Escola de Engenharia, DEC
Campus de Azurém,
4800-058 Guimarães
Portugal

Phone:
+351 253 510 492

Fax:
+351 253 510 217

e-mail:
tmiranda@civil.uminho.pt

website:
www.civil.uminho.pt/eventos/5wacmge

Kátia Bicalho, UFES (Brazil)

K. Kishida, University of Kyoto (Japan)

L. Eloy Vaz, PUC-Rio (Brazil)

L. Meira de Castro, Golder Associates (Canada)

L. Nolasco Lamas, LNEC (Portugal)

L. Ribeiro e Sousa, Universities of Porto

and Minho (Portugal)

Márcio Muniz de Farias, UnB (Brazil)

M. Matos Fernandes, University

of Porto (Portugal)

Mikhail Zertsalov, Moscow State University

of Civil Engineering (Russia)

Noemi Schlar Leitão, LNEC (Portugal)

Nilo Consoli, UFRG (Brazil)

Nuno Guerra, IST (Portugal)

Paulo Lourenço, University of Minho (Portugal)

Pedro Bernardo, IST (Portugal)

Richard Kastner, INSA-Lyon (France)

Roberto Azevedo, University

of Viçosa (Brazil)

ROCSCIENCE (Canada)

Sergey Yurfin, Moscow State University

of Civil Engineering (Russia)

Sérgio Fontoura, PUC-Rio (Brazil)

Thomas Zimmermann,

Z-Soil (Switzerland)

Tiago Miranda, University

of Minho (Portugal)

ORGANIZATION AND SUPPORT

Promotion of University of Minho with the cooperation of University of Porto, LNEC, Catholic University of Rio de Janeiro and Federal University of Viçosa.

Support of SPG – Portuguese Geotechnical Society and ABMS – Brazilian Association for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

Seminário Geotécnico sobre Aterros de Resíduos

Desenvolvimentos recentes



Estabilidade Aterros | Tecnologias Monitorização
Geomecânica Resíduos | Degradabilidade Resíduos
Sistemas Confinamento



LNEC, Lisboa, 24 e 25 de Maio 2007

Sob os Auspícios



ÂMBITO E OBJECTIVOS

Integrado nas Comemorações dos 60 Anos do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, está este Laboratório a organizar um Seminário Geotécnico sobre Aterros de Resíduos, sob os auspícios de: Aguas de Portugal, Instituto dos Resíduos, Ordem dos Engenheiros e Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

Passada uma década do início do encerramento de mais de 300 lixeiras no País e depois de se construírem, em igual período, mais de meia centena de aterros para Resíduos Sólidos Urbanos, a maior parte em fase de exploração, alguns já encerrados ou em fase de encerramento, **deve a comunidade científica e técnica nacional reflectir e debater o passado recente e, principalmente, definir as bases de actuação para resolver os problemas actuais e antecipar os desafios futuros.**

Ao promover este Seminário, o LNEC pretende **divulgar**, com a presença de conceituados especialistas nacionais e internacionais, **experiências adquiridas e desenvolvimentos e ensinamentos** recentes nas áreas da **Geomecânica dos Resíduos**, da **Estabilidade dos Aterros**, das **Tecnologias de Monitorização**, da **Degradabilidade dos Resíduos nos Aterros**, e do **Desempenho dos Sistemas de Confinamento**. Pretende, também, contribuir para **dinamizar a discussão** destes aspectos, dada a sua importância para a garantia da qualidade dos Aterros de Resíduos ao longo do seu tempo de vida útil e, bem assim, assegurar a **protecção do ambiente e da saúde pública.**

As participações das principais autoridades nacionais responsáveis pela execução e regulação do sector irão contribuir para o enquadramento das conferências técnicas e serão a garantia da transmissão de importantes informações para a discussão, em áreas como o planeamento estratégico em resíduos e os desafios da política nacional dos resíduos.

No final das 12 Conferências proferidas pelos oradores convidados, terá lugar uma **Mesa Redonda** para debater as **Perspectivas no Sector para o Futuro**, com um **Panel** constituído por actores institucionais com relevante intervenção na área. A sua moderação por um especialista em geotecnia de reconhecido mérito, muito contribuirá para se tornar num espaço privilegiado para o debate, com garantias de grande motivação e interesse para os participantes. Qualquer intervenção nesta Mesa Redonda é bem-vinda e poderá iniciar-se desde já, enviando para o e-mail do evento (aterros-de-residuos@lnecc.pt) as respectivas contribuições, que podem ser na forma de uma opinião, de um comentário, de uma questão, entre outras.

Para a tarde do segundo dia está programada uma **Visita Técnica** a um Aterro de Resíduos, a qual constituirá uma boa oportunidade para muitos dos participantes tomarem contacto com os aspectos práticos da gestão diária deste tipo de obra das Engenharias Civil e Ambiental.

CONFERENCISTAS

António José Roque

Investigador do LNEC, Portugal
Membro do Comité Técnico TC 5 - Geotecnia Ambiental da ISSMCE

Artur João Cabeças

Director Técnico da EGF, Portugal
Professor da FCTUNL

Fernando Pardo de Santayana

Director do Laboratório de Geotecnia do CEDEX, Espanha

Franck Olivier

Consultor, Ecogeo, França

Jean-Pierre Gourc

Professor da Université Joseph Fourier, França

João Silva

Técnico Superior do IRAR, Portugal

Madalena Barroso

Investigadora do LNEC, Portugal
Secretária Adjunta da Comissão Portuguesa de Geossintéticos (IGS-Portugal)

Maria da Graça Lopes

Professora do ISEL, Portugal
Secretária Geral da Comissão Portuguesa de Geossintéticos (IGS-Portugal)

Mario Manassero

Professor do Politécnico di Torino, Itália
Presidente do Comité Técnico TC 5 - Geotecnia Ambiental da ISSMCE

Mário Russo

Professor do Instituto Politécnico de Viana do Castelo, Portugal
Coordenador do Curso de Engenharia Civil e do Ambiente

Orêncio Monje Vilar

Professor da Universidade de São Paulo/Escola de Engenharia de São Carlos, Brasil

Paula de Brito Pereira

Directora do Departamento de Obras e Exploração do INR, Portugal
Investigador do LNEC, Portugal

COMISSÃO ORGANIZADORA

António José Roque

Coordenadores

Artur João Cabeças

Madalena Barroso

Maria da Graça Lopes

Paula de Brito Pereira

PROGRAMA**24 de Maio | 5ª feira**

- 8:30 **RECEÇÃO DOS PARTICIPANTES**
Inscrições tardias, registo dos participantes e entrega da documentação
- 9:00 **SESSÃO DE ABERTURA**
Sua Excelência Ministro do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, **António José Roque**, Presidente do LNEC, Presidente do INR, Presidente da EGF, Presidente da SPG, Coordenadores do Seminário
- Sessão TÉCNICA | 1**
Presidente: João Pedro Rodrigues, EGF
- 9:30 **ATERROS PARA RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS EM PORTUGAL**
Perspectiva histórica e experiências adquiridas
Artur João Cabeças, EGF
- 10:15 **LEGISLAÇÃO E REGULAÇÃO**
Adaptação dos aterros existentes ao Decreto-Lei n.º 152/2002, de 23 de Maio – ponto de situação
Paula de Brito Pereira, INR
- 10:45 O aterro como componente fundamental na gestão integrada de resíduos – A intervenção do regulador
João Silva, IRAR

CAFÉ

- 11:45 **DEGRADABILIDADE DOS RESÍDUOS NOS ATERROS**
Avaliação da estabilidade de aterros de resíduos através da evolução da degradabilidade da matéria biodegradável confirmada
Mário Russo, I. Politécnico de Viana do Castelo

ALMOÇO

Sessão TÉCNICA | 2

- Presidente: Luís Lemos, FCTUNL
- 14:00 **GEOMECÂNICA E ESTABILIDADE**
Resistência e compressibilidade dos resíduos. A importância da compactação
Orénio Mojtje Vilar, U. São Paulo (Brasil)
- 14:45 Estabilidade dos aterros de resíduos
Fernando Paró de Santayana, CEDEX (Espanha)

CAFÉ

Sessão TÉCNICA | 3

- Presidente: Maria da Lurdes Lopes, FEUP
- 16:00 **SISTEMAS DE CONFINAMENTO**
Ensaamentos recentes sobre o desempimento das camadas minerais
António José Roque, LNEC
- 16:45 Ensaamentos recentes sobre o desempimento dos geossintéticos
Márcia Barmos, LNEC
- 17:30 Plano de garantia da qualidade de construção para geossintéticos. Sugestões para o futuro
Marta da Graça Lopes, ISEL

* A confirmar

25 de Maio | 6ª feira

- Sessão TÉCNICA | 4**
Presidente: Fernando Santana, FCTUNL
- 9:00 **MONITORIZAÇÃO**
Geomechanical monitoring of sanitary landfill sites: state of the art
Francis Olivier e Jean-Pierre Gourc, Uringo, Université Joseph Fourier (França)
- 9:45 Técnicas geotécnicas aplicadas ao reconhecimento e monitorização dos aterros de resíduos
Rogério Mota, LNEC
- 10:30 **ATERROS PARA RESÍDUOS SÓLIDOS**
Landfills for solid waste - Main challenges for geotechnical engineering
Mario Marastoso, Politécnico di Torino (Itália)

CAFÉ

MESA REDONDA**PERSPECTIVAS NO SECTOR PARA O FUTURO****Moderador**

- António Gomes Coelho
Investigador Coordenador aposentado do LNEC, Consultor da COBA

Painel

- Abílio de Almeida, Lipor / Sistema Inter municipal de RSUs
António Campos de Almeida, Mota-Erigit / IRIS
Artur João Cabeças, EGF / Sistema Multimunicipal de RSUs
Carlos Cardoso, Consórcio SISAU / CIRVER S
Dulce Álvaro Passaro, IRAR
João de Quinhones Levy, AEP-ISA
Laura Calderia, LNEC

Paula de Brito Pereira, INR

SESSÃO DE ENCERRAMENTO

- Sua Excelência Secretário de Estado do Ambiente
Presidente do LNEC
Director do Departamento de Geotecnia
Membros da Comissão Organizadora

ALMOÇO

VISITA TÉCNICA

Aterro de Méio da Cruz - VALORSUL

INSCRIÇÃO

	até 30 de Abril	após 30 de Abril
Sócio SPG / Membro OE	175€	225€
Não-sócio SPG / Não-membro OE	225€	275€
Estudantes	75€	100€

SPG: Sociedade Portuguesa de Geotecnia
OE: Ordem dos Engenheiros

A inscrição contempla a documentação, visita técnica, almoços, cafés no intervalo das sessões e entrega de certificado de participação. O preço da inscrição inclui o IVA.

A inscrição pode ser efectuada preenchendo a ficha em anexo ou no sítio do Seminário e enviando-a por correio, fax ou correio electrónico. A inscrição só será confirmada após o pagamento, que poderá ser efectuado presencialmente, por cheque à ordem de FUNDCIC ou do comprovativo de transferência bancária (NIB: 001803650020001058222).

SECRETARIADO E INFORMAÇÕES

Laboratório Nacional de Engenharia Civil
DIEAG – Apoio à Organização de Reuniões
Av. do Brasil, 101, 1700 – 066 Lisboa

Tel.: (+351) 21 844 34 83 Fax: (+351) 21 844 30 14

E-mail: aterros-de-residuos@lnec.pt<http://aterros-de-residuos.lnec.pt>

Integrado nas Comemorações dos 60 anos do LNEC



Fundo para o Desenvolvimento
das Ciências da Construção



ISRM

WWW.ISRM2007.ORG

THE SECOND HALF CENTURY
OF ROCK MECHANICS



Organized by
Portuguese Geotechnical Society (SPG)



Co-sponsored by
Spanish Society for Rock Mechanics (SEMR)



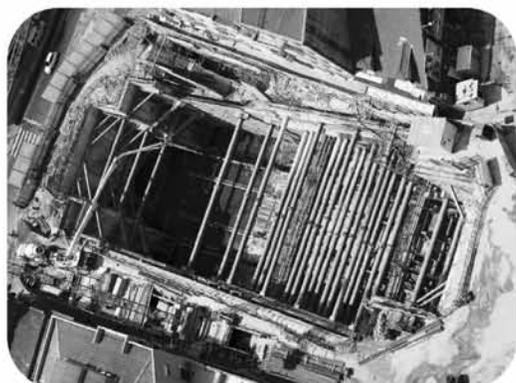
11th ISRM CONGRESS
SOCIEDADE PORTUGUESA DE GEOTECNIA
LNEC - Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa, Portugal

Phone: + 351 21 844 33419
Fax: + 351 21 844 30 21
Email: ismr2007@lnecc.pt
<http://www.isrm2007.org>

11TH CONGRESS
OF THE INTERNATIONAL
SOCIETY FOR
ROCK MECHANICS
LISBON, PORTUGAL
9 - 13 JULY 2007



Engenharia Geotécnica



ESTRUTURAS DE SUPORTE - FUNDAÇÕES



GEOTECNIA RODOVIÁRIA - TÚNEIS



FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



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



Rua das Vigias - Lote 4.25.01A - Piso 1
Parque das Nações 1990 - 506 Lisboa
Tel. 218437300 - Fax 218437317
E-mail: cenorgeo@cenorgeo.pt



Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo

MCSC

mlpc PORTANCEMETRE



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

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




Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



COBA

GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



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

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

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

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

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

BRASIL

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

Fortaleza

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

Tecnasol FGE



Fundações e Geotecnia, SA

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



As Raízes nem sonham
até onde podemos ir

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

SISTEMA INTERNACIONAL DE CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA*

A Generalidades

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

B Geologia de engenharia

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

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

C Prospecção geotécnica

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

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

D Propriedades dos solos. Determinações no laboratório e no campo

Conceitos, teorias, métodos de determinação, equipamentos e resultados

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

E Análise de problemas de engenharia de solos

Métodos de análise teóricos, empíricos e práticos

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

F Propriedades das rochas. Determinação no laboratório e no campo

Conceitos, teorias, métodos de determinação, equipamentos e resultados

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

G Análises de problemas de engenharia de maciços rochosos

Métodos de análises teóricos, empíricos e práticos

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

H Projecto, construção e comportamento de obras de engenharia

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

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

K Métodos de construção e equipamento

Incluindo o melhoramento das condições dos solos e dos maciços

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

M Materiais de construção

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

S Mecânica da neve e do gelo e respectiva engenharia

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

T Disciplinas correlacionadas

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

INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINALS

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. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de dois meses.

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 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 equações, figuras, tabelas e/ou quadros) devem ser guardados no suporte informático em ficheiro único e devidamente identificado.
3. O Título do trabalho não deve exceder 75 caracteres incluindo espaços, devendo ser apresentado em português e inglês.
4. A seguir ao título deve(m) ser indicado(s) o(s) nome(s) do(s) autor(es) e um máximo de três referências aos seus graus académicos ou cargos profissionais.
5. Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder as 150 palavras, e que será seguido de tradução livre em inglês (abstract). Logo a seguir ao resumo/abstract devem ser indicadas três palavras-chave que indiquem o conteúdo do artigo.
6. Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas com espaçamento normal.
7. As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada.
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.
15. Com o artigo deve ser enviada uma folha de rosto com o título do trabalho e com a direcção completa do Autor de contacto, E-mail, Telefone e Fax.
16. As discussões, os artigos e as folhas de rosto devem ser enviadas para spg@lnec.pt.

- 3 **Editorial**
- 5 **Modelos de elementos discretos na análise à rotura de fundações de barragens de betão – um modelo constitutivo de descontinuidade com enfraquecimento**
Ricardo Pontes Resende, José Vieira de Lemos
- 23 **Estudo numérico de problemas de estabilidade axissimétricos em geotecnia via análise limite**
Wagner Nahas Ribeiro, Luiz Gonzaga de Araújo, Christianne de Lyra Nogueira
- 43 **Comportamento de estacas pré-moldadas e escavadas, instrumentadas, em solo não saturado. A experiência do campo experimental da Unicamp-Campinas**
Paulo José Rocha de Albuquerque, David de Carvalho, Cláudio Vidrih Ferreira, Ademar da Silva Lobo
- 67 **Um equipamento para realização de ensaios laboratoriais de abrasão de geossintéticos**
André Pinto, M. Lurdes Lopes
- 79 **Probabilidade condicional bayesiana na análise de movimentos de massa**
Paulo César de Araújo, Paulina Setti Riedel
- 99 **Mobilização da resistência ao arranque de geogrelhas**
Ana Cristina C. F. Sieira, Alberto S. F. J. Sayão, Denise M. S. Gerscovich
- 121 **Critério de aceitação/rejeição de soldaduras por termofusão de geomembranas em PEAD: A importância da temperatura de ensaio**
Maria da Graça Dias Alfaro Lopes, Carla Maria Duarte Silva Costa
- 137 **Comportamento de camadas de confinamento submetidas ao contato com rejeitos de pirita**
Alexandre Knop, Rodrigo Caberlon Cruz, Karla Salvagni Heineck, Nilo Cesar Consoli
- 151 **Avaliação do potencial de liquefação estática de rejeitos de mineração**
Eleonardo Lucas Pereira, Romero César Gomes, Luís Fernando Martins Ribeiro
- 175 **Avaliação da fiabilidade dos ensaios de laboratório na previsão da danificação durante a instalação *in situ* de geossintéticos**
Margarida P. Lopes, M. Lurdes Lopes, Miguel Paula
- 197 **Cartas de risco de escorregamentos e planos de seguro no Brasil: um ensaio em Caraguatatuba (SP)**
Oswaldo Augusto Filho
- 215 **Teses de Doutorado e Mestrado em Portugal: 2005-2006**
A Direcção