

126 Novembro
2012

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



DIRETOR:

José Couto Marques, FEUP

DIRETOR - ADJUNTO:

Márcio Muniz de Farias, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:Madalena Barroso, LNEC
Paulo Coelho, UC

A Revista GEOTECNIA foi publicada pela primeira vez em Junho de 1971, tendo como fundador Úlpio Nascimento e primeiro Director José Folque. Desde esta data tem vindo a publicar-se ininterruptamente, editando, em média, três números por ano. A partir de Março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pelas Sociedades de Geotecnia de Portugal e Brasil: SPG, ABMS e ABGE e, a partir de Março de 2011, pela SPG e ABMS.

COMISSÃO EDITORIAL 2010-2012

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

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

**SPG**

a/c LNEC

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

**ABMS**

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

- 3** Algoritmo para modelação do colapso em solos não saturados
João R. Maranhã
Ana Vieira
Ana Mourinha
- 25** Aplicação de técnicas de SIG na avaliação de risco de deslizamento em trecho do trem de alta velocidade brasileiro
Fausto Batista Mendonça
Noris Costa Diniz
Gustavo Macedo de Mello Baptista
- 53** Inspeção da eficácia de obras de contenção de erosão por meio do GPR
Lúcia Maria da Costa e Silva
Gustavo Nogueira Dias
- 61** Geração de metano no Aterro Sanitário Metropolitano Centro, Salvador – Bahia
Átila Caldas Santos
Sandro Lemos Machado
Miriam de Fátima Carvalho
Júlio César Fialho do Nascimento
- NOTA TÉCNICA**
- 89** Parâmetros geotécnicos de um depósito de fragmentos de coral na região nordeste do Brasil
Joaquim Teodoro Romão de Oliveira
Thiago de Moraes Silva

ALGORITMO PARA MODELAÇÃO DO COLAPSO EM SOLOS NÃO SATURADOS

Algorithm for modelling collapse in unsaturated soils

João R. Maranhã*

Ana Vieira**

Ana Mourinha***

RESUMO – A saturação de um solo pode dar origem a deformações designadas por deformações de colapso. A anulação da sucção matricial, que representa o efeito das forças inter-partículas de natureza capilar é responsável por estas deformações. Neste trabalho descreve-se um algoritmo especialmente formulado para simular este tipo de deformações. O algoritmo descrito é aplicado na análise numérica dos assentamentos e danos provocados na fachada em alvenaria de um edifício pela saturação ocorrida numa zona do solo de fundação.

ABSTRACT – Soil saturation may cause deformations, known as collapse deformations. The mechanism responsible for these collapse deformations in soils is the reduction to zero of the matric suction, which represents the effect of interparticle capillary forces. An algorithm specifically formulated to simulate collapse deformations is described in this work. The algorithm is then applied to the numerical analysis of settlement and damage on a masonry facade of a building, due to saturation of a zone in the foundation soil.

PALAVRAS CHAVE – Solos não saturados, modelação numérica, interacção solo-estrutura.

1 – INTRODUÇÃO

O aumento do teor em água de um solo pode dar origem, em condições de tensão total constante, a deformações volumétricas compressivas conhecidas como deformações por colapso. O mecanismo responsável por estas deformações é a redução das forças capilares inter-partículas associadas à saturação parcial (sucção matricial). As deformações por colapso podem ocorrer em qualquer tipo de estrutura geotécnica (fundações, aterros, escavações, barragens de aterro, túneis) e provocar alterações significativas no campo de tensões e/ou deformações. Erroneamente, este fenómeno, descrito na literatura como hidrocompactação de solos colapsíveis, é frequentemente atribuído à perda da coesão por dissolução das ligações (cimentação) entre partículas (Waltham, 1994). Neste trabalho descreve-se um método computacional (algoritmo) para simular o efeito do colapso devido ao aumento do teor em água do solo (redução da sucção matricial) e apresenta-se um exemplo de aplicação à fundação de uma fachada de um edifício em alvenaria (Mourinha, 2010).

Sob certas condições, edifícios construídos sobre solos não saturados podem sofrer danos associados a assentamentos por colapso, que acompanham um aumento do teor em água do terreno. Aterros mal compactados, assim como solos naturais com elevado índice de vazios, por efeito da elevação do nível freático, de infiltrações por fugas em canalizações ou reencaminhamento de águas pluviais, sofrem uma redução das forças capilares associadas à saturação parcial (sucção matricial) que pode dar

* Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: jmaranha@lnec.pt

** Departamento de Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil. E-mail: avieira@lnec.pt

*** Engenharia Civil

origem a assentamentos por colapso. Se estes assentamentos forem de magnitude suficientemente elevada e não uniformes, causarão danos ou até mesmo rotura (parcial ou total) em edifícios. Danos em edifícios devidos a assentamentos por colapso encontram-se documentados detalhadamente em Rodrigues (2007). Souza Neto (2004) também apresenta alguns casos, mas com menos detalhe.

A análise dos assentamentos em solos não saturados devidos a um aumento do grau de saturação só é feita em casos muito excepcionais. Isto em parte deve-se à escassez de ferramentas de análise para solos não saturados e também à maior complexidade do problema relativamente à mecânica dos solos clássica, que apenas incide sobre os solos saturados. Como uma parte significativa das fundações superficiais de edifícios ocorre em solos não saturados, porque raramente o terreno se encontra saturado até à superfície, os fenómenos de assentamento por colapso ou expansão do solo não podem ser excluídos em caso de um aumento do grau de saturação do solo. Existe pois a necessidade de compreender melhor, não só as condições em que este fenómeno se verifica, mas também a sua interacção com os edifícios sobrejacentes. Para tal torna-se necessário desenvolver métodos de análise do problema.

Neste trabalho modelou-se numericamente, recorrendo ao programa FLAC, o fenómeno das deformações devidas ao colapso assim como a interacção solo/estrutura e a identificação de eventuais danos que ocorram na fachada de um edifício. O efeito do colapso foi simulado através de um método em que os efeitos da saturação do terreno são representados por uma mudança das propriedades materiais (considerando-se apenas duas fases – sólida e líquida) como descrito em Maranhã (1997), recorrendo a uma extensão do conceito de tensão efectiva devida a Bishop (Nuth e Laloui, 2008). Não foram utilizadas leis constitutivas formuladas especificamente para solos não saturados como em Alonso *et al.* (1990). Para representar o comportamento do solo foi utilizado o modelo Cam-Clay modificado (estado crítico).

O campo de tensões iniciais na fundação e as tensões induzidas pela construção da fachada de um edifício, considerando a sequência construtiva, foram objecto de particular atenção na modelação numérica.

2 – ALGORITMO PARA A MODELAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES POR COLAPSO

Nesta secção descreve-se um algoritmo para modelar os assentamentos por colapso que ocorrem em solos não saturados. Este fenómeno ocorre, sob certas condições, quando as sucções matriciais existentes em solos não saturados, se reduzem devido ao aumento do grau de saturação. Este algoritmo é, em princípio, aplicável a qualquer lei constitutiva para solos saturados. Assim sendo, dispensa a utilização de leis constitutivas formuladas especificamente para solos não saturados. Isto revela-se duplamente vantajoso, não só por estas serem mais complexas assim como por requererem programas de elementos finitos especialmente formulados para o efeito. Por outro lado, a utilização de leis constitutivas para solos não saturados permite representar a evolução gradual do processo de molhagem com maior rigor.

Este tipo de algoritmo pode ser aplicado quando se pretende determinar o efeito da mudança brusca das constantes de um modelo material. A mudança pode, em princípio, ser atribuível a uma variação do teor em água, da temperatura, à passagem do tempo ou qualquer outra mudança de condições que determine uma alteração na resposta do material. Neste caso considera-se somente uma mudança das características do material (que correspondem, ao nível do modelo, a uma alteração das constantes deste) devido ao aumento do teor em água.

2.1 – Descrição do algoritmo

O algoritmo utilizado para simular os assentamentos por colapso do solo é uma generalização daquele apresentado por Nobari e Duncan (1972) associado ao modelo hiperbólico de Duncan e

Chang (1970). Esta generalização, descrita em Maranhã (1997), ao contrário da abordagem de Nobari e Duncan (1972), é aplicável a qualquer lei constitutiva formulada para solos saturados. Noorany *et al.* (1999) apresentam um exemplo de aplicação a um talude de uma abordagem semelhante à de Nobari e Duncan (1972) para comportamento elástico.

O algoritmo assume que existem dois conjuntos de constantes materiais, um para o material no estado “seco” e outro para o material no estado saturado ou “molhado”. Os termos “seco” e “molhado” são aqui utilizados para designar respectivamente estados não saturados com menor e maior grau de saturação. Assume-se também que, numa primeira fase, o material muda do estado “seco” para o estado “molhado” sem que seja permitido qualquer movimento do mesmo. Isto é, o material sofre uma relaxação da tensão enquanto as deformações se mantêm fixas. A tensão no material “molhado” é calculada assumindo que este foi previamente submetido à mesma trajectória de deformação que o material “seco”. Como o novo estado de tensão do material “molhado”, que substitui o estado de tensão do material “seco”, não vai estar em equilíbrio com as forças externas aplicadas, é necessária uma segunda fase do algoritmo para restabelecer o equilíbrio no corpo. Nesta fase, são aplicadas ao corpo forças nodais equivalentes à variação da tensão e são calculados os deslocamentos daí resultantes. Este processo encontra-se representado para o caso de um elemento finito, suficientemente pequeno para que os estados de tensão e deformação sejam homogêneos, na Fig. 1.

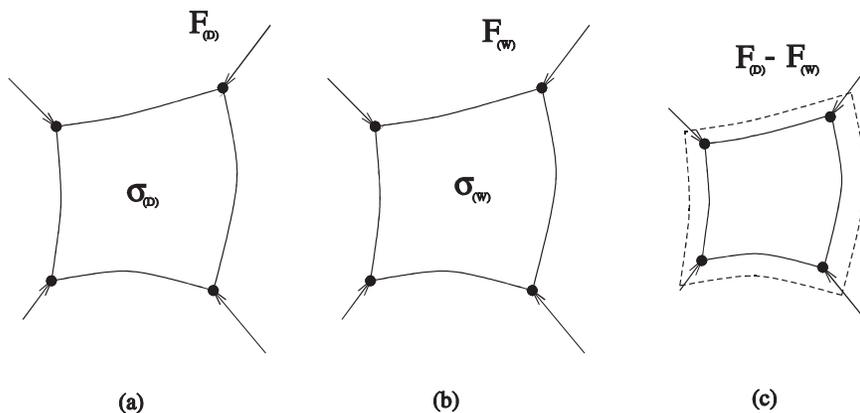


Fig. 1 – a) Situação inicial. b) “Molhado” (fixo). c) Fixações livres.

Relativamente à Fig. 1, $F_{(D)}$ são as forças nodais em equilíbrio com o estado de tensão, $\sigma_{(D)}$, para o caso “seco” (“dry” em Inglês). $F_{(W)}$ são as forças nodais em equilíbrio com o estado de tensão, $\sigma_{(W)}$, para o caso “molhado” (“wet” em Inglês).

Para determinar o estado de tensão saturado $\sigma_{(W)}$ assume-se, como proposto por Farias (1993), que a mesma sequência de incrementos de deformação a que é submetido o material “seco” é aplicada ao material “molhado”. Por outras palavras, no método dos elementos finitos ou diferenças finitas, quando se invoca a lei constitutiva para calcular o incremento de tensão que resulta da aplicação de um incremento de deformação, passam agora a calcular-se dois incrementos de tensão em paralelo: um para o modelo material com as constantes relativas ao material no estado “seco” e outro com as constantes relativas ao material “molhado”. O segundo estado de tensão acumulado, $\sigma_{(W)}$, é o estado de tensão que vai substituir o estado de tensão correspondente ao estado “seco”, $\sigma_{(D)}$, quando ocorre a “molhagem” (aumento do grau de saturação). Este não é ainda o estado de tensão final “pós-molhagem”, que só é conhecido após o restabelecimento do equilíbrio global.

O processo para determinação da tensão “molhada” $\sigma_{(w)}$ encontra-se representado na Fig. 2.

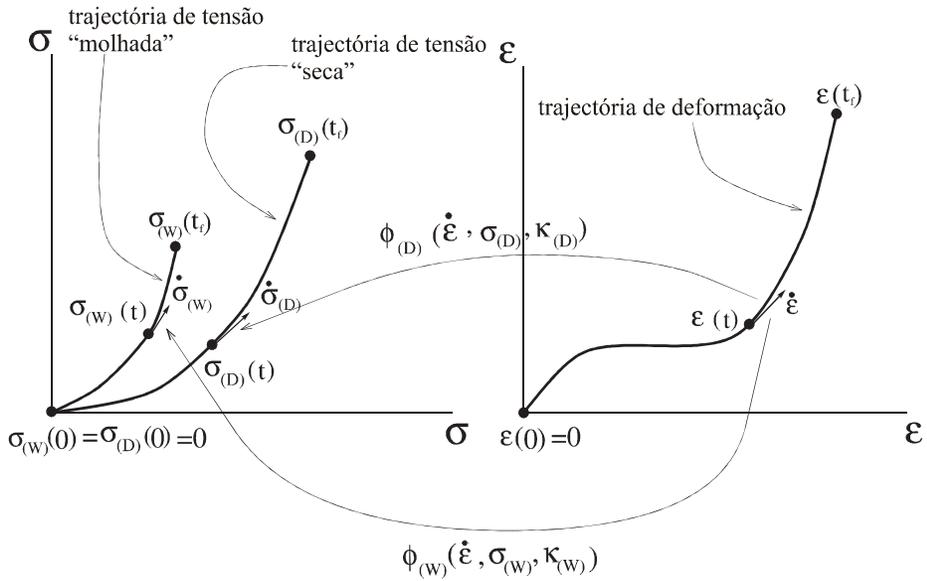


Fig. 2 – Trajectória de deformação (única) e trajectórias de tensão do solo “seco” e “molhado”.

As leis constitutivas para o material no estado “seco” e “molhado” são dadas numa forma genérica por

$$\begin{cases} \dot{\sigma}_{(D)} = \phi_{(D)}(\dot{\epsilon}, \sigma_{(D)}, \kappa_{(D)}) \\ \dot{\sigma}_{(w)} = \phi_{(w)}(\dot{\epsilon}, \sigma_{(w)}, \kappa_{(w)}) \end{cases} \quad (1)$$

em que $\phi_{(D)}$ e $\phi_{(w)}$ designam a lei constitutiva utilizando as constantes materiais correspondentes aos estados “seco” e “molhado” respectivamente, $\dot{\epsilon}$ é a taxa de deformação, enquanto que $\kappa_{(D)}$ e $\kappa_{(w)}$ são variáveis internas necessárias para definir o estado do material “seco” e “molhado”.

Na Fig. 2 as trajectórias de tensão começam na origem (tensão nula). Isto nem sempre é possível, pois só é conhecido o estado de tensão inicial “seco”, $\sigma_{(D)}(0)$, pelo que é necessário estimar um valor para o estado de tensão inicial “molhado”, $\sigma_{(w)}(0)$, assim como para as variáveis internas, $\kappa_{(w)}(0)$, caso existam no modelo utilizado. A variável t designa o tempo e varia entre 0 e t_f .

2.2 – Modelo Cam-Clay modificado

O modelo Cam-Clay modificado, de Roscoe e Burland (1968), foi escolhido para representar o comportamento do solo, por ser um modelo que incorpora alguns dos seus aspectos mais relevantes. Em particular, este modelo consegue reproduzir o efeito de pré-consolidação que desempenha um papel essencial no fenómeno do colapso por molhagem. Por outro lado, este modelo encontra-se disponível no programa FLAC, utilizado neste trabalho. Apesar disso foi necessário modificar o modelo para permitir o cálculo da tensão “saturada” em paralelo ao da tensão “seca”.

Bishop (1959) sugeriu a seguinte extensão do conceito de tensão efectiva devido a Terzaghi:

$$p' = p - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2)$$

em que p' é a tensão média efectiva, p é a tensão média total, u_a é a pressão no ar, u_w é a pressão na água e χ é um parâmetro que varia entre 0, que corresponde a estado completamente seco, e 1, que corresponde ao estado saturado. Quando $\chi = 1$ recupera-se a tensão efectiva de Terzaghi. Para efeitos de utilização com um programa para resolução de problemas de valores na fronteira, formulado só para solos saturados de acordo com a mecânica dos solos tradicional, considera-se uma pressão intersticial equivalente dada por

$$\bar{u}_w = u_a - \chi s \quad (3)$$

em que $s = u_a - u_w$ é designada como sucção matricial e desempenha um papel primordial no comportamento dos solos não saturados. A sucção matricial traduz o efeito das forças capilares entre as partículas do solo. As forças capilares que actuam sobre as partículas num solo não saturado devem-se à tensão superficial. Formam-se à volta dos contactos entre partículas, pontes de fluido (água) com forma anelar, limitadas lateralmente pela tensão superficial que funciona como uma membrana à tracção (Fig. 3). Esta membrana comprime as partículas entre si. O valor da sucção matricial, que depende da curvatura da membrana, aumenta com a diminuição do raio das partículas e com a redução do volume de água na ponte (redução do grau de saturação).

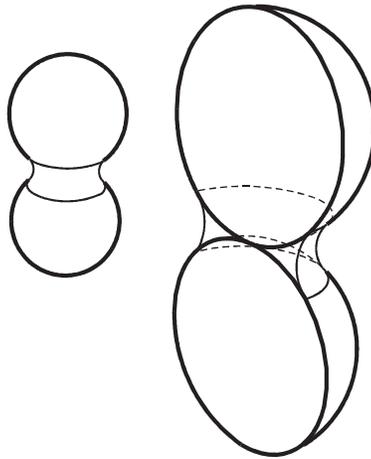


Fig. 3 – Ponte capilar em redor do contacto entre duas partículas esféricas.

Verifica-se experimentalmente que χ é função da sucção matricial s . Loret e Khalili (2002) sugerem a seguinte expressão,

$$\chi(s) = \begin{cases} 1 & \text{se } s \leq s_e \\ \left(\frac{s_e}{s}\right)^{0,55} & \text{se } s > s_e \end{cases} \quad (4)$$

onde s_e é a pressão de entrada de ar, que é o valor da sucção para o qual o solo deixa de estar saturado.

Assume-se, de acordo com Loret e Khalili (2002), que a relação entre a tensão média efectiva, p' , e o volume específico, v , para a compressão isotrópica virgem em solos não saturados é dada por

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p'}{p_{ref}} \quad (5)$$

em que p_{ref} é uma pressão de referência, e $N(s)$ e $\lambda(s)$ são funções da sucção. O caso saturado obtém-se quando $s = 0$. No método aqui proposto assume-se a transição brusca de um estado não saturado, a que corresponde um dado valor da sucção, $s_1 > 0$, para outro com $0 \leq s_2 < s_1$. No presente estudo considera-se $s_2 = 0$, que corresponde à saturação. Tem-se assim, um conjunto de constantes para o solo seco (não saturado), $N_D = N(s > 0)$ e $\lambda_D = \lambda(s > 0)$, e um conjunto de constantes para o solo saturado, $N_W = N(s = 0)$ e $\lambda_W = \lambda(s = 0)$.

As constantes elásticas do modelo, κ (compressibilidade volumétrica) e ν (coeficiente de Poisson), assim como o declive da linha dos estados críticos, M , consideram-se independentes da sucção (Loret e Khalili, 2002).

A utilização do modelo Cam-Clay modificado pressupõe a especificação de um estado inicial de tensão, σ_{0s} , e uma tensão média efectiva de pré-consolidação, p_c , diferentes de zero. Conhecendo o valor inicial da tensão média efectiva de pré-consolidação do solo saturado, p_{cw} , o correspondente valor para o solo não saturado, p_c , é obtido da forma que se ilustra na Fig. 4.

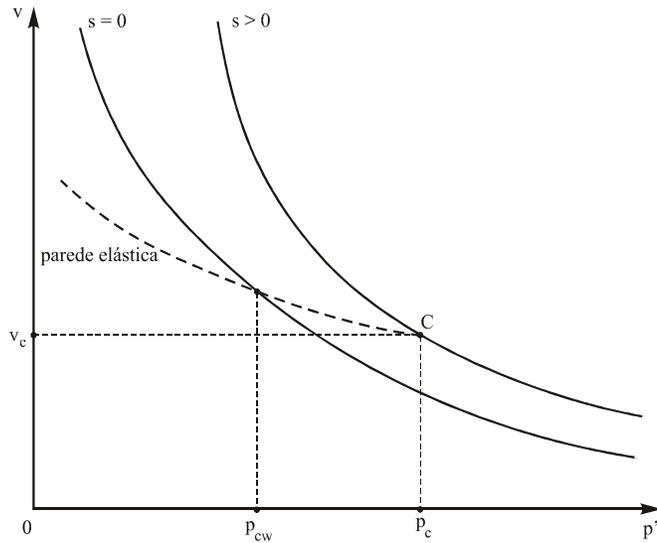


Fig. 4 – Valor da tensão média efectiva de pré-consolidação do solo não saturado. Curvas de compressão isotrópica virgem do solo para os estados não-saturado e saturado.

p_c é o valor obtido sobre a curva de compressão isotrópica virgem do solo não saturado correspondente à “parede elástica” determinada pela tensão média de pré-consolidação do solo saturado, p_{cw} . Daqui resulta a seguinte expressão:

$$\frac{p_c}{p_{ref}} = e^{\left(\frac{N(s=s_1>0) - N(s=0)}{\lambda(s=s_1>0) - \kappa} \right)} \left(\frac{p_{cw}}{p_{ref}} \right)^{\left(\frac{\lambda_W - \kappa}{\lambda_D - \kappa} \right)} = e^{\left(\frac{N_D - N_W}{\lambda_D - \kappa} \right)} \left(\frac{p_{cw}}{p_{ref}} \right)^{\left(\frac{\lambda_W - \kappa}{\lambda_D - \kappa} \right)} \quad (6)$$

O estado de tensão inicial de solo saturado, σ_{0ws} , é igual ao do solo “seco”, σ_{0s} , a não ser que fique fora da superfície de cedência saturada (definida por p_{cw}), caso em que este é obtido pela

projectção radial de σ_0 sobre a referida superfície. A projectção radial obtém-se multiplicando σ_0 por um factor escalar dado por

$$\alpha = \frac{P_{cw}}{p'_0 \left[1 + \left(\frac{\eta_0}{M} \right)^2 \right]} \quad (7)$$

em que $p'_0 = \text{tr}(\sigma_0)/3$ é a tensão média efectiva inicial do solo não saturado, $\eta_0 = q_0/p'_0$, $q_0 = \sqrt{3/2} \mathbf{s}_0 : \mathbf{s}_0$ é a tensão deviatória escalar e $\mathbf{s}_0 = \sigma_0 - p'_0 \mathbf{I}$ é o tensor das tensões deviatórias correspondente.

O fenómeno do colapso associado à saturação pode ser representado graficamente de forma qualitativa recorrendo ao modelo Cam-Clay modificado, introduzindo a generalização do conceito de tensão efectiva para solos não saturados acima descrita. Por motivos de simplicidade, são assumidas condições de deformação uniaxial, em que só ocorre deformação na direcção vertical. O processo encontra-se representado na Fig. 5, simultaneamente nos planos (p', v) e (p', q) . Assume-se aqui uma sequência histórica de processos que se inicia com a sedimentação/consolidação do solo saturado, sobre a linha de consolidação anisotrópica saturada ($s = 0$) de A para B. As linhas de compressão anisotrópica saturada ($s = 0$) e não saturada ($s > 0$) são distintas no plano (p', v) mas sobrepõem-se no plano (p', q) , no qual desenham uma linha recta, que passa pela origem, com declive η_0 , que depende de $K_0 = \sigma_h'/\sigma_v'$. Em seguida, o solo sofre o efeito da erosão de uma camada superficial, ainda em condições de saturação, de B para C, sobre a “parede elástica” definida pela tensão de pré-consolidação p_c^B .

Durante o estágio seguinte, o solo é submetido a um processo de secagem, que se traduz num aumento da sucção de $s = 0$ para um valor $s > 0$. Este aumento da sucção tem dois efeitos simultâneos, por um lado provoca uma expansão da superfície de cedência, com a tensão de pré-consolidação a aumentar de p_c^B para p_c^D , e por outro lado ocasiona um aumento da tensão média efectiva, que produz uma compressão elástica do solo de C para D.

É importante referir que a expansão da superfície de cedência não se encontra associada a deformações plásticas, mas deve-se unicamente ao aumento da sucção, pelo que a “parede elástica” não sofre qualquer translação na direcção do eixo do volume específico. Segue-se um aumento da tensão vertical, em condições não saturadas, devido à aplicação de uma carga vertical (como, por exemplo, a construção de um edifício), de D para E. Entre D e E, o estado de tensão sofre uma compressão elástica. No ponto E, encontra a superfície de cedência, definida por p_c^D , e entre os pontos E e F as deformações compressivas são predominantemente de natureza plástica, com a superfície de cedência a expandir-se, e a “parede elástica” a sofrer uma translação vertical descendente no plano (p', v) imposta pela evolução do valor da tensão média de pré-consolidação de p_c^D para p_c^F .

Finalmente ocorre um processo de saturação, de F para G, traduzido por uma redução da sucção para zero. Inversamente ao processo de secagem, de C para D, a superfície de cedência sofre uma contracção imposta pela anulação da sucção, com o valor da tensão média de pré-consolidação a evoluir de p_c^F para p_c^G . Ao contrair-se, a superfície de cedência arrasta consigo o estado de tensão. Como o estado de tensão evolui de F para G sobre a superfície de cedência, as deformações compressivas produzidas (por o estado de tensão se encontrar na zona sub-crítica) são predominantemente plásticas. Estas deformações plásticas de compressão constituem as designadas deformações por colapso devidas à saturação. Ao ponto final pós saturação, G, corresponde uma tensão efectiva inferior à do estado F, pré-saturação, por efeito da anulação da sucção. A tensão total não varia entre F e G.

Caso o estágio DF tivesse terminado antes de atingir o ponto B que define o limite de cedência para solo saturado, não existiria colapso do solo, mas sim uma expansão elástica do mesmo. Isto porque a superfície de cedência, ao contrair-se sob o efeito da redução da sucção, não chegaria a

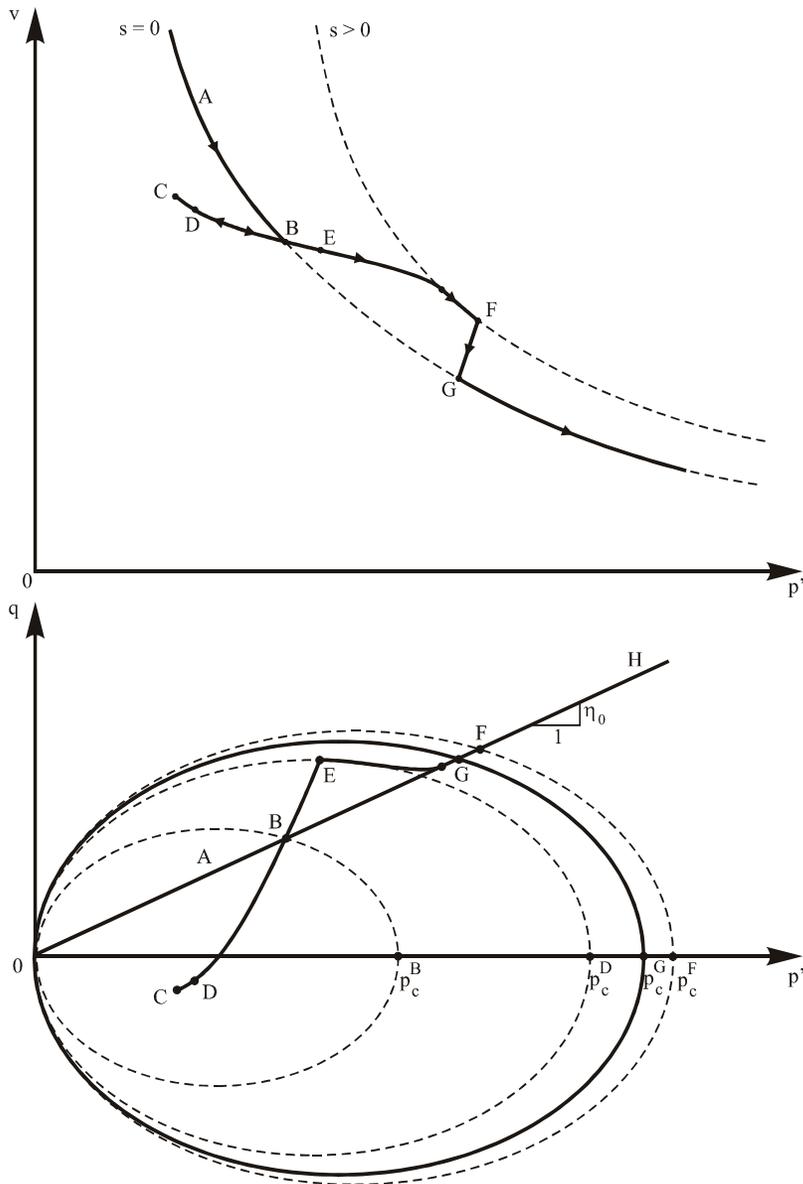


Fig. 5 – Representação simultânea nos planos (p', v) e (p', q) dos processos de consolidação, erosão (sobreconsolidação), secagem, carregamento vertical e saturação. Condições de deformação uniaxial (edométricas).

atingir o estado de tensão, logo o único efeito seria a redução da tensão efectiva com a expansão do solo a ela associada. Por outras palavras, a ocorrência ou não de colapso por saturação está dependente da posição do estado de tensão relativamente à linha de compressão anisotrópica saturada.

O algoritmo adoptado neste trabalho pretende reproduzir o fenómeno do colapso sem recorrer a um modelo com endurecimento devido à sucção como acima descrito. As diferenças entre a abordagem utilizada no algoritmo e a resposta de uma lei constitutiva formulada para incorporar o papel desempenhado pela sucção podem ser observadas na Fig. 6.

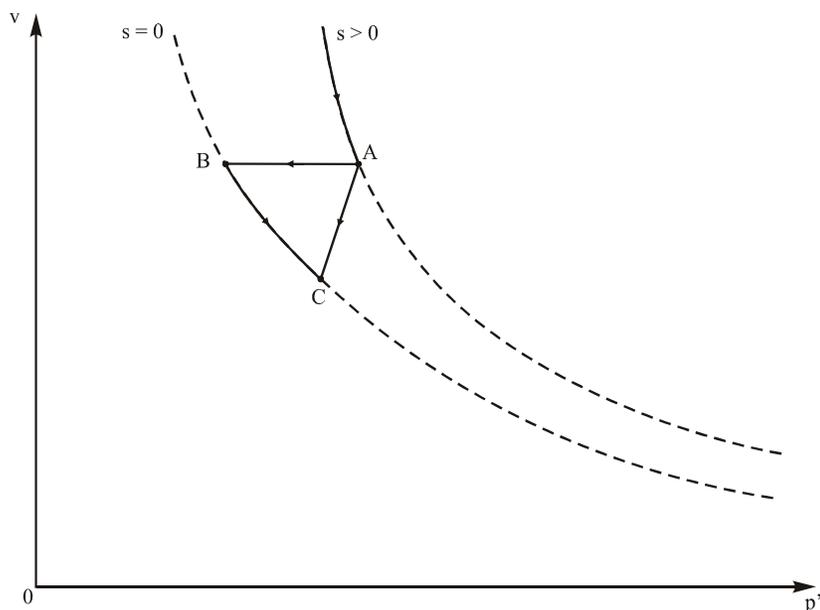


Fig. 6 – Procedimento adoptado no algoritmo para o colapso durante a saturação (ABC) e caminho realmente descrito pelo solo (AC).

O algoritmo simplificado assume que a transição entre o estado não saturado, A, e o estado saturado, C, se processa em duas fases distintas. Numa primeira fase, de A para B, a tensão efectiva sofre uma redução a deformação constante ($v = \text{cte.}$). O estado de tensão saturado é calculado, como descrito acima, assumindo que o solo com as constantes materiais, assim como a tensão média de pré-consolidação e o estado de tensão inicial correspondentes a $s=0$ foi submetido à mesma história (que neste caso é uma trajectória porque não há dependência explícita do tempo) de deformações que o solo “seco” ($s > 0$). Numa segunda fase, de B para C, a restrição imposta à deformação é removida e a tensão efectiva aumenta até se encontrar em equilíbrio com a tensão total imposta. A tensão efectiva final, C, é inferior à inicial, A, pelo efeito da anulação da sucção, enquanto que a tensão total em C é a mesma do que em A. Por outro lado, uma lei constitutiva incorporando a influência da sucção, descreveria uma evolução gradual com a redução desta, directamente de A para C.

3 – ANÁLISE NUMÉRICA DA FACHADA DE UM EDÍFICIO E SUA FUNDAÇÃO

Neste capítulo descreve-se a análise numérica da interacção solo-estrutura entre a fachada de um edifício em alvenaria e o solo da sua fundação, por efeito da construção do edifício e da posterior ocorrência de saturação localizada na fundação. Um estudo mais detalhado deste problema foi apresentado em Mourinha (2010).

3.1 – Modelo numérico da fachada e sua fundação

O modelo idealizado da fachada de um edifício e respectiva fundação é simplificado de três para duas dimensões, em que se assumem condições de deformação plana na fundação e de tensão plana na fachada. O modelo é analisado com o programa explícito de diferenças finitas bidimen-

sional FLAC (Itasca, 2000). Este programa possui uma linguagem de programação própria, designada por FISH, que permite uma significativa ampliação das suas capacidades de modelação, incluindo a possibilidade de acrescentar novas leis constitutivas. A utilização da linguagem FISH foi necessária para concretizar a análise numérica que aqui se descreve.

A geometria do modelo da fachada do edifício e fundação pode ser observada na Fig. 7. A geometria da fachada apresenta simetria horizontal por reflexão, pelo que só metade desta e respectiva fundação é modelada. A fachada, em alvenaria, corresponde a um edifício de dois pisos com 6m de altura e 18m de desenvolvimento horizontal. A fundação é constituída por uma camada de solo argiloso com 5m de espessura, a qual assenta sobre uma formação rochosa considerada como indeformável nesta análise. A fachada inclui 10 janelas de 1m × 1m e 2 portas de 1m × 2m.

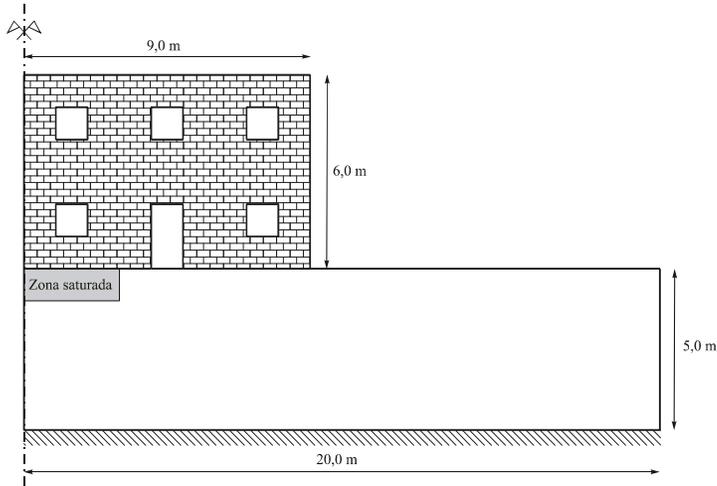


Fig. 7 – Geometria e dimensões do modelo da fachada de edifício e fundação.

O modelo foi discretizado numa malha de elementos finitos (designados por zonas no programa FLAC) que se encontra representada na Fig. 8, juntamente com as condições de fronteira. Entre a fachada e a fundação foi definida uma interface (coeficiente de atrito 0,36), que possibilita o eventual deslizamento ou separação entre as duas partes. A fundação foi discretizada em 1600 elementos e a fachada em 752 elementos. Os elementos são quadrados com 0,25m de lado.

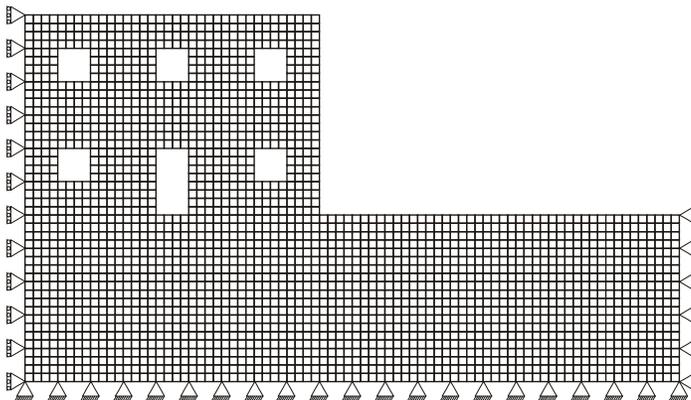


Fig. 8 – Malha da fachada e fundação com as condições de fronteira.

3.1.1 – Alvenaria

O comportamento da alvenaria é complexo e existem leis constitutivas especialmente desenvolvidas para a sua representação, como as descritas em Lourenço (1996). No entanto, e porque a sua implementação no programa FLAC exigiria demasiado tempo, decidiu-se adoptar o modelo elástico perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb não associado, com limitação da tensão de tracção, disponível no programa FLAC. Para a atribuição das constantes materiais consideraram-se duas abordagens alternativas. Ambas utilizam os valores da resistência à compressão, σ_c , e à tracção, σ_t , que resultam, respectivamente, dos ensaios uniaxiais de tensão de compressão e de tracção. Na primeira abordagem, ilustrada na Fig. 9 utilizando a representação de Mohr, a linha recta que define a rotura é tangente a ambos os círculos que definem os estados uniaxiais de compressão e de tracção, com uma linha vertical adicional a definir a resistência à tracção.

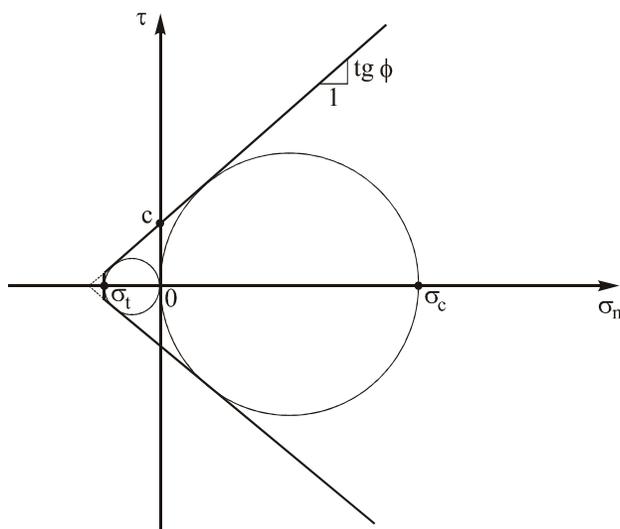


Fig. 9 – Critério de Mohr-Coulomb aplicado a um material em que se conhece a resistência à compressão e à tracção. O critério incorpora um limite adicional para a resistência à tracção.

Na segunda abordagem, representada graficamente na Fig. 10, considera-se que o ângulo de atrito é nulo, e cai-se no caso do modelo de Tresca, com limitação da resistência a tensões de tracção. Optou-se pela segunda abordagem, porque a primeira dá origem a elevados ângulos de atrito, com $|\sigma_c| \gg |\sigma_t|$, o que restringe drasticamente o modo de rotura por tracção.

Como se pode observar na Fig. 9, a linha vertical sobre a qual ocorre a rotura por tracção, apresenta uma extensão muito reduzida. Este modo de rotura está associado à abertura de fendas e, no programa FLAC, induz uma perda de resistência à tracção de σ_t para zero, precisamente para simular este efeito. Privilegia-se assim o modo de rotura à tracção, mais relevante na alvenaria, em detrimento da rotura por corte. Os valores das constantes do modelo de Mohr-Coulomb são assim calculados: ângulo de atrito, $\phi = 0$, coesão, $c = \sigma_c/2$, resistência à tracção, σ_t , e ângulo de dilatância, $\psi = 0$. Os valores para a resistência à compressão simples e à tracção foram obtidos a partir de ensaios efectuados em panos de alvenaria reproduzidos em Lourenço (1996). Foram atribuídos os seguintes valores: $\sigma_c = 7500\text{kPa}$ e $\sigma_t = 100\text{kPa}$. Os valores das constantes elásticas seguiram o sugerido em Liu *et al.* (2000): módulo de elasticidade $E = 10\text{GPa}$ e coeficiente de Poisson $\nu = 0,2$. Para o peso volúmico da fachada adoptou-se $\gamma = 20\text{kN/m}^3$. Na fachada considera-se a existência de um estado plano de tensão.

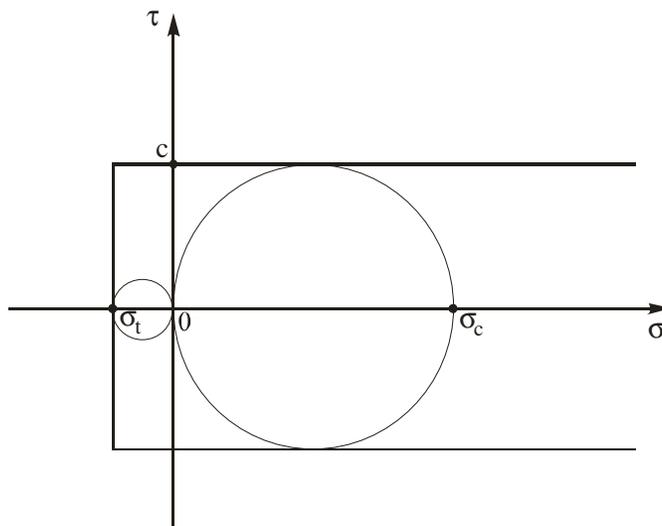


Fig. 10 – Critério de Tresca aplicado a um material em que se conhece a resistência à compressão e à tração. O modelo incorpora um limite adicional para a resistência à tração.

3.1.2 – Caracterização do estado inicial da fundação

Antes de se proceder à análise numérica da construção da fachada e posterior saturação da fundação, é necessário definir o campo inicial de tensões e de pré-consolidação instalado no solo da fundação para se poder utilizar o modelo Cam-Clay modificado. Uma origem frequente para um solo de tipo argiloso é a sedimentação em meio aquático (marinho ou lacustre) seguida de um rebaiamento do nível da água e erosão de uma camada superficial. É esta origem que se considera para o solo de fundação. Na Fig. 11 representa-se esquematicamente a situação imediatamente anterior e aquela imediatamente posterior à erosão da camada superficial de solo, que é responsável pela sua sobreconsolidação. A tensão efectiva vertical máxima a que o solo esteve submetido é $\sigma_{v_2}^{\max} = \gamma'(h + H)$, que corresponde a consolidação normal e portanto o coeficiente de impulso em repouso é $K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi_{cs}$, sendo ϕ_{cs} o ângulo de atrito dos estados críticos. Assim o valor da tensão média efectiva de pré-consolidação pode ser calculado como

$$p_{cw} = p'_{\max} \left[1 + \left(\frac{\eta_{NC}}{M} \right)^2 \right], \text{ com } p'_{\max} = \frac{\gamma'(h+H)(1+2K_0^{NC})}{3} \text{ e } \eta_{NC} = \frac{3(1-K_0^{NC})}{1+2K_0^{NC}} \quad (8)$$

Por sua vez a tensão vertical pós-erosão é $\sigma'_v = \gamma'h + \gamma_w H_w$. O coeficiente de impulso em repouso sobreconsolidado pode ser obtido a partir da expressão empírica $K_0^{OC} = K_0^{NC} \text{OCR}^w$, com $w = 0,4$. Por sua vez o grau de sobreconsolidação $\text{OCR} = \sigma_{v_2}^{\max} / \sigma'_v$. O valor da tensão efectiva horizontal sobreconsolidada é $\sigma'_h = K_0^{OC} \sigma'_v$. A pressão neutra fica $u_w = \gamma_w(h - H_w)$.

O volume específico, v , também é uma variável de estado do modelo Cam-Clay, pelo que tem de ser inicializado. Depende da tensão média efectiva, p' , e do valor da tensão média de pré-consolidação, p_c . Pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$v = N - \lambda \ln \frac{p_c}{p_{ref}} + \kappa \ln \frac{p_c}{p'} \quad (9)$$

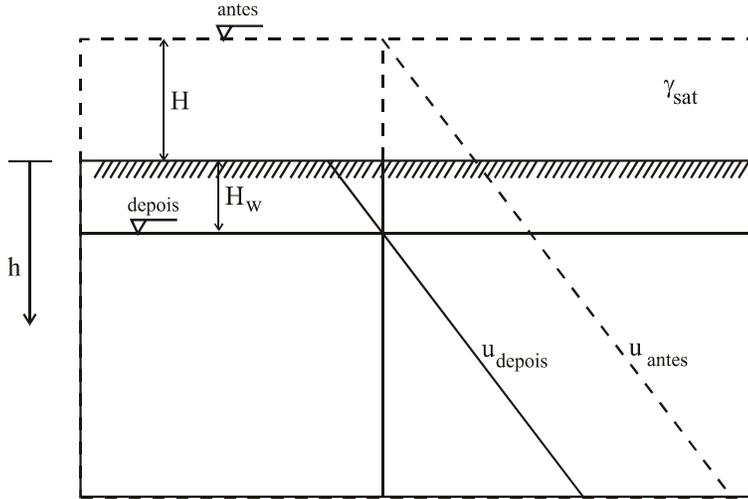


Fig. 11 – Sedimentação/consolidação seguida da erosão da camada superficial de espessura H e rebaixamento do nível freático.

Neste estudo adoptou-se para o solo de fundação uma argila conhecida como caulino “speswhite”, por ter sido amplamente ensaiada a diferentes níveis de sucção. Reconhece-se, no entanto, que este tipo de solo é tipicamente formado por alteração química de minerais rochosos como os feldspatos, o que constitui um cenário distinto da sedimentação/consolidação que se assume neste exemplo. Os valores das constantes materiais do modelo Cam-Clay modificado para esta argila foram obtidos de Loret e Khalili (2002). Relativamente às constantes que são independentes do grau de saturação, o declive da linha dos estados críticos é $M = 0,85$ e a compressibilidade elástica é $\kappa = 0,015$. Para o comportamento elástico, considerou-se ainda o coeficiente de Poisson constante, $\nu = 0,2$, o que significa que o módulo de distorção é proporcional ao módulo de compressibilidade volumétrica, e portanto, aumenta também com a tensão média efectiva. Outro valor importante é a sucção de entrada de ar, que para este solo é $s_e = 85\text{kPa}$. Os parâmetros que definem a linha de compressão isotrópica virgem (LCI), e que dependem do valor da sucção, foram determinados para 4 valores distintos desta (Loret e Khalili, 2002), como se apresenta no Quadro 1. Os valores foram determinados para uma pressão de referência $p_{ref} = 100\text{kPa}$. O peso volumico seco do solo é $\gamma_d = 17,02\text{kN/m}^3$.

3.1.3 – Caso de estudo

No caso analisado, a espessura da camada de solo erodida, que é responsável pelo nível de sobreconsolidação do solo de fundação, é $H = 3,5\text{m}$. Se a altura H for demasiado pequena, a fundação não será capaz de suportar a fachada. No final da fase erosiva, antes da secagem, o nível freático coincide com a superfície do terreno, com $H_w = 0$.

A construção da fachada ocorre sobre um solo sobreconsolidado que sofreu o processo de sedimentação/consolidação seguido de erosão como acima descrito, a que se segue a secagem da camada de 5m de espessura do solo de fundação, de modo que este fica com uma sucção matricial constante em profundidade. O valor desta sucção é $s = 300\text{kPa}$. Como se está a utilizar uma formulação bifásica (sólida+líquida), a esta sucção corresponde uma pressão intersticial equivalente $\bar{u}_w = u_a - \chi(s)s$. Assumindo que a fase gasosa é conexa, $u_a = 100\text{kPa}$, que é o valor da pressão atmosférica. Como $s > s_e = 85\text{kPa}$, $\chi = (85/300)^{0,55} = 0,5$. A pressão intersticial equivalente é $\bar{u}_w = -50\text{kPa}$. Estão assim especificadas as condições iniciais prevaletentes na fundação antes da construção da fachada, com

um campo de tensões auto-equilibrado. A sucção causa a expansão da superfície de cedência com a dimensão da superfície no estado não saturado, p_e , calculada a partir do valor correspondente ao estado saturado, p_{cv} , recorrendo à expressão (6).

A construção da fachada do edifício é simulada através do aumento gradual da densidade do material que a constitui, desde zero até atingir o seu valor real.

Na fase final, uma zona delimitada da fundação é saturada. Nessa zona o estado de tensão é substituído pela tensão saturada, que foi calculada, em paralelo à tensão real, desde o início da fase de construção da fachada, utilizando os parâmetros do solo saturado em vez dos parâmetros do solo não saturado (para $s = 300\text{kPa}$). A pressão intersticial equivalente, que representa o efeito da sucção, é também reduzida para zero dentro da zona saturada. É nesta fase que podem ocorrer os assentamentos por colapso. No caso analisado a zona saturada é rectangular com $3\text{m} \times 1\text{m}$ ($6\text{m} \times 1\text{m}$ considerando a simetria) e situa-se à superfície junto ao eixo de simetria (Fig. 7).

Quadro 1 – Valores de λ e N para diferentes valores da sucção.

	$s \leq s_e = 85\text{kPa}$	$s = 100\text{kPa}$	$s = 200\text{kPa}$	$s = 300\text{kPa}$
λ	0,125	0,273	0,327	0,38
N	2,06	2,30	2,44	2,60

As LCI para os diferentes níveis de sucção encontram-se representadas na Fig. 12.

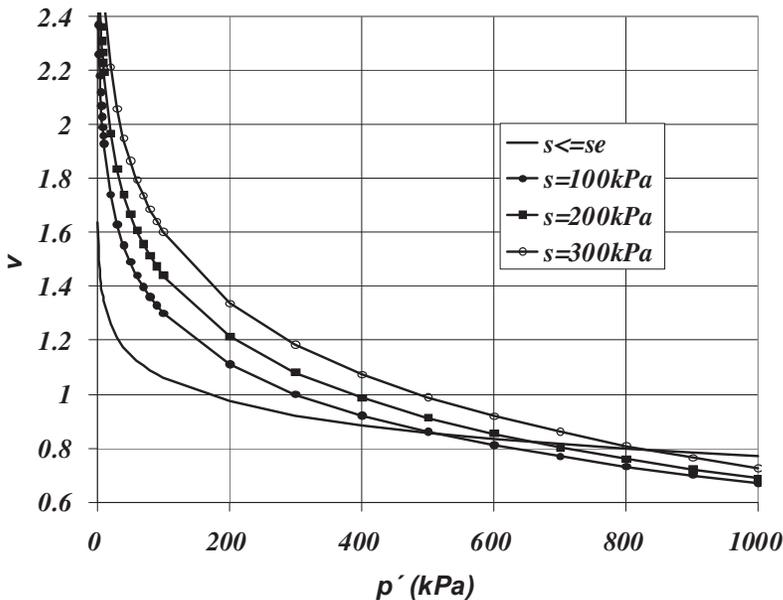


Fig. 12 – Linhas de compressão isotrópica para diferentes valores da sucção.

3.2 – Resultados

Nesta secção são apresentados, discutidos e comparados entre si os resultados das diferentes fases da análise efectuada. São apresentados os resultados relativos à fase de construção da fachada

e os correspondentes ao final da fase de saturação. A comparação entre estas duas fases permite avaliar os efeitos da saturação.

3.2.1 – Configuração deformada

Na Fig. 13 pode ser observada a configuração deformada da fachada e fundação, após as fases de construção e saturação, com os deslocamentos aumentados 10 vezes. Após a construção os assentamentos da fachada são praticamente uniformes, com o valor aproximado de 2,8 cm.

A fase de saturação dá origem a assentamentos adicionais não uniformes. O assentamento máximo, 5,9cm, verifica-se na zona saturada, junto ao eixo de simetria.

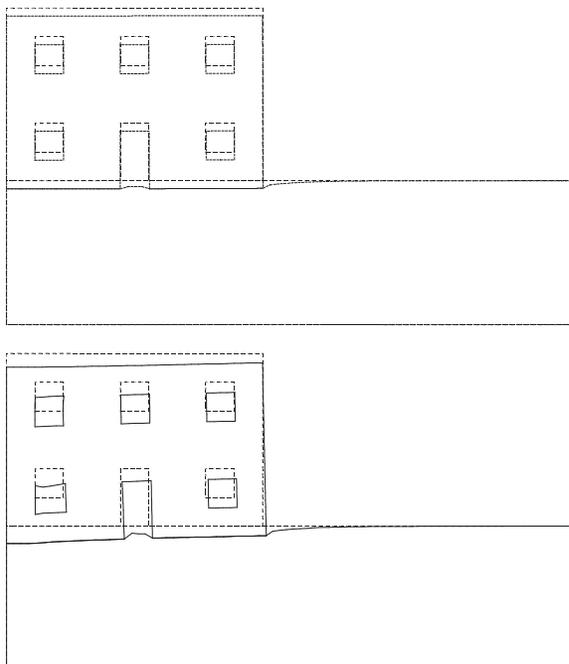


Fig. 13 – Configuração deformada (traço contínuo). Final da construção (cima) e saturação (baixo). Deslocamentos aumentados 10 vezes.

3.2.2 – Fendilhação na fachada

A Fig. 14 mostra a distribuição da fendilhação na fachada no final da fase construtiva e após a saturação. Esta representação permite apreciar o nível de danos na fachada. No modelo utilizado, as fendas não são modeladas directamente. As fendas são representadas, para cada elemento, como uma linha orientada perpendicularmente à direcção da deformação de extensão máxima. O comprimento da linha é proporcional à deformação de extensão. Só se considera abertura de fenda para extensões superiores a 0,0005. Na representação gráfica, o comprimento de 1m corresponde a uma extensão igual a 0,05. Considerando que a deformação se localiza num elemento, e como estes têm 0,25m de lado, esta deformação corresponde a uma abertura da fenda igual a 1,25cm.

No final da construção verifica-se a ocorrência de fendas pouco expressivas, com abertura máxima de cerca de 1,6mm, localizadas acima da porta e orientadas verticalmente. Este reduzido nível de danos é compatível com o padrão uniforme de assentamentos verificado.

A saturação dá origem a um padrão de fendilhação relativamente extenso na fachada e que abrange a zona próxima do eixo de simetria. A abertura máxima de fendas é cerca de 5,6mm. Este comportamento deve-se ao maior assentamento da zona central da fachada, acima da zona saturada, onde ocorreram os assentamentos por colapso.

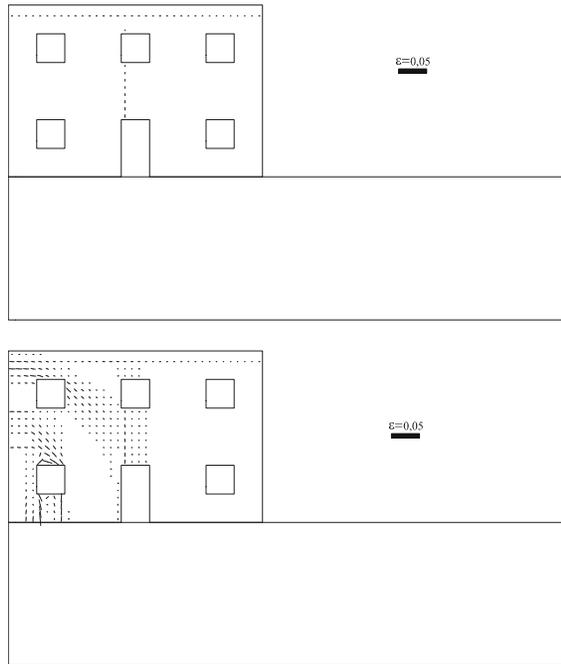


Fig. 14 – Orientação e distribuição das fendas na fachada. Final da construção (cima) e saturação (baixo). Comprimento das linhas proporcional à abertura das fendas. (Escala: 1m \Leftrightarrow extensão 0,05).

3.2.3 – Tensão média efectiva

Na Fig. 15 encontra-se representado o campo de tensão média efectiva, p' , existente na fundação no final da construção e após a saturação.

A tensão média efectiva, p' , sofre uma redução significativa na zona saturada e um aumento na zona adjacente sob a fachada.

3.2.4 – Deformações volumétricas

O campo de deformações volumétricas encontra-se representado na Fig. 16 para a fachada e fundação para o final da construção e após o colapso.

Na zona saturada, onde ocorre o colapso, verifica-se uma deformação volumétrica compressiva significativa associada à redução de p' , descrita acima. Podem também ser observadas deformações volumétricas expansivas na fachada associadas à abertura de fendas.

3.2.5 – Trajectórias espaciais de tensão

Na Fig. 17 podem ser observadas as trajectórias espaciais de tensão prevalentes no final da fase de construção da fachada. Estas curvas, ortogonais entre si, são tangentes em cada ponto às

tensões principais no plano. Estas trajectórias de tensão são aqui designadas por espaciais, por contraste com as trajectórias “locais” de tensão, que decorrem no espaço das tensões e representam a história de tensão de um ponto material. As trajectórias espaciais de tensão permitem visualizar a distribuição no espaço da orientação das tensões principais, mas nada mostram relativamente à sua magnitude. As direcções principais de tensão sofrem uma alteração devido à saturação de acordo com o ilustrado na Fig. 17.

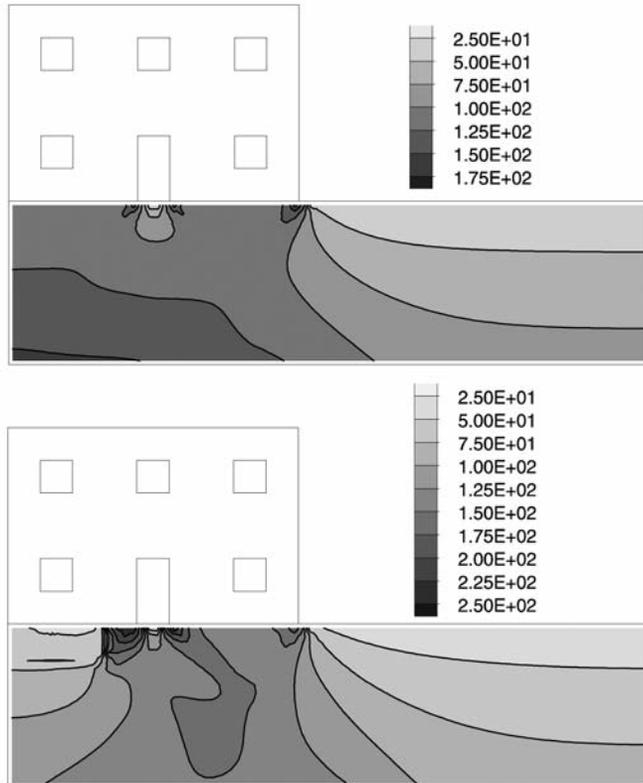


Fig. 15 – Tensão média efectiva, p' , na fundação (kPa). Final da construção (cima) e saturação (baixo). Compressão positiva.

3.2.6 – Efeito da saturação nos assentamentos e tensões verticais totais

O efeito da saturação, e assentamentos por colapso do solo associados, pode ser melhor avaliado pela comparação directa com a situação imediatamente após a fase de construção. Esta comparação é feita relativamente aos deslocamentos verticais e tensões verticais totais à superfície do terreno e na fundação sobre o eixo de simetria.

Na Fig. 18, verifica-se a ocorrência de um assentamento significativo da fachada por colapso. O assentamento não é uniforme, variando entre cerca de 3cm sobre o eixo de simetria e cerca de 0,5cm no extremo da fachada. Os assentamentos por colapso são pouco significativos no vão da porta, onde a carga é nula.

Em profundidade, sobre o eixo de simetria, verificam-se assentamentos que se reduzem até se anularem a aproximadamente 1m abaixo da superfície (ver Fig. 19). A profundidades superiores verificam-se empolamentos (deslocamentos verticais para cima). Isto é consequência da redução da tensão efectiva que ocorre na zona saturada.

Da comparação entre a distribuição da tensão vertical total ao nível da superfície do terreno no final da fase de construção e após os assentamentos por colapso (saturação), constata-se uma redução desta sobre a zona saturada e um aumento sob o resto da fundação da fachada (ver Fig. 20). Verifica-se, portanto, uma transferência de tensão vertical, da zona saturada para a restante superfície de fundação. Os assentamentos superficiais na zona não saturada são devidos essencialmente a esta transferência de tensão, que se deve à rigidez da fachada.

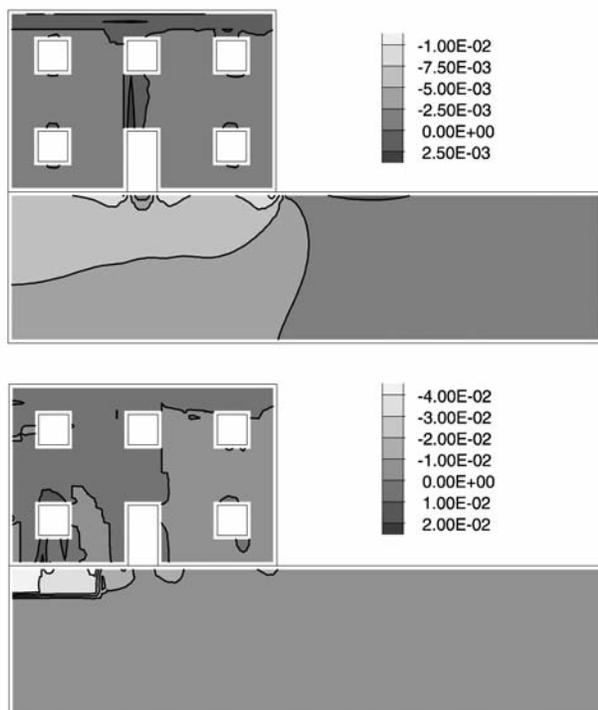


Fig. 16 – Deformação volumétrica (compressão negativa). Final da construção (cima) e saturação (baixo).

Relativamente à variação da tensão vertical total em profundidade sobre o eixo de simetria, constata-se uma redução praticamente constante desta, de aproximadamente 75kPa (ver Fig. 21).

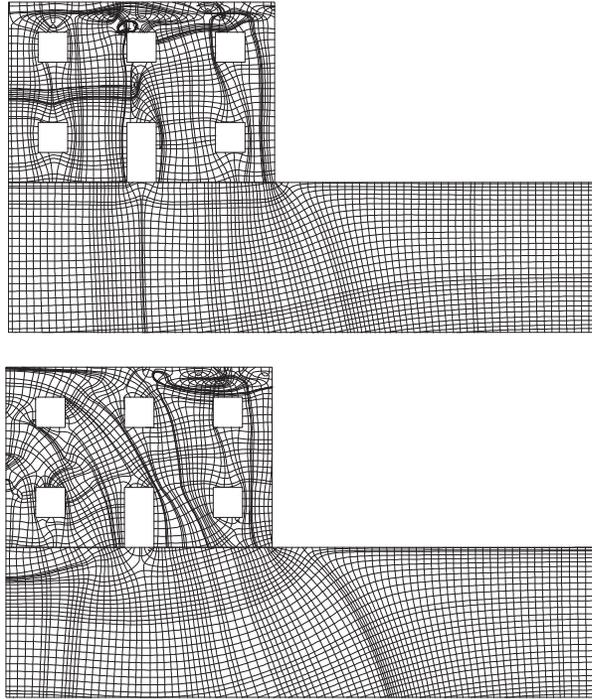


Fig. 17 – Trajectórias espaciais de tensão. Final da construção (cima) e saturação (baixo).
Curvas tangentes às tensões principais em cada ponto.

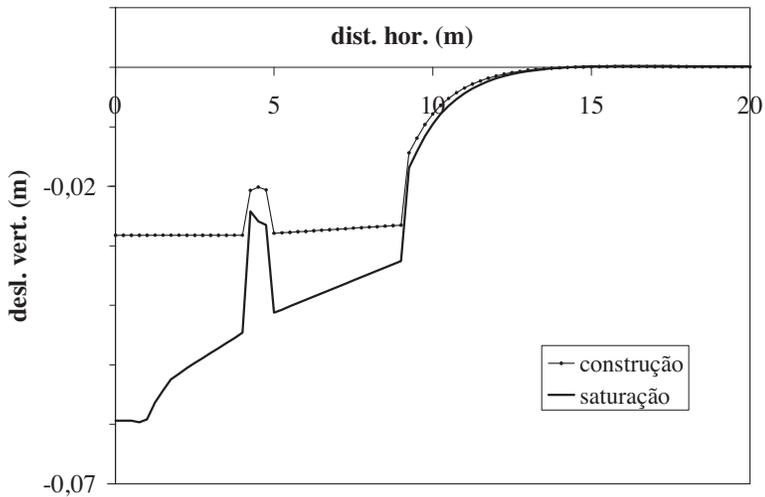


Fig. 18 – Assentamentos (valores negativos) da superfície do terreno para as fases de construção e de saturação. Distância horizontal medida ao eixo de simetria.

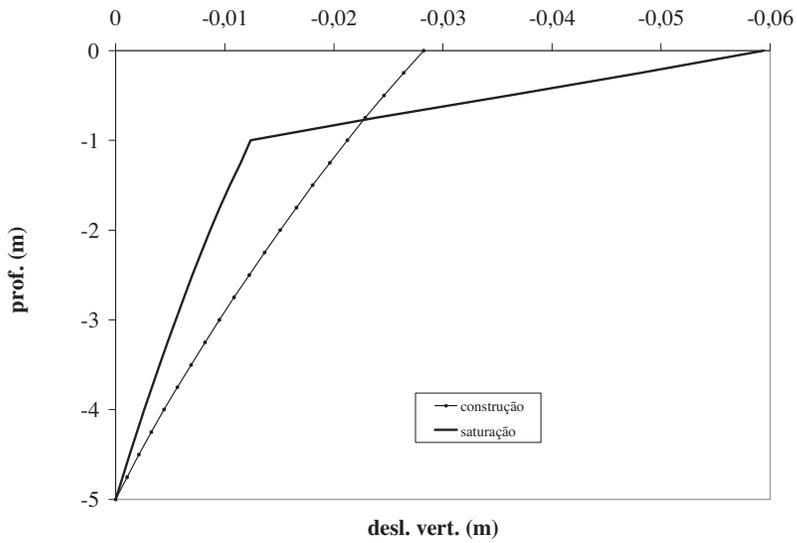


Fig. 19 – Assentamentos da fundação (valores negativos) em profundidade sobre o eixo de simetria para as fases de construção e de saturação. Distância vertical medida a partir da superfície.

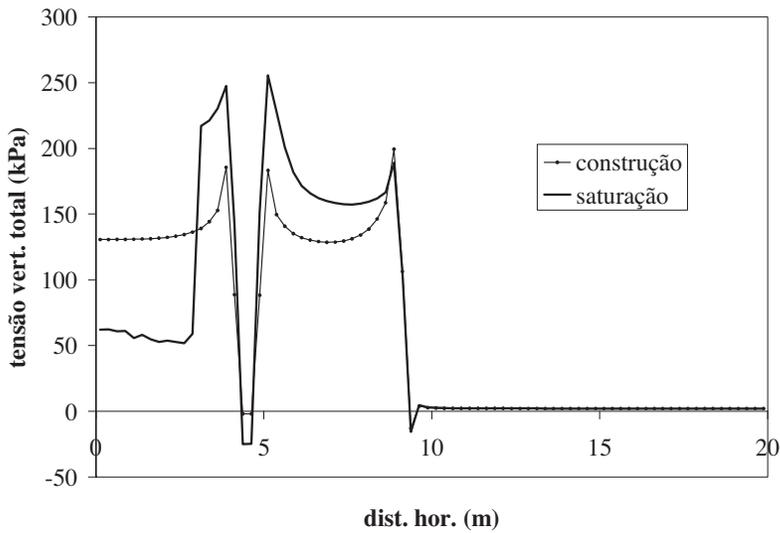


Fig. 20 – Tensão vertical total (compressão positiva) à superfície do terreno para as fases de construção e de saturação. Distância horizontal medida ao eixo de simetria.

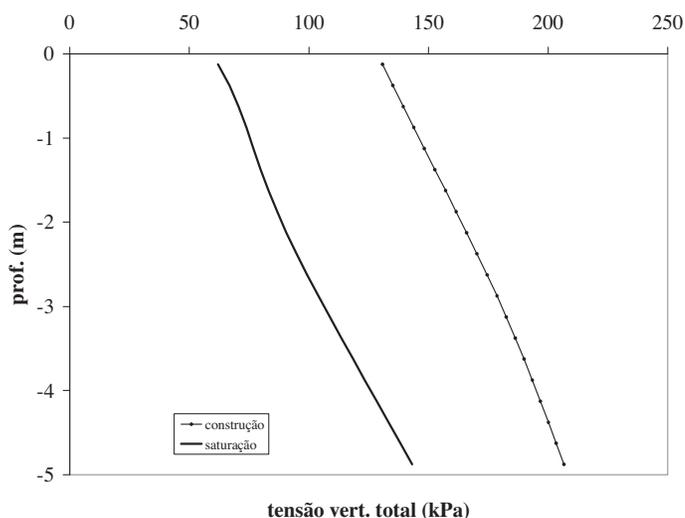


Fig. 21 – Tensão vertical total na fundação (compressão positiva) em profundidade sobre o eixo de simetria para as fases de construção e de saturação. Distância vertical medida a partir da superfície.

4 – CONCLUSÕES

O método proposto para modelar as deformações por colapso em solos mostrou-se eficaz na análise numérica dos efeitos da ocorrência de saturação no terreno de fundação em fachadas de edifícios em alvenaria. Esta interacção complexa solo-estrutura, em que o solo e a fachada têm comportamento não linear, depende de vários factores, em particular: da geometria da fachada, do tipo de solo de fundação, do estado de tensão e pré-consolidação iniciais do solo, do valor da sucção matricial presente no solo durante a fase de construção e da configuração e localização da zona da fundação submetida a saturação.

No caso analisado, o solo apresenta um grau de sobreconsolidação decorrente da erosão de 3,5m superficiais do terreno, uma sucção de 300kPa e uma zona saturada com 3m de desenvolvimento horizontal e 1m de altura, localizada à superfície junto do eixo de simetria. Este caso deu origem a assentamentos por colapso de aproximadamente 3cm e danos por fendilhação na fachada com algum significado, quer em termos de extensão, quer em termos de abertura de fendas (valor máximo de 5,6mm).

Da análise apresentada constata-se que uma estrutura construída sobre um solo seco pode dar origem a assentamentos se o solo for posteriormente saturado. No entanto, se o grau de consolidação do solo for suficientemente elevado (Mourinha, 2010), a saturação não dá origem a assentamentos por colapso, mas sim a um ligeiro empolamento devido à descarga elástica do solo por efeito da redução da tensão efectiva. O elevado grau de sobreconsolidação faz com que a superfície de cedência do solo saturado apresente uma extensão suficiente para acomodar as trajectórias de tensão na zona saturada.

Relativamente a desenvolvimentos futuros da análise efectuada neste trabalho, sugere-se:

- 1) A utilização de leis constitutivas para solos não-saturados formuladas em termos da generalização do conceito de tensão efectiva e incluindo o endurecimento associado à sucção matricial para comparação com os resultados devidos à utilização do método descrito.
- 2) A utilização de leis constitutivas para alvenaria, com capacidade para modelar de forma mais rigorosa a fendilhação.
- 3) A utilização de modelos tridimensionais.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, E. E.; Gens, A.; Josa, A. (1990). *A constitutive model for partially saturated soils*. *Géotechnique*, vol. 40, pp. 405-430.
- Bishop, A. W. (1959). *The principle of effective stress*. *Teknisk Ukeblad*, vol. 106 (39), pp. 859-863.
- Duncan, J. M.; Chang, C. Y. (1970). *Non-linear analysis of stress and strain in soils*. *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, vol. 96 (SM5), pp. 1629-1654.
- Farias, M. M. (1993). *Numerical analysis of clay core dams*. PhD Thesis, University College of Swansea.
- Itasca Consulting Group, Inc. (2000). *FLAC user's guide, version 4*. Minneapolis, Minnesota.
- Liu, G.; Houslyby, G. T.; Augarde, C. E. (2000). *Two-dimensional analysis of settlement damage to masonry buildings caused by tunneling*. *The Structural Engineer*, vol. 79, n° 1, pp. 19-25.
- Loret, B.; Khalili, N. (2002). *An effective stress elastic-plastic model for unsaturated porous media*. *Mechanics of Materials*, vol. 34, pp. 97-116.
- Lourenço, P. B. (1996). *Computational Strategies for Masonry Structures*. PhD Thesis, Delft University of Technology.
- Maranha, J. R. (1997). *Analysis of Embankment Dams: Computational Aspects*. PhD Thesis, University of Wales, Swansea.
- Mourinha, A. M. S. (2010). *Danos em edifícios devidos a assentamentos por colapso em solos não saturados*. Dissertação de Mestrado (Bolonha), ISEL, Lisboa.
- Nobari, E. S.; Duncan, J. M. (1972). *Effect of reservoir filling on stresses and movements in earth and rockfill dams*. Technical report, College of Engineering, University of California, Berkeley, Report No. TE-72-1 – Prepared for U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.
- Noorany, I., Frydman, S.; Detournay, C. (1999). *Prediction of soil slope deformation due to wetting*. In Detournay & Hart (eds.), *FLAC and Numerical Modeling in Geomechanics*, Balkema, Rotterdam.
- Nuth, M.; Laloui, L. (2008). *Effective stress concept in unsaturated soils: clarification and validation of a unified framework*. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 32, pp. 771-801.
- Rodrigues, R. A. (2007). *Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Brasil.
- Roscoe, K. H.; Burland, J. B. (1968). *On the generalised stress-strain behaviour of 'wet' clay*. In Heyman, J. e Leckie, F. A. (Eds.), *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, Cambridge, U. K., pp. 535-609.
- Souza Neto, J. B. (2004). *Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.
- Waltham, A. C. (1994). *Foundations of Engineering Geology*. Blackie Academic & Professional, London.

APLICAÇÃO DE TÉCNICAS DE SIG NA AVALIAÇÃO DE RISCO DE DESLIZAMENTO EM TRECHO DO TREM DE ALTA VELOCIDADE BRASILEIRO

GIS tools application to landslide hazard assessment in one stretch of the Brazilian high-speed train

Fausto Batista Mendonça*

Noris Costa Diniz**

Gustavo Macedo de Mello Baptista***

RESUMO – O projeto do trem de alta velocidade a ser construído no Brasil ligará as cidades de Campinas – SP e São Paulo – SP à cidade do Rio de Janeiro – RJ. Trata-se de uma obra linear inédita no país, que passará por tipos de terrenos diversos enfrentando condições adversas distintas. Este trabalho traz um mapeamento de risco de deslizamentos na região do trecho 4 do traçado inicial, próximo à cidade de Itatiaia no interior do estado do Rio de Janeiro. As cicatrizes de deslizamento foram inventariadas através de fotointerpretação. Mapas temáticos de pedologia, geomorfologia, uso e cobertura, litologia e hipsometria foram utilizados como dados para a álgebra de mapas que gerou o mapa de risco do trecho avaliado. Os resultados apontaram a existência de risco alto à ocorrência de deslizamentos em quase todo o trecho 4. Esse fato aponta para a necessidade de uma avaliação muito cuidadosa das condições geológicas das encostas que sofrerão intervenções durante a obra.

ABSTRACT – The design of the high speed train to be built in Brazil will connect Campinas city in São Paulo state and São Paulo city to Rio de Janeiro city. It is a linear work unprecedented in the country, which will go through various types of land experiencing different adverse conditions. This work presents a risk mapping of landslides in the region of the fourth section of the planned route, near the city of Itatiaia in Rio de Janeiro state. Landslides were inventoried by means of photointerpretation. Thematic maps with data from pedology, geomorphology, land use and land cover, lithology, hypsometry and geological/geotechnical units on a 2km buffer were used for the map algebra which generated the risk and hazard maps. The results indicate the existence of high risk for the occurrence of landslides along most of section four showing the need for a very thorough geotechnical evaluation of the geological conditions of the slopes that will suffer interventions during engineering work.

PALAVRAS CHAVE – Risco geológico, fotointerpretação, sensoriamento remoto.

* Engenheiro Civil, Mestrando em Geociências Aplicadas do Instituto de Geociências, Universidade de Brasília (Especialista em geoprocessamento). E-mail: faustobm@hotmail.com

** Professora Adjunta, Instituto de Geociências, Universidade de Brasília (Doutora em Engenharia Civil pela Universidade de São Paulo). E-mail: noris@unb.br

*** Professor Adjunto, Instituto de Geociências, Universidade de Brasília (Doutor em Geologia pela Universidade de Brasília). E-mail: gmbaptista@unb.br

2 – OBJETIVOS

Analisa-se neste trabalho, por meio de Sensoriamento Remoto, fotointerpretação e Sistema de Informação Geográfica (SIG), o perigo de ocorrência de um movimento gravitacional de massa no corte do depósito de tálus observado no sopé da encosta do maciço alcalino do Itatiaia.

Os objetivos específicos são:

- Mapear cicatrizes de movimentos de massa, ocorridos na região, obtendo assim a indicação da existência de pontos mais frágeis e suscetíveis a deslizamentos de terra;
- Mapear áreas suscetíveis a movimentos gravitacionais de massa (MGM);
- Analisar a existência de perigo de MGM que possa comprometer o funcionamento do trem de alta velocidade.

3 – MATERIAL E MÉTODOS

A metodologia adotada é utilizada por vários autores para levantamento de áreas de risco, como Cardinali *et al.* (2002), Guzzetti *et al.* (2003), Vilaplana *et al.* (2002), Zuquette e Ahrendt (2003), Irigaray e Chacón (2003), Vedovello (2009) e Pimentel (2010), pode ser descrita em quatro etapas principais observadas na Fig. 2, que são:

- Inventário: etapa de busca de informações sobre a área estudada, onde imagens anteriores aos deslizamentos, cartas da região, dados de chuva e trabalhos geotécnicos realizados são elementos a serem levantados;
- Avaliação: nesta etapa destacam-se levantamentos preliminares de campo, geração de modelo digital de elevação (MDE), processamento digital de imagens, inventário de cicatrizes e caracterização do meio físico;
- Análise: aplicação de técnicas de SIG para a geração de informações com os dados levantados nas fases anteriores, mapeando áreas vulneráveis e sob risco. Nesta etapa é aplicado o processo de álgebra de mapas; e
- Resultado final: divulgação do produto gerado na análise.

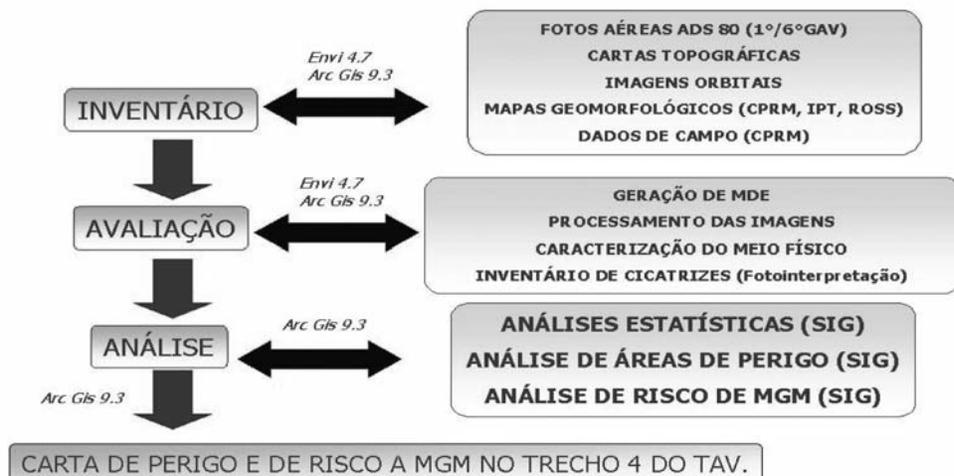


Fig. 2 – Metodologia adotada no trabalho.

Os aplicativos para a realização deste trabalho foram o ArcGis 9.3 na manipulação dos dados de SIG e o ENVI 4.7 nos processamentos digitais de imagens.

3.1 – Geração de MDE

Os modelos digitais de terreno fazem parte das diversas ferramentas que o sensoriamento remoto conseguiu trazer para os estudos de risco geológico, onde é possível visualizar os processos geomorfológicos e suas condicionantes, como, por exemplo, formas de vertentes e canais de drenagem. Observa-se na Fig. 3 um exemplo de imagem 3D gerada com dados da missão SRTM3.

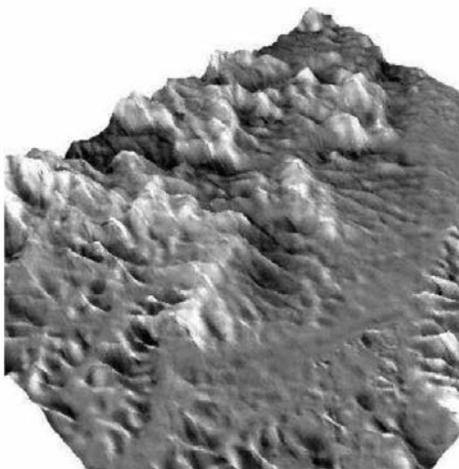


Fig. 3 – Imagem 3D gerada com dados da missão SRTM3.

Na Fig. 4 observa-se um MDE do graben do Vale do Paraíba, na cidade de Itatiaia, no estado do Rio de Janeiro.

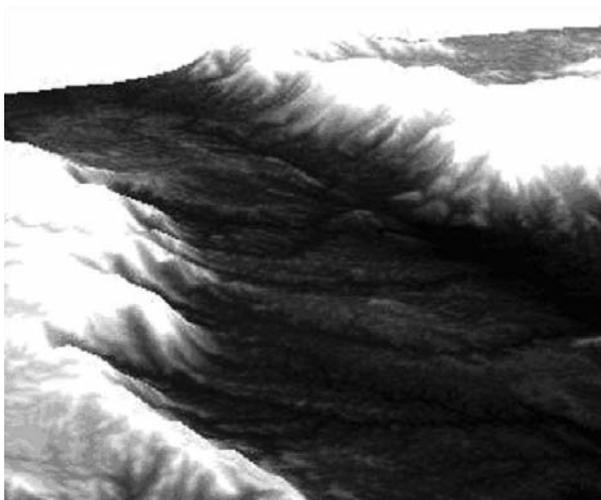


Fig. 4 – MDE dos dados da missão SRTM3 de um trecho do Vale do Paraíba (RJ)(Mendonça *et al.*, 2011).

3.2 – Modelo adotado para a operação entre mapas

De posse de uma feição, por exemplo, litologia da região, por meio de fotointerpretação, busca-se as áreas afetadas por movimentos de massa recentes e remotos. Esses movimentos são responsáveis pela formação da paisagem. Por meio de uma operação entre tabelas dentro do SIG é possível obter a densidade de movimentos em cada litologia, conforme demonstrado na Fig. 5, de Irigaray e Chacón (2003).

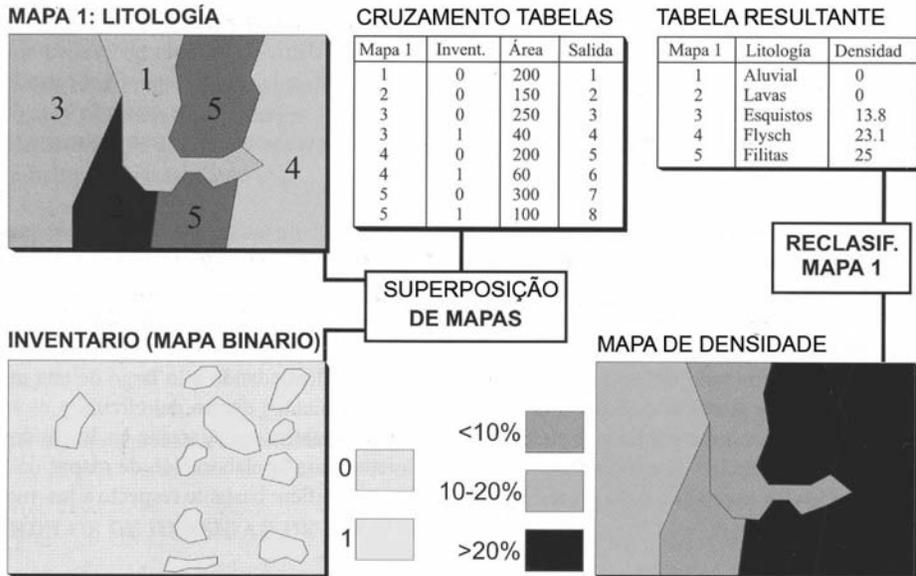


Fig. 5 – Operação para obter densidade de MGM (Irigaray e Chacón, 2003).

Trabalhos de fotointerpretação conduziram às estatísticas de MGM observados nas feições de litologia, pedologia, uso e cobertura, geomorfologia, hipsometria e unidades geológico-geotécnicas no *buffer* de 2km. Por um processo de fotointerpretação foram marcadas as áreas de movimentos de massa ocorridos na área de estudo, conforme pode ser observado na Fig. 6. Este procedimento é mencionado por Fell *et al.* (2008), Guzzetti *et al.* (2003), Cardinalli *et al.* (2002), Guzzetti *et al.* (1994), Zuquette e Ahrendt (2003), Ardizzone *et al.* (2002) e JTC-1 (2008) como necessário para uma avaliação de suscetibilidade e perigo geológico.

Após a vetorização dos MGM foram feitas as análises estatísticas de ocorrência em cada feição, para isso utilizou-se o comando *Intersect* em *Analysis Tools* do ArcGis 9.3 que gerou um *shape* da interseção das áreas de MGM e das áreas das feições. Em seguida, foi realizada a operação *sumarize* nas colunas de dados de áreas movimentadas e frequência de ocorrências, no intuito de se obter a quantidade de incidências e a proporção de área atingida em cada feição: litologia, pedologia, uso e cobertura, hipsometria, geomorfologia e unidades geológico-geotécnicas no *buffer* de 2km.

De posse dos resultados da operação *sumarize*, consegue-se relacionar as classes de cada tema atingidas, atribuir pesos e efetuar a álgebra de mapas para a obtenção das áreas de perigo de ocorrência de MGM e trechos de risco de deslizamentos no traçado proposto para o TAV.

Os trechos de risco são obtidos por meio de uma operação de interseção, *intersect* no ArcGis 9.3, entre o arquivo *raster*, ou matricial, resultado da álgebra de mapas e o vetor do traçado proposto para a ferrovia. Como o vetor possui um valor único e o *raster* apresenta valores de dados

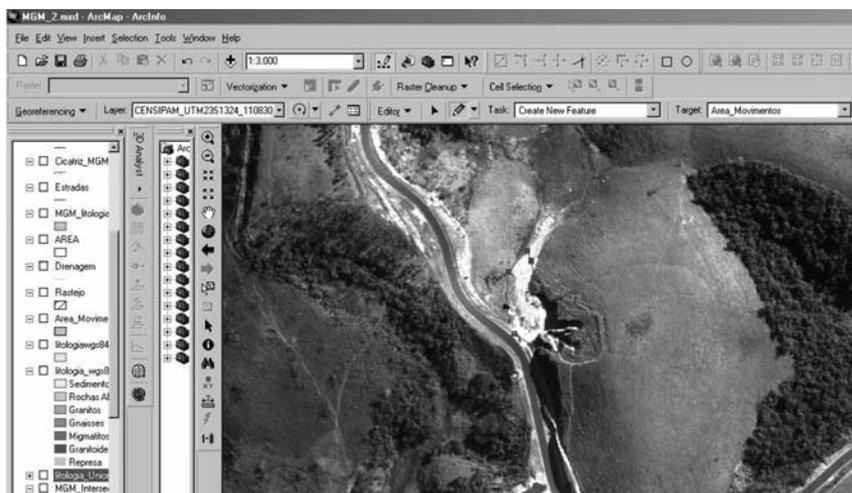


Fig. 6 – Edição de áreas atingidas por MGM.

diferentes nas áreas resultantes da operação de álgebra, ao efetuar a interseção o vetor assume os valores correspondentes às áreas dos trechos por onde passa.

Caso o traçado seja alterado é possível realizar a mesma operação e obter os trechos classificados quanto ao risco, uma vez que os critérios para a geração de áreas de perigo são referentes às características do terreno.

3.2.1 – Critério de distribuição dos pesos

Primeiramente os arquivos vetoriais foram transformados em *raster*, conforme preconizam Câmara (1995), Silva (1999), INPE (2007) e Coronado (2006). Para isso, foi aplicada a ferramenta *Feature to Raster (converter)* do ícone *Toolbox do Software ArcGis 9.3*.

A metodologia utilizada corresponde à mesma adotada por Pimentel (2010) na avaliação de áreas de risco na região de Angra dos Reis após as várias ocorrências de MGM naquela região em 2010. Pimentel (2010) efetua a distribuição dos pesos por meio da razão entre a percentagem de ocorrências e a área movimentada em cada classe dentro das feições (pesos equivalentes). Os pesos entre as feições foram distribuídos de forma igualitária até completar o valor de 100%.

Os pesos inseridos no *software* podem ser de “NODATA” a 9 de forma discreta. Como os valores obtidos nas razões são contínuos foi feita uma discretização dos pesos. Na coluna *Peso ArcGis* do Quadro 1 constam os valores discretizados em uma escala que possui intervalos iguais de 0,4.

Os campos referentes à massa d’água foram classificados como “NODATA” para não interferirem na álgebra da geração do mapa.

Quadro 1 – Conversão dos pesos.

<i>Pesos equivalentes</i>	<i>Peso ArcGis</i>
Até 0,4	1
0,8	2
1,2	3
1,6	4
2	5
2,4	6
2,8	7
3,2	8
3,6	9
4 ou mais	9

3.2.2 – Passos desenvolvidos

Os passos foram desenvolvidos segundo metodologia da JTC-1 (2008), que se divide em básico, intermediário e avançado. As etapas do passo básico, foram desenvolvidas nesse trabalho. As etapas completas podem ser vistas no Quadro 2.

Quadro 2 – Metodologia JTC-1 para inventariar cicatrizes de MGM.

<i>Classificação</i>	<i>Atividades</i>
Básica	Inventário de MGM por fotos aéreas ou imagens satelitais localizando e quantificando eventos e áreas.
	Identificar relação entre topografia, geologia e geomorfologia.
	Apresentação dos resultados em forma de mapas contendo dados como: <i>grids</i> , drenagem, vias, topografias e outras informações que se tenha da área.
Intermediária	As mesmas atividades da fase básica mais:
	Distinguir diferentes partes do deslizamento.
	Mapear feições de deslizamento e contornos.
	Levantar informações sobre o histórico de deslizamentos na região.
	Analisar a evolução do uso da terra e como as interações do Homem com o solo poderiam ter influenciado as ocorrências.
Avançada	As mesmas atividades da fase intermediária mais:
	Preparar um inventário de dados geotécnicos.
	Implementar investigações para uma melhor definição das condições geotécnicas.
	Análises geotécnicas para compreender os processos de instabilização.
	Catologação de reativações de risco e informações dos períodos de atuação dos agentes desencadeadores para a geração de um inventário de períodos de ocorrência podendo aplicar em validações de aproximações mais avançadas.

Com o modelo digital de elevação gerado por meio dos dados da missão SRTM3 foi possível levantar os perfis topográficos do Tálus do Itatiaia. Por meio dos perfis notam-se as áreas deposicionais do Tálus do Itatiaia.

Foi desenvolvido um trabalho por meio de processamento digital de imagens no intuito de verificar a direção preferencial de escoamento superficial no depósito de tálus próximo à Represa do Funil. Fell *et al.* (2008), Cascini *et al.* (2005) e Castellanos e van Westen (2008) citam a importância de análises qualitativas na avaliação de susceptibilidade e de zoneamento de risco geológico.

Trabalhos de fotointerpretação conduziram às estatísticas de MGM observados nas feições de litologia, pedologia, uso e cobertura, geomorfologia, hipsometria e unidades geológico-geotécnicas no *buffer* de 2km.

Após este processo foi realizada uma operação entre tabelas no intuito de se obter a quantidade de incidências e a proporção de área atingida em cada feição.

Após o somatório das áreas de mesma litologia obteve-se um quadro resumo das incidências na feição. Este quadro resumo foi feito para todas as classes gerando os registros de incidências de MGM em cada classe.

Na Fig. 7 observa-se a tabela gerada como resultado da operação *sumarize*, no *software* ArcGis, entre litologia e áreas de MGM. A mesma operação foi realizada entre áreas de MGM e as outras feições.

D R	Area km2	Cnt Area k	First lege	Last legen	Sum Area k	var
1	1,42239540028	4	Gnaisses	Gnaisses	0,1139	
2	2,48739022661	17	Gnaisses	Gnaisses	0,3634	
3	7,56888483868	1	Sedimentar Aluvionar	Sedimentar Aluvionar	0,0335	
4	15,04999405700	1	Granit?ude	Granit?ude	0,0066	
5	17,54773337790	2	Granitos	Granitos	0,1031	
6	21,73704290440	5	Sedimentos Terciários	Sedimentos Terciários	0,0195	
7	73,34131125850	48	Gnaisses	Gnaisses	0,7235	
8	85,49812219900	5	Sedimentos Terciários	Sedimentos Terciários	0,0232	
9	127,68210702500	13	Rochas Alcalinas	Rochas Alcalinas	0,3875	
10	160,00344490000	161	Sedimentos Terciários	Sedimentos Terciários	2,2462	
11	180,12906889000	2	Gnaisses	Gnaisses	0,0208	
12	439,83260651400	30	Gnaisses	Gnaisses	0,8226	
13						

Fig. 7 – Resultado da operação entre litologia e áreas de MGM.

4 – GEOMORFOLOGIA DA ÁREA

O trecho do Vale do Paraíba que possui o Tálus do Itatiaia compreende um vale entre duas serras, a Serra da Mantiqueira, onde está localizado o Pico do Itatiaia, e a Serra da Bocaina, que se liga a Serra do Mar. Sua localização pode ser vista na Fig. 8 que foi gerada com dados SRTM3.

Ross e Moroz (1997) descrevem que a Serra do Mar e a Serra da Mantiqueira fazem parte da Unidade Morfoestrutural Cinturão Orogênico do Atlântico. O Planalto e a Serra da Mantiqueira localizam-se a Nordeste do Estado de São Paulo, tendo a Leste o Estado do Rio de Janeiro, ao Norte Minas Gerais e ao Sul o Médio Vale do Paraíba. A Serra do Mar segue na região desde o Planalto da Bocaina até o Vale do Ribeira do Iguape margeando o litoral.

A Serra da Mantiqueira, segundo Almeida e Carneiro (1998), resultou de um importante evento tectônico iniciado no Paleoceno, que também influenciou a formação da Serra do Mar. Os

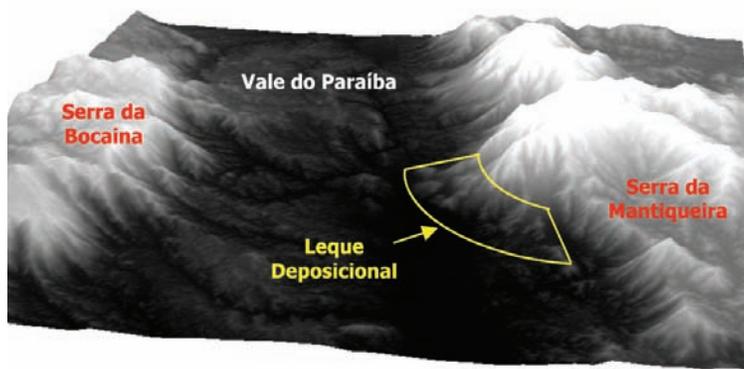


Fig. 8 – Graben do Vale do Paraíba com destaque para o depósito de Tálus. (Mendonça *et al.*, 2011).

autores relatam que por cerca de três a quatro dezenas de milhões de anos a Serra do Mar recuou até a posição atual por efeito de processos erosivos. Na Fig. 9 observam-se as linhas de perfis traçadas sobre o MDE para extrair os perfis topográficos.

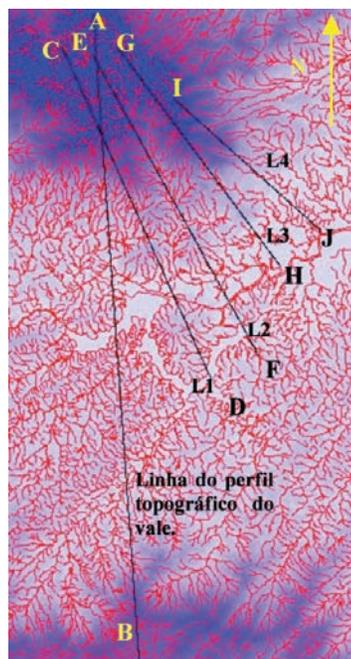


Fig. 9 – Traçado das linhas para extração dos perfis topográficos.

O Vale do Paraíba apresenta-se conforme o perfil topográfico da Fig. 10, extraído do modelo SRTM3, onde à direita tem-se a Serra do Mar e à esquerda a Serra da Mantiqueira. Na elevação da esquerda é possível visualizar o topo do Pico do Itatiaia atingindo cota em torno de 2700 m. A cota no leito do Rio Paraíba do Sul nesse trecho está em 450 m.

Os perfis topográficos obtidos desde a calha do Rio Paraíba do Sul até o topo do Pico do Itatiaia podem ser vistos na Fig. 11.

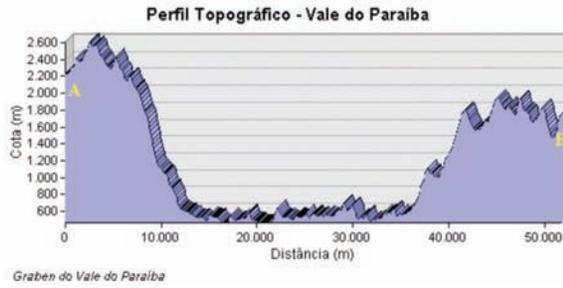


Fig. 10 – Perfil topográfico do Vale do Paraíba no trecho estudado.

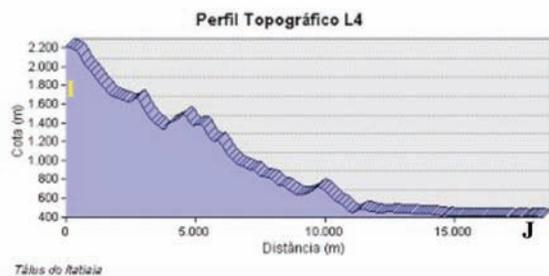
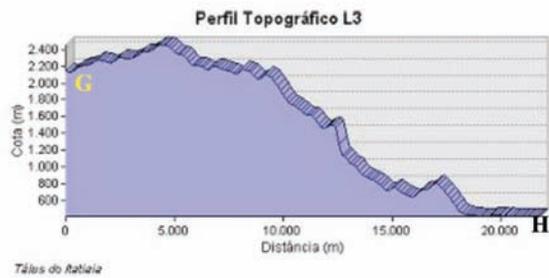
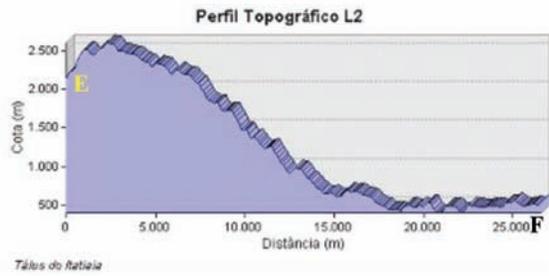
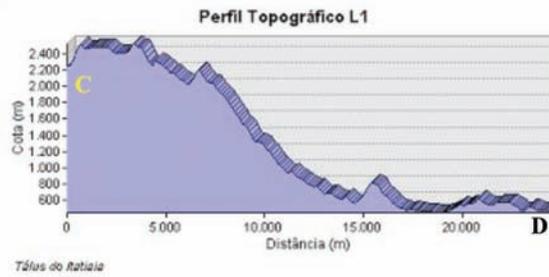


Fig. 11 – Perfis topográficos do Tálus do Itatiaia.

5 – CÂMERAS AÉREAS DIGITAIS

Atualmente existem diversos tipos de sensores remotos aplicados à obtenção de imagens, tais como: câmeras aerofotogramétricas, sensores a laser, satélites imageadores em diversas faixas do espectro e radares. Cada um traz consigo vantagens e limitações bem particulares.

Em substituição às câmeras aéreas analógicas, as digitais evoluíram e trouxeram aos vãos aerofotogramétricos mais agilidade e precisão, elevando a qualidade do produto gerado. Entretanto, quanto melhor a resolução espacial, maior a quantidade de dados gerados, carecendo de mais espaço de armazenamento.

Os filmes fotográficos foram substituídos pelas matrizes CCD (*Charge-Coupled Device*, que é um detector por carga acoplada) que transformam radiações eletromagnéticas em pulsos elétricos que têm sua intensidade medida e geram as imagens. Na Fig. 12 observa-se uma imagem obtida por uma câmera aérea digital com resolução espacial de 0,5 m. As ocorrências de deslizamento podem ser interpretadas visualmente.



Fig. 12 – Imagem de câmera aérea digital. Resolução espacial de 0,5 m.

Os planejamentos dos vãos ganharam agilidade e precisão, pois os resultados dos estudos no planejamento do vôo são inseridos diretamente nos equipamentos de bordo, como recobrimento lateral e longitudinal, por exemplo. Assim o operador pode visualizar, antes do vôo, todas as manobras a serem realizadas pela aeronave, verificar possíveis erros e corrigi-los antes do vôo. As faixas de vôo que antes eram marcadas em uma carta em papel hoje são inseridas no *software* que gerencia o funcionamento da câmera durante o vôo, onde a carta em formato digital ou o MDE da área podem servir como fundo de tela, facilitando ao operador a visualização de feições no terreno, e assim acompanhar a correta execução do aerolevanteamento.

O projeto do Vale do Paraíba contemplava uma área de 510 km², sendo necessários 55 minutos de imageamento a uma altura de vôo de 30 000 ft com a aeronave Learjet. As imagens foram geradas entre 08:30h e 15:30h.

van Westen *et al.* (2008) e Yalcin e Bulut (2007) relatam que para descrever áreas sob risco de movimento gravitacional de massa ou que tenham sofrido este fenômeno, imagens com resolução espacial melhores que 3 m são mais indicadas para a aplicação de interpretação visual ou estereoscopia. Dependendo da capacidade da aeronave empregada existem câmeras que podem fornecer imagens com resolução espacial de até 5 cm.

6 – PRODUTOS DE SISTEMAS DE INFORMAÇÃO GEOGRÁFICA

Dados espacializados no meio ambiente podem ser integrados trazendo cada um a sua particularidade e gerando informações importantes que isoladamente não auxiliariam nas decisões a serem tomadas. Essa integração é gerenciada por um Sistema de Informação Geográfica.

Para a representação de mapas temáticos, Câmara (1995) descreve as vantagens e desvantagens de cada formato, conforme visto no Quadro 3. Associados aos dados matriciais ou vetoriais existem os atributos alfanuméricos (Diniz, 1998) que são armazenados em tabelas em forma de planilha.

Quadro 3 – Comparação entre representação vetorial e matricial (Câmara, 1995).

Aspecto	Vetorial	Matricial
Relações espaciais entre objetos	Relacionamento topológico entre objetos disponíveis	Relacionamentos espaciais devem ser inferidos
Ligação com banco de dados	Facilita associar atributos a elementos gráficos	Associa atributos apenas a classes do mapa
Análise, simulação e modelagem	Representação indireta de fenômenos contínuos Álgebra de mapas é limitada	Representam melhor os fenômenos com variação contínua no espaço Simulação e modelagem mais fáceis
Escalas de trabalho	Adequado tanto a grandes quanto pequenas	Mais adequado para pequenas escalas (1:25 000 ou menos)
Algoritmos	Problemas com erros geométricos	Processamento mais rápido e eficiente
Armazenamento	Por coordenadas (mais eficiente)	Por matrizes

6.1 – Mapa do cone de dejeção do Tálus do Itatiaia

O depósito de Tálus do Itatiaia se estende desde a cidade de Engenheiro Passos, no limite dos Estados de São Paulo e Rio de Janeiro até próximo a Penedo, distrito de Resende. Observa-se na Fig. 13, que é uma área deposicional bem extensa, cerca de 10 km no perímetro da sua base. O cone deposicional do tálus foi marcado por interpretação visual com o auxílio das imagens obtidas na fase de inventário.

6.2 – Pontos de campo

O mapa de pontos de campo foi gerado com base nos dados da CPRM que realizou a visita à área de estudo em março de 2009. Todos os dados já se encontravam em SAD 69 e assim foram inseridos no mapa. Na Fig. 14 observa-se a folha de pontos de campo da área de estudo que foi feita no formato A3. O trecho recebeu o nome de Trecho 4 pela equipe de campo.

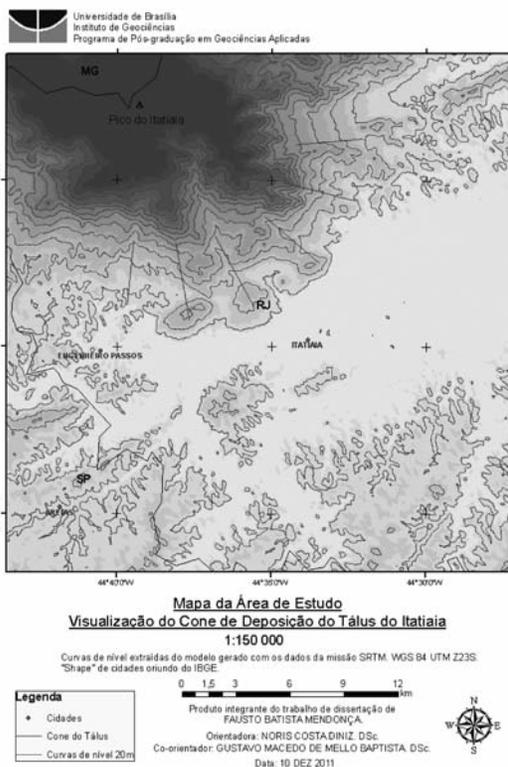


Fig. 13 – Mapa do cone deposicional do Tálus do Itatiaia.

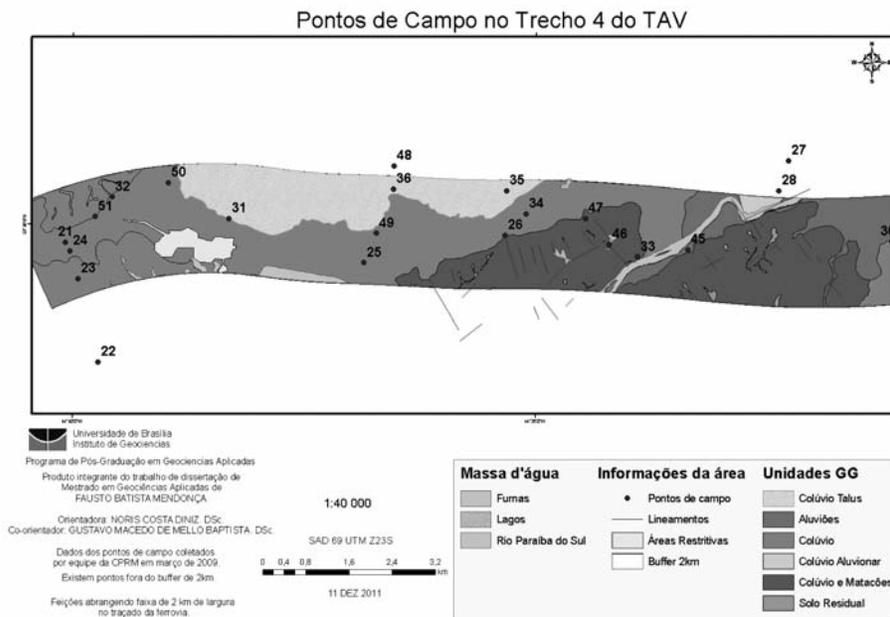


Fig. 14 – Pontos de campo no traçado do TAV.

6.3 – Inventário de cicatrizes de MGM na área avaliada

As imagens utilizadas para a vetorização das áreas de cicatrizes de MGM apresentavam resolução espacial de 0,5 m e sistema de projeção WGS 84. Foram obtidas no dia 30 de agosto de 2011 a uma altura de voo de 30 000 ft, entre 08:30h e 15:30h. Na Fig. 15 observa-se o trabalho de vetorização feito manualmente no *software* ArcGis como um processo de fotointerpretação.

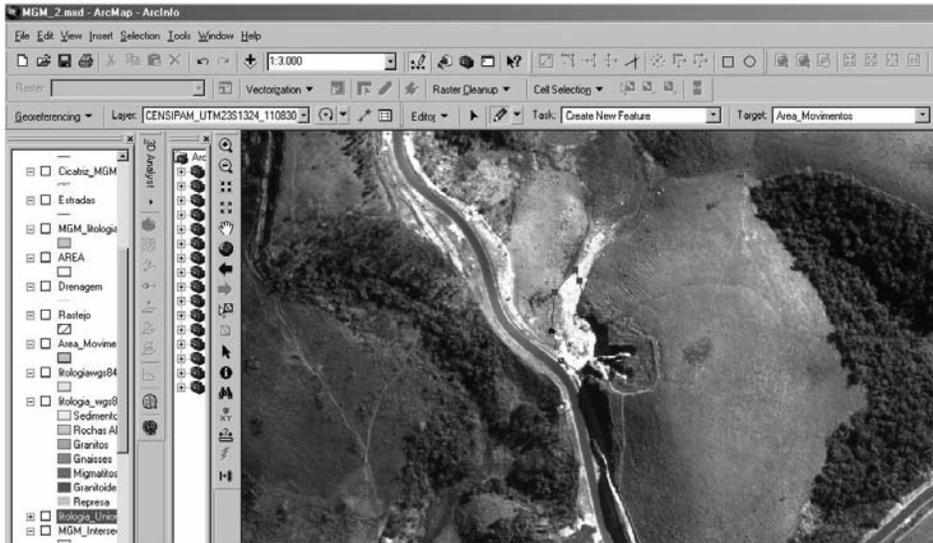


Fig. 15 – Vetorização das cicatrizes de MGM.

Os anfiteatros gerados por deslizamentos remotos são feições constantes em toda a região de estudo. Foi possível observar também diversos deslizamentos recentes em solos superficiais de taludes às margens da rodovia Presidente Dutra, mostrando que a região se caracteriza por frequentes instabilidades nos taludes de corte.

7 – O PROJETO DO TAV

A ferrovia ligará a região da Leopoldina, na cidade do Rio de Janeiro, à cidade de Campinas no estado de São Paulo, totalizando 511 km de trilhos. O traçado passa por terrenos como baixada, serra, colinas e morros, cada um com suas particularidades de formação e limitações de construções. Estas limitações precisam ser vencidas para garantir segurança aos usuários no período de utilização e aos operários no período de implantação.

Entretanto, o conhecimento da geologia da região é primordial para a implantação de estradas, sejam de ferro ou asfaltada. Copons e Vilaplana (2008) falam sobre a necessidade de se conhecer a geomorfologia do terreno para a sua correta utilização, reduzindo os riscos.

No trecho avaliado constam depósitos de tálus no sopé, que podem gerar instabilidades ao sofrerem cortes e emboques, onde Assis (2009) menciona o risco de impactos muito negativos para a operação do empreendimento. O estudo aponta a necessidade de alteração do traçado para evitar o corte no sopé do tálus, ou investigar a melhor forma de estabilizar o mesmo. Sendo assim, o traçado foi deslocado para o Sul da área do depósito de tálus, porém interfere no dique da Represa do Funil, como pode ser observado na Fig. 16. Ao Norte, observa-se o depósito de tálus. A seta indica a simbologia de feições erosivas de rastejo (CPRM, 2009a).

As incidências e as áreas movimentadas descritas no Quadro 5 foram superpostas ao perfil 1 do MDE, gerando a Fig. 17 que demonstra que a maior quantidade de ocorrências de MGM, assim como as maiores áreas movimentadas estão na região do sopé da elevação do Pico do Itatiaia.

Quadro 5 – Estatística de MGM na litologia.

LITOLOGIAS	Geoformas	Amplit. (m)	Altim. (m)	Decliv.	Áreas Lito (km ²)	Quant. MGM	Área MGM (km ²)	Soma áreas de MGM (%)	Freq. MGM (%)
Rochas Alcalinas	Escarpas	300	2000	30%	127,68	13	0,39	7,97%	4,50%
Granitóides	Morros	200	1000	25%	15,05	1	0,01	0,14%	0,35%
Granitos	Morros	200	800	25%	17,55	2	0,10	2,12%	0,69%
Gnaisses	Morrotos	100	700	18%	677,21	101	2,04	42,03%	34,95%
Dep. Sed. Aluvionar	Planícies	50	600	5%	7,56	1	0,03	0,69%	0,35%
Dep. Sed. Coluvionar - Tálus	Morrotos	50	600	8%	267,24	171	2,29	47,06%	59,17%
TOTAL					1112,3	289	4,86	100%	100%

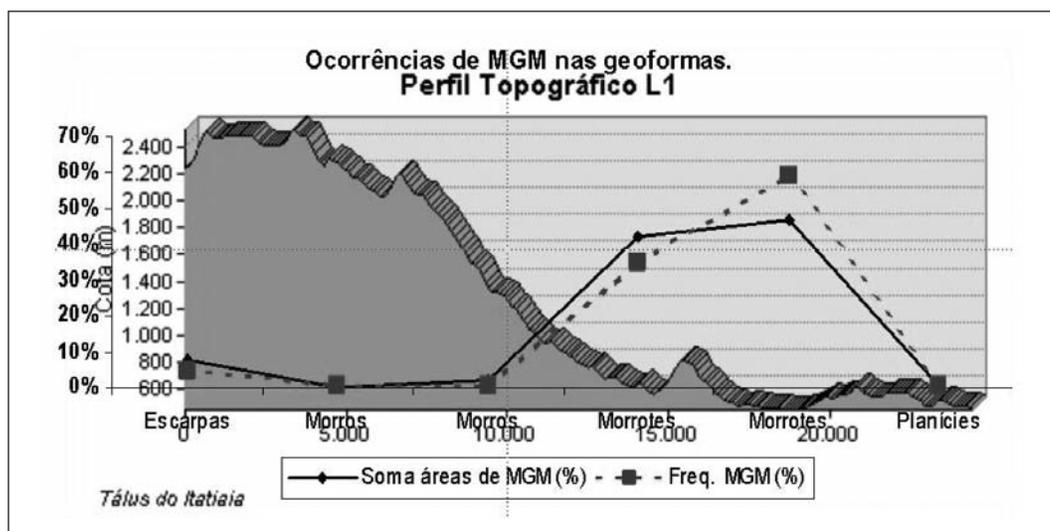


Fig. 17 – Superposição de incidências de MGM ao perfil topográfico L1.

Quadro 6 – Estatística de MGM na feição de uso do solo e cobertura vegetal.

Cobertura observada	Legenda	Área (km²)	Área (%)	Área MGM (km²)	Área MGM (%)	Freq. MGM	Freq. MGM (%)
Pecuária	Ap	173,09	40,13%	2,80	50,72%	207	60,35%
Floresta Estacional Semidecidual	F	10,41	2,41%	0,32	5,72%	20	5,83%
Floresta Ombrófila Densa	D	223,13	51,74%	1,86	33,68%	75	21,87%
Florestamento / /Reflorestamento	R	0,81	0,19%	0,04	0,65%	2	0,58%
Agricultura	Ac	0,42	0,10%	0,05	0,97%	3	0,87%
Influência Urbana	Iu	18,85	4,37%	0,20	3,64%	15	4,37%
Savana Florestada	Sd	1,89	0,44%	0,08	1,48%	9	2,62%
Vegetação Secundária Inicial	Vsi	2,68	0,62%	0,17	3,14%	12	3,50%
TOTAL		431,28	100%	5,53	100%	343	100%

Quadro 7 – Estatística de MGM na morfologia.

Unidades	Área (km²)	Frequência MGM	Área MGM (km²)	Área (%)	Frequência (%)	Área MGM (%)
Domínio de Colinas Dissecadas	4,07	2	0,0049	0,34%	0,72%	0,11%
Domínio Colinoso - Mar de Morros	737,68	98	1,4195	61,67%	35,13%	33,04%
Tabuleiros	77,59	59	0,7038	6,49%	21,15%	16,38%
Alinhamentos Serranos e Degraus Estruturais	14,28	1	0,0066	1,19%	0,36%	0,15%
Planícies Aluviais	96,79	4	0,0522	8,09%	1,43%	1,22%
Maçãos Intrusivos Alcalinos	265,67	115	2,1088	22,21%	41,22%	49,09%
TOTAL	1196,08	279	4,30	100%	100%	100%

Quadro 8 – Estatística de MGM na pedologia.

Unidades	Área (km ²)	Frequência MGM	Área MGM (km ²)	Área (%)	Frequência (%)	Área MGM (%)
Urbano	0,30	2	0,0307	0,16%	1,14%	1,48%
PVa1	22,96	43	0,7662	12,37%	24,43%	36,90%
PVa2	54,43	49	0,3742	29,32%	27,84%	18,02%
PVa5	26,62	7	0,1343	14,34%	3,98%	6,47%
Ce	7,14	1	0,0335	3,85%	0,57%	1,61%
LAA2	74,21	74	0,7373	39,97%	42,05%	35,51%
LVA13	258,21	104	1,9207	139,06%	59,09%	92,51%
Ca6	70,29	16	0,6107	37,86%	9,09%	29,41%
TOTAL	185,68	176	2,08	100%	100%	100%

Quadro 9 – Estatística de MGM nas unidades geológico geotécnicas no *buffer* de 2km.

Unid_GG	Área (km ²)	Frequência MGM	Área MGM (km ²)	Área (%)	Frequência (%)	Área MGM (%)
Tálus	5,12	35	0,31	14,62%	41,18%	28,75%
Colúvio e Matacões	9,01	9	0,14	25,74%	10,59%	12,98%
Colúvio	20,66	36	0,44	59,01%	42,35%	40,54%
Solo Residual	0,22	5	0,19	0,63%	5,88%	17,73%
Aluvião	0	0	0	0,00%	0,00%	0,00%
Colúvio Aluvionar	0	0	0	0,00%	0,00%	0,00%
TOTAL	35,01	85	1,08	100%	100%	100%

Os mapas das classes com os MGM no formato vetorial podem ser vistos na Fig. 18.

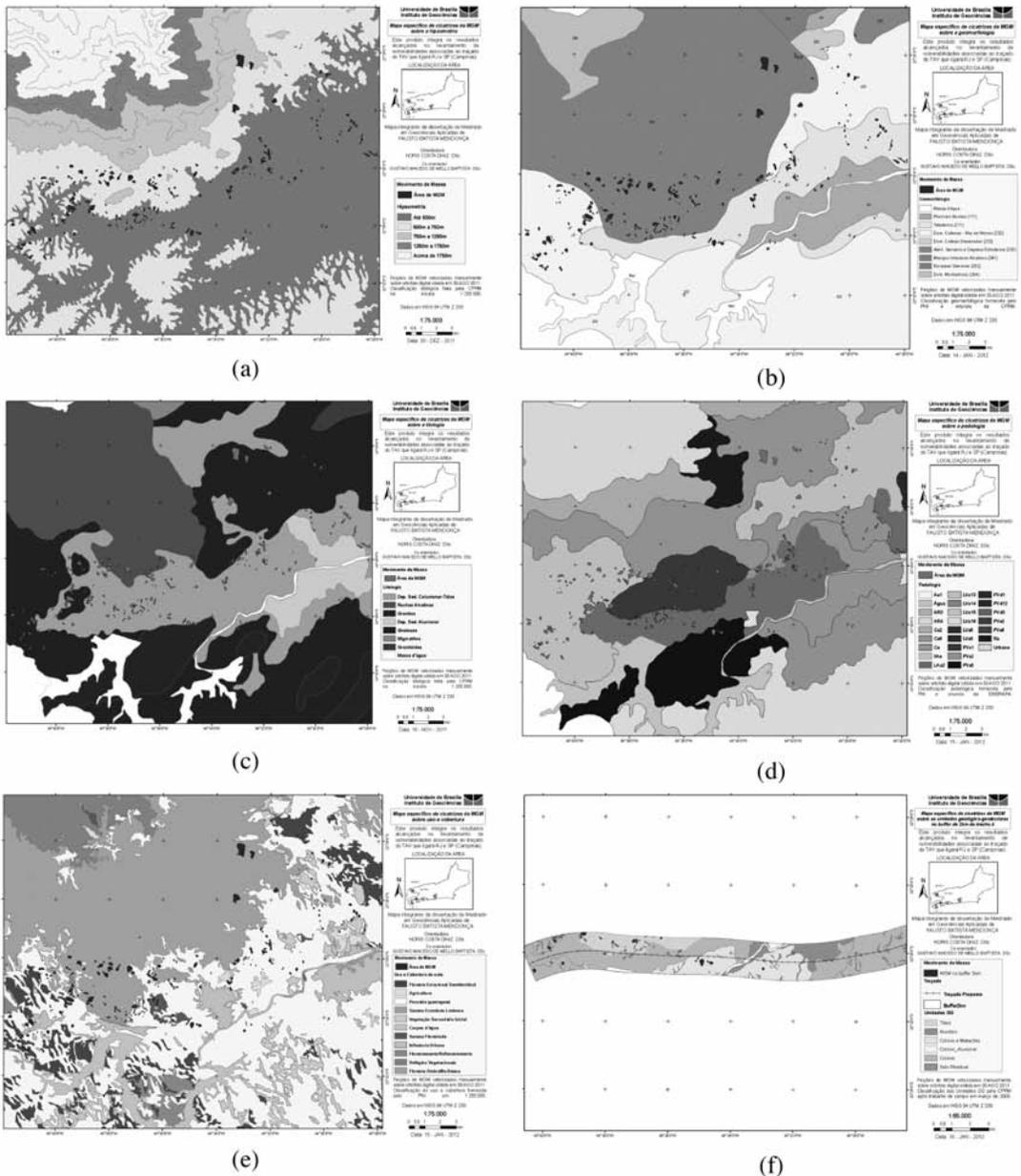


Fig. 18 – Mapas vetoriais das feições avaliadas: (a) hipsométrico, (b) geomorfológico, (c) litológico, (d) pedológico, (e) uso e cobertura, (f) unidades geológico-geotécnicas no *buffer* de 2km.

8.1 – Álgebra de mapas para geração dos mapas de perigo e risco

De posse dos dados avaliados foi realizada uma álgebra de mapas entre as feições de hipsometria, litologia, uso e cobertura do solo, geomorfologia, unidades geológico-geotécnicas no *buffer* de 2km e pedologia para a geração de áreas de perigo de MGM na região de passagem do traçado do TAV. A distribuição dos pesos consta no Quadro 10.

Quadro 10 – Distribuição dos pesos das classes.

	% Ocorrência	% área MGM	Razão	Peso	Peso ArcGis
LITOLOGIA				17,0%	
Rochas Alcalinas	4,89	7,97	0,61355	0,6	2
Granitóides	0,38	0,14	2,71428	2,7	7
Granitos	0,75	2,12	0,3537	0,4	1
Gnaisses	30,08	42,03	0,71568	0,7	2
Depósito Sedimentar	63,91	47,75	1,344	1,3	4
HIPSOMETRIA				17,0%	
1750-2650	0,00	0,00	NODATA	0	1
1250-1750	0,00	0,00	NODATA	0	1
750-1250	2,00	9,00	0,222222	0,2	1
500-750	39,00	51,00	0,764706	0,8	2
380-500	59,00	40,00	1,475	1,5	4
USO E COBERTURA				17,0%	
Pecuária	60,35	50,72	1,189866	1,2	3
Floresta Estacional Semidecidual	5,83	5,72	1,019231	1,0	2
Floresta Ombrófila Densa	21,87	33,68	0,649347	0,7	2
Florestamento / Reflorestamento	0,58	0,65	0,892308	0,9	2
Agricultura	0,87	0,97	0,896907	0,9	2
Influência Urbana	4,37	3,64	1,200549	1,2	3
Savana Florestada	2,62	1,48	1,77027	1,8	5
Vegetação Secundária Inicial	3,50	3,14	1,11465	1,1	3
GEOMORFOLOGIA				17,0%	
Domínio de Colinas Dissecadas	72,00	0,11	654,5455	6,6	9
Domínio Colinoso - Mar de Morros	35,13	33,04	1,063257	1,1	3
Tabuleiros	21,15	16,38	1,291209	1,3	3
Alinhamentos Serranos e Degraus Estruturais	0,36	0,15	2,4	2,4	6
Planícies Aluviais	1,43	1,22	1,172131	1,2	3
Maçiços Intrusivos Alcalinos	41,22	49,09	0,839682	0,8	2
PEDOLOGIA				17,0%	
Urbano	1,14	1,48	0,77027	0,8	2
PVa1	24,43	36,90	0,66206	0,7	2
PVa2	27,84	18,02	1,54495	1,6	4
PVa5	3,98	6,47	0,615147	0,6	1
Ce	0,57	1,61	0,354037	0,4	1
LAa2	42,05	35,51	1,184173	1,2	3
LVa13	59,09	92,51	0,638742	0,6	1
Ca6	9,09	29,41	0,309079	0,3	1
UNID. GG				15,0%	
Tálus	41,18	28,75	1,432348	1,4	4
Colúvio e Matações	10,59	12,98	0,815871	0,8	2
Colúvio	42,35	40,54	1,044647	1,1	3
Solo Residual	5,88	17,73	0,331641	0,3	1
Aluvião	0,00	0,00	NODATA	NODATA	1
Colúvio Aluvionar	0,00	0,00	NODATA	NODATA	1

Como a álgebra do *software* permite apenas valores inteiros, a divisão dos pesos entre as classes foi feita de forma automática. Assim cinco classes receberam 17,0% e uma recebeu 15,0%.

O resultado foi o mapa de perigo dentro do *buffer* de 2 km, visto na Fig. 19. Nota-se que a área de alta suscetibilidade de ocorrer MGM abrange boa parte do traçado no *buffer* de 2 km.

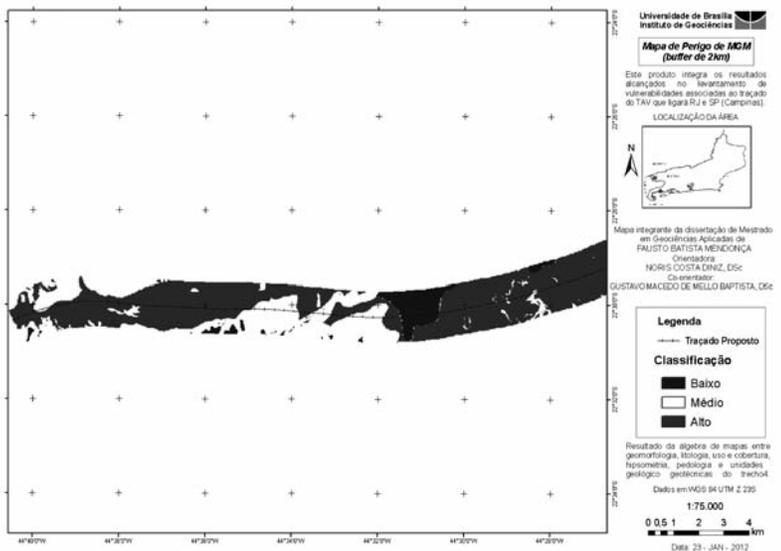


Fig. 19 – Mapa de perigo no *buffer* de 2 km.

Para a geração do mapa de risco a MGM no traçado do TAV efetuou-se uma operação de interseção, sem ponderações de pesos, entre o mapa de perigo, Fig. 19, e o traçado proposto. Foi obtido o mapa de risco a movimento gravitacional de massa no traçado, Fig. 20.

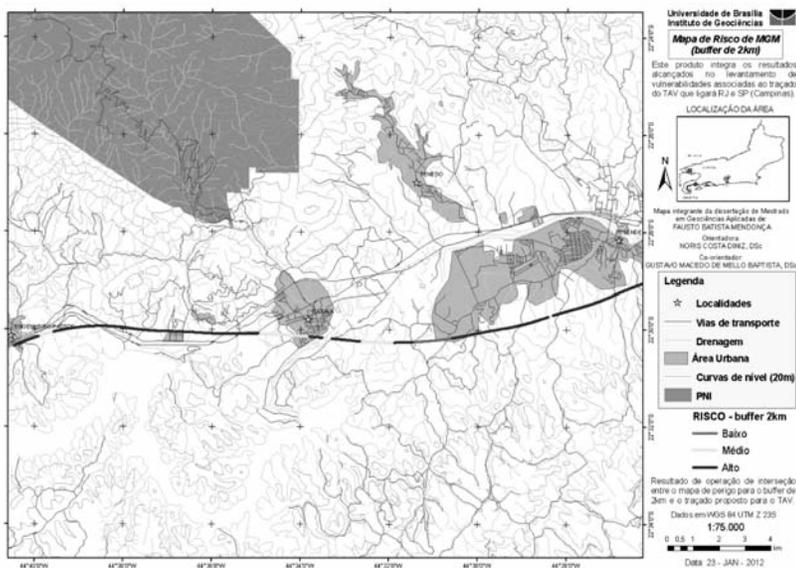


Fig. 20 – Mapa de risco de atingimento de MGM no trecho 4 do TAV.

No Quadro 11 constam os comprimentos das classes de risco para o trecho 4 na região avaliada. Todo o trecho foi classificado.

Quadro 11 – Comprimento das classes de risco no *buffer* de 2km no trecho avaliado.

<i>Buffer</i> de 2km	
Risco	Comprimento (km)
ALTO	23,18
MÉDIO	6,09
BAIXO	1,53

8.2 – Filtros direcionais no depósito de tálus

Foi desenvolvido um trabalho por meio de processamento digital de imagens no intuito de verificar a direção preferencial de escoamento superficial no depósito de tálus próximo à Represa do Funil. Fell *et al.* (2008), Cascini *et al.* (2005) e Castellanos e van Westen (2008) citam a importância de análises qualitativas na avaliação de susceptibilidade e de zoneamento de risco geológico. O filtro utilizado foi o filtro passa alta de Sobel, Quadro 12.

Quadro 12 – Filtros direcionais de Sobel (IBGE, 1999).

Filtros de Sobel											
N-S			NE-SW			E-W			NW-SE		
1	2	1	0	1	2	-1	0	1	-2	-1	0
0	0	0	-1	0	1	-2	0	2	-1	0	1
-1	-2	-1	-2	-1	0	-1	0	1	0	1	2

A imagem submetida a filtragem foi uma cena pancromática do sensor CBERS 2B, Fig. 21.



Fig. 21 – Imagem PAN da área.

As imagens que realçaram mais as linhas de fluxo superficial de água foram as filtradas nas direções E-W e NE-SW, como visto na Fig. 22 e na Fig. 23, o que quer dizer que as linhas de escoamento superficial predominam no sentido NW-SE, ou seja, perpendicular à varredura dos filtros de Sobel. Este também se mostra como o sentido de deslocamento do depósito de tálus, pois acompanha o sentido do fluxo de escoamento superficial, uma vez que a força desenvolvida por MGM gerado por escoamento de água de chuva é um dos fatores que acarretam o deslocamento de depósitos de tálus e outros tipos de deslizamentos.

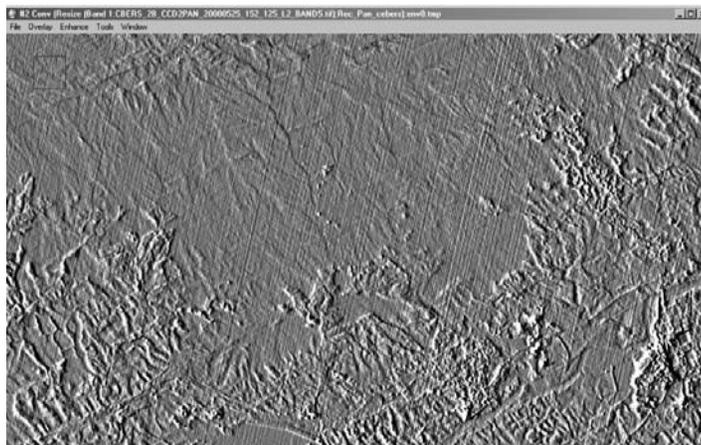


Fig. 22 – Imagem filtrada na direção E-W.

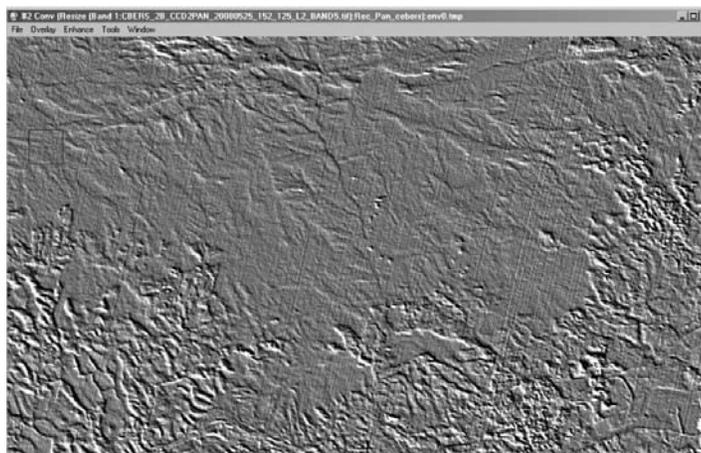


Fig. 23 – Imagem filtrada na direção NE-SW.

9 – VALIDAÇÃO DA ANÁLISE - AVALIAÇÃO ESTATÍSTICA DA DISTRIBUIÇÃO ESPACIAL DAS ÁREAS DE MGM

Foi feita a verificação do padrão de distribuição das ocorrências de MGM na área de estudo. No mapa da Fig. 24 nota-se que o padrão de distribuição de pontos de ocorrência de MGM não é uniforme na área, porém com o teste de χ^2 foi possível confirmar que a distribuição segue a

geomorfologia da região, como pode ser visualizado no mapa, uma vez que a concentração dos registros de MGM estão no sopé do maciço alcalino do Pico do Itatiaia.

A distribuição χ^2 parte da premissa que a distribuição é equidistante (Montgomery e Runger, 2003). A divisão em subáreas foi feita por meio da quadrícula do mapa que contém os registros de MGM oriundos de fotointerpretação, conforme a Fig. 24.

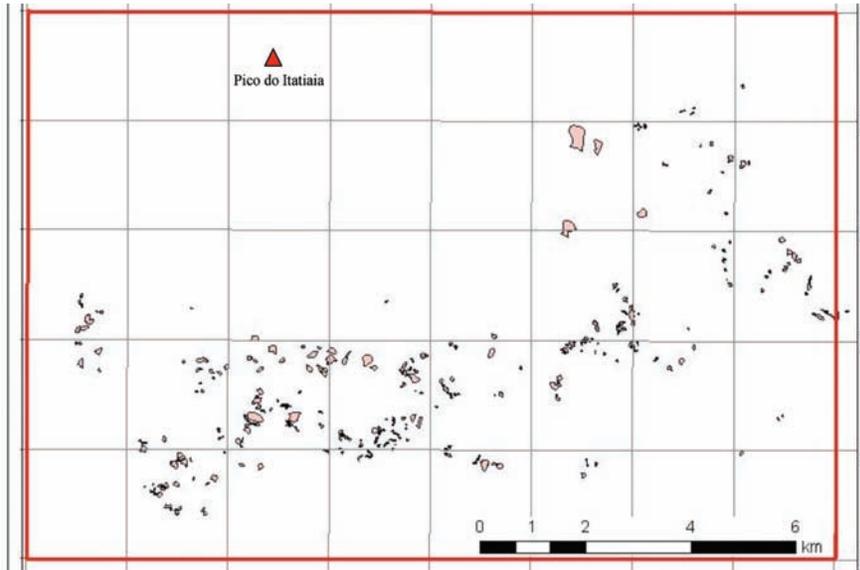


Fig. 24 – Divisão de subáreas para teste de hipótese.

O mapa foi dividido por 40 subáreas de igual tamanho, aproveitando a quadrícula, e computadas a quantidade de pontos de MGM em cada uma delas. Com $k = 40$ (n° de subáreas), $v = 40 - 2 = 38$ (graus de liberdade) e um nível de significância de 5% tem-se na tabela de χ^2 o valor crítico de 53,37. Sendo $N = 264$ o número total de observações, o número, E , esperado em cada subárea é dado por

$$E = N/k = 6,60 \quad (1)$$

Sendo O o número de pontos observados em cada subárea, o cálculo de χ^2 , dado pela expressão

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(O_i - E)^2}{E} \quad (2)$$

é apresentado no Quadro 13.

Como o valor de χ^2 é maior que o valor crítico ($656 > 53,37$) conclui-se que o padrão de distribuição de pontos não é uniforme.

Porém é possível visualizar no padrão de distribuição da Fig. 24 que os movimentos de massa se distribuem ao longo da área deposicional de sedimentos, em torno do sopé do Pico do Itatiaia. Na região do Pico não foram observados movimentos de massa remotos nem recentes.

Nas elevações maiores a superfície apresenta diversos blocos de rocha que podem ser oriundos de corridas de blocos que só poderiam ser confirmadas com visitas de campo ou sensoriamento de alta resolução multitemporal.

Desta forma, os dados aqui analisados tendem a ocorrer nas elevações mais baixas, na região do sopé do Pico do Itatiaia.

Quadro 13 – Cálculo do valor de χ^2 .

Subárea	O_i	$(O_i - E)^2/E$
1	0	6,6
2	0	6,6
3	0	6,6
4	0	6,6
5	0	6,6
6	0	6,6
7	3	1,963636
8	1	4,751515
9	0	6,6
10	0	6,6
11	0	6,6
12	0	6,6
13	0	6,6
14	3	1,963636
15	14	8,29697
16	2	3,206061
17	6	0,054545
18	1	4,751515
19	1	4,751515
20	1	4,751515
21	1	4,751515
22	14	8,29697
23	11	2,933333
24	15	10,69091
25	4	1,024242
26	16	13,38788
27	39	159,0545
28	47	247,297
29	14	8,29697
30	21	31,41818
31	7	0,024242
32	2	3,206061
33	0	6,6
34	22	35,933333
35	3	1,963636
36	4	1,024242
37	8	0,29697
38	3	1,963636
39	0	6,6
40	1	4,751515
$\Sigma =$	264	656,6061

10 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em relação à hipótese apresentada nos objetivos deste trabalho ficou claro que existe perigo de ocorrência de movimento gravitacional de massa associado ao corte a ser realizado no depósito de tálus no sopé do Pico do Itatiaia. A presença de diversas áreas de movimentações remotas e recentes são indícios claros de que os terrenos na região estão sujeitos a movimentações.

O levantamento de cicatrizes de movimentos gravitacionais de massa por meio de imagens de sensoriamento remoto de alta resolução demonstrou ser um método eficaz, pois permitiu que o mapeamento fosse concluído com alto grau de detalhamento.

No mapeamento das cicatrizes de movimentos ocorridos foi possível visualizar que as áreas de incidência de movimentos se distribuem ao longo da base do depósito de tálus. As áreas que se mostraram mais frágeis foram exatamente as mais próximas e dentro do *buffer* de 2km que foi estabelecido na definição do traçado.

Constatou-se, como era esperado, que a região apresenta perigo ou suscetibilidade ao surgimento de movimentos gravitacionais de massa, mesmo sem a intervenção de obras de corte nas encostas. Trata-se de uma característica natural da região.

A realização de cortes no depósito de tálus, desestabilizando a encosta, confere um risco ao TAV por MGM na região classificada como perigosa, que não pode ser desprezado na realização do empreendimento. Os mapas de risco ao TAV, de atingimento por MGM, gerados neste trabalho apontam boa parte do trecho avaliado como de alto risco. Sendo assim, a região é suscetível e apresenta perigo alto a ocorrência de MGM. O mapeamento detalhado do depósito de tálus faz-se necessário para que não haja prejuízos de vidas e nem econômicos nas benfeitorias existentes e nas futuras.

11 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, F. F. M.; Carneiro, C. D. R. (1998). *Origem e evolução da Serra do Mar*. Rev. Brasileira de Geociências, vol. 28, nº 2, pp. 135-150.
- Ardizzone, F.; Cardinali, M.; Carrara, A.; Guzzetti, F.; Reichenbach, P. (2002). *Impact of mapping errors on the reliability of landslide hazard maps*. Natural Hazards and Earth System Sciences, vol. 2, pp. 3-14.
- Assis, A. P. (2009). *Modelos geológico-geomecânicos e seus riscos associados ao longo do traçado do TAV – Etapa III*, 54 p.
- Câmara, G. (1995). *Modelos, linguagens e arquiteturas para bancos de dados geográficos*. Tese de Doutorado. INPE, São José dos Campos, 252p. Disponível em: <<http://www.dpi.inpe.br/teses/gilberto/>>. Acessado em 23 dez 2011.
- Cardinali, M.; Reichenbach, P.; Guzzetti, F.; Ardizzone, F.; Antonini, G.; Galli, M.; Cacciano, M.; Castellani, M.; Salvati, P. (2002). *A geomorphological approach to the estimation of landslide hazards and risks in Umbria, Central Italy*. Natural Hazards and Earth System Science, vol. 2, pp. 57-72.
- Cascini, L.; Bonnard, C.; Corominas, J.; Jibson, R.; Montero-Olarte, J. (2005). *Landslide hazard and risk zoning for urban planning and development*. O. Hungr, R. Fell, R. Couture and E. Eberhardt (eds.) Landslide Risk Management, Taylor and Francis, London, pp. 199-235.
- Castellanos, E.; van Westen, C. J. (2008). *Qualitative landslide susceptibility assesment by multicriteria analysis: a case study from San Antonio del Sur, Guant'anamo, Cuba*. Geomorphology, vol. 94, pp. 453-466.

- Copons, R.; Vilaplana, J. M. (2008). *Rockfall susceptibility zoning at a large scale: From geomorphological inventory to preliminary land use planning*. Engineering Geology, vol. 102, pp. 142-151.
- Coronado, J. A. (2006). *Avaliação da suscetibilidade a deslizamentos por meio do uso de sistemas de informações geográficas: aplicação em uma área do Eixo Cafeteiro Colombiano*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 92 p.
- CPRM Serviço Geológico do Brasil (2009a). *Mapeamento geológico-geotécnico e delimitação das áreas de risco geológico ao longo do traçado da via do trem de alta velocidade – TAV – Etapa I*, 205p.
- CPRM Serviço Geológico do Brasil (2009b). *Modelos geológico-geomecânicos e seus riscos associados ao longo do traçado do TAV – Etapa III*, 54p.
- Diniz, N. C. (1998). *Automação da cartografia geotécnica: uma ferramenta de estudos e projetos para avaliação ambiental*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 297p.
- Fell, R.; Corominas, J.; Bonnard, C.; Cascini, L.; Leroi, E.; Savage, W. (2008). *Guidelines for landslide susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning*. Engineering Geology, vol. 102, pp. 85-98.
- Guzzetti, F.; Cardinali, M.; Reichenbach, P. (1994). *The AVI project: a bibliographical and archive inventory of landslides and floods in Italy*. Environmental Management, vol. 18, pp. 623-633.
- Guzzetti, F.; Reichenbach, P.; Cardinali, M.; Ardizzone, F.; Galli M. (2003). *The impact of landslides in the Umbria region, Central Italy*. Natural Hazards and Earth System Science, vol. 3, pp. 469-486.
- IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (1999). *Introdução ao processamento digital de imagens*. Manuais técnicos em geociências, nº 9, pp. 67-68, Rio de Janeiro.
- INPE – INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISAS ESPACIAIS (2007). *Fundamentos de geoprocessamento: teórica*. Apostila do Curso de Fundamentos de Geoprocessamento, São José dos Campos, SP.
- Irigaray, C.; Chacón, J. (2003). *Métodos de análisis de la susceptibilidad a los movimientos de ladera mediante S.I.G.* F. J. Ayala-Carcedo & J. Corominas (eds.) Mapas de susceptibilidad a los movimientos de ladera con técnicas de SIG, 2, Instituto Geológico y Minero de España, Madrid, pp. 21-36.
- JTC-1 Joint Technical Committee on Landslides and Engineering Slopes (2008). *Guidelines for landslides susceptibility, hazard and risk zoning for land use planning*. Engineering Geology, vol. 102, pp. 83-84.
- Mendonça, F. B.; Diniz, N. C.; Baptista, G. M. M. (2011). *Aplicação de filtros direcionais para a identificação da direção de movimentação de depósito de tálus, utilizando imagens CBERS 2B e dados da missão SRTM em trecho a ser cortado para a passagem da ferrovia do trem de alta velocidade*. 13º CBGE – 13º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 7 p., CD-ROM.
- Montgomery, D. C.; Runger, G. C. (2003). *Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros*. Tradução da segunda edição por Verônica Calado, Rio de Janeiro, Editora Livro Técnico e Científico, 462 p.

- Pimentel, J. (2010). *Projeto áreas de risco na região de Angra dos Reis, RJ: modelagem espacial de dados em SIG para a geração de mapa previewal de áreas de risco geológico* – Rio de Janeiro – CPRM – Serviço Geológico do Brasil e KIGAM – Korea Institute of Geosciences and Mineral Resources, 113p.
- Ross, J. L. S.; Moroz, I. C. (1997). *Mapa geomorfológico do estado de São Paulo*. Laboratório de Geomorfologia – Departamento de Geografia – FFLCH – USP / Laboratório de Cartografia Geotécnica – Geologia Aplicada – IPT / FAPESP – Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo – Mapas e Relatórios – São Paulo, Escala 1:500 000.
- Silva, A. B. (1999). *Sistema de informações geo-referenciadas: conceitos e fundamentos*. Editora da UNICAMP, Campinas – SP, 236 p.
- van Westen, C. J.; Castellanos, E.; Kuriakose, S. L. (2008). *Spatial data for landslide susceptibility, hazard, and vulnerability assessment: An overview*. Engineering Geology, vol. 102, pp. 112-131.
- Vedovello, R. (2009). *Resgate histórico da atuação do Instituto Geológico na prevenção de desastres naturais*. M. M. N. Pressinotti & R. do Amaral (eds.) O Instituto Geológico na prevenção de desastres naturais, 1, Instituto Geológico, Secretaria do Meio Ambiente, Governo de São Paulo, pp. 1-7.
- Vilaplana, J. M.; Pallás, R.; Guinau, M.; Falgás, E.; Alemany, X.; Muñoz, A. (2002). *Propuesta para una cartografía de peligrosidad geológica asociada a los movimientos de ladera en el noroeste de Nicaragua*. Serie Geográfica, vol. 10, pp. 109-119.
- Yalcin, A.; Bulut, F. (2007). *Landslide susceptibility mapping using GIS and digital photogrammetric techniques: a case study from Ardesen (NE – Turkey)*. Natural Hazards, vol. 41, pp. 201-226.
- Zuquette, L. V.; Ahrendt, A. (2003). *Triggering factors of landslides in Campos do Jordão City, Brazil*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, vol. 62, pp. 231-244.

INSPEÇÃO DA EFICÁCIA DE OBRAS DE CONTENÇÃO DE EROSÃO POR MEIO DO GPR

Inspection of the effectiveness of erosion control works by means of the GPR

Lúcia Maria da Costa e Silva*

Gustavo Nogueira Dias**

RESUMO – O radar de penetração do solo (GPR) foi utilizado ao longo de 600 m da margem do rio Guamá, entre a ponte do rio Tucunduba e o Porto de Canoagem, dentro do campus da Universidade Federal do Pará (UFPA), Belém/PA (Brasil), durante a maré baixa e a maré alta, na tentativa de mapear os caminhos preferenciais em subsuperfície para a entrada de água trazida pela maré alta e, por esse meio, inspecionar a eficácia de obras de contenção de erosão. Em maré baixa, a erosão está ligada à perturbação da continuidade das camadas e a contenção pode causar forte absorção das ondas eletromagnéticas. Em relação às medidas obtidas na maré baixa, as medidas em maré alta mostram a acentuação de reflexões obtidas com o GPR onde a erosão é fortemente atuante e onde a obra de contenção não está sendo efetiva. O GPR pode ser usado para inspecionar a eficácia de obras de contenção de erosão fluvial, bem como possivelmente outras.

ABSTRACT – The ground penetrating radar (GPR) was used along 600 m of the banks of river Guamá, between the Tucunduba river bridge and the Port of Canoeing, in the campus of the Universidade Federal do Pará (UFPA), Belém/PA (Brazil), during low tide and high tide, in order to map the subsurface preferential pathways for the entry of water brought by the high tide and, thereby, to inspect the effectiveness of erosion control works. At low tide, erosion is linked to the disturbance of the continuity of bedding and protection works can cause strong absorption of electromagnetic waves. Compared to the measurements at low tide, the measurements at high tide show the accentuation of GPR reflections obtained where erosion is strongly active and where the protection work is not effective. GPR can be used to inspect the effectiveness of river erosion control works, and possibly others.

PALAVRAS CHAVE – Erosão, contenção, GPR.

1 – INTRODUÇÃO

O *campus* da Universidade Federal do Pará (UFPA), localizado no Bairro do Guamá em Belém do Pará, foi inaugurado em 13 de agosto de 1968, com cerca de 3 km de limite com o rio Guamá, o que lhe empresta uma especial beleza. A orla do campus, contudo, é palco de um processo de erosão fluvial marcante que tem motivado várias obras de contenção da erosão.

Desde 2008 vem sendo pesquisada a aplicação de diferentes métodos geofísicos ao longo da orla com a finalidade de se verificar a utilidade dos mesmos em detectar as zonas em que a ação da erosão, embora ainda não observável em superfície, predomine, de modo a direcionar obras de contenção da orla antes que ocorra seu desmoronamento (Dias, 2012). Vários dos levantamentos

* Professora Associada, Faculdade de Geofísica, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Pará, Doutora em Geofísica. E-mail: luciamcs@ufpa.br

** Professor da Escola Federal Tenente Rêgo Barros, Mestre em Geofísica. E-mail: gustndias@gmail.com

geofísicos foram realizados em trechos da orla com diferentes tipos de obras de contenção da erosão, prestando-se, conseqüentemente, embora não fosse alvo da pesquisa, para analisar a resposta aos diferentes métodos geofísicos dessas obras. O objetivo deste trabalho é a apresentação dos resultados obtidos por meio do método geofísico Radar de Penetração do Solo, muito conhecido como GPR, do inglês *Ground Penetrating Radar*. Esse método não é destrutivo nem invasivo do terreno, permite um levantamento muito rápido e fornece resultados de alta resolução.

O GPR emprega a emissão de pulsos eletromagnéticos a partir de uma antena transmissora colocada próxima à superfície do terreno, cuja frequência corresponde à frequência central da antena, podendo estar situada entre 2 e 2500 MHz. Os pulsos propagam-se nos materiais da subsuperfície sofrendo reflexão, refração e difração ao encontrarem mudanças nas propriedades eletromagnéticas do meio (em especial, a permissividade elétrica). As ondas refletidas retornam à superfície, sendo detetadas pela mesma antena transmissora ou por antena receptora próxima à antena transmissora. O resultado é o registro vertical do tempo de chegada da onda refletida e amplitude da onda (*scan* ou traço) para cada posição irradiada; a reunião de vários *scans* forma o radargrama. Esse gráfico aparece em bandas horizontais em preto, branco e cinzas; reflexões fortes geram bandas pretas, enquanto reflexões medianas, bandas em tons cinza. O sinal detectado permite estimar a profundidade de cada interface de reflexão desde que se conheça a velocidade de propagação da onda no meio. Como a permissividade elétrica é sensível à presença de água no terreno, a hipótese testada foi que o GPR poderia apontar os caminhos da água introduzidos pela erosão após a obra de contenção, servindo para a inspeção de sua eficácia.

O levantamento GPR foi realizado tanto em maré baixa como em maré alta. Em maré baixa, os caminhos da água subsuperficial introduzidos pela erosão permitem o escoamento da água da chuva e da água remanescente trazida anteriormente pela maré alta. Em maré alta, o aporte adicional de água permitiria um maior contraste de permissividade elétrica com o meio, facilitando o reconhecimento dos caminhos da água e, por conseguinte, dos locais com o fenômeno de erosão mais efetivo.

Augustin e Aranha (2006) estudaram na cidade de Gouvêa (MG) a detecção com o GPR de dutos naturais subterrâneos (pipes) presentes no processo de erosão, com ou sem a ocorrência de colapso do teto. Xavier Neto e Medeiros (2003) e Xavier Neto (2006) apresentam resultados GPR obtidos no campo de petróleo de Fazenda Belém, Bacia Potiguar (CE), com o objetivo de entender os mecanismos de geração de colapsos do terreno associados à existência de um substrato carbonático intensamente fraturado e karstificado.

Esses trabalhos, assim como o de Carpenter e Ahmed (2002), lidam com macroporos, ou seja, lidam com feições maiores e efeitos físicos consideráveis, não encontrados na orla do campus da UFPA, e não fazem menção aos efeitos de obras de contenção porventura existentes nas áreas investigadas. Carpenter e Ahmed (2002), em adicional, em seu resumo sobre detecção de infiltração, não fazem menção ao GPR.

2 – ÁREA

A área sob estudo está localizada no interior do *campus* do Guamá da UFPA, que ocupa 450 ha entre a Av. Augusto Correa e a Av. Perimetral no bairro do Guamá da cidade de Belém (PA), à beira do Rio Guamá, entre a ponte do rio Tucunduba e a Sede da Canoagem (Figura 1), margem do rio Guamá de intensa erosão. Sua topografia é praticamente plana.

Belém é, predominantemente, coberta pela unidade Pós-Barreiras, constituída por sedimentos recentes (latossolos), representados por areias inconsolidadas intercaladas por argilas que aparecem distribuídos especialmente nas orlas dos rios e igarapés e pelo Grupo Barreiras, que engloba sedimentos continentais argilosos a arenosos, com níveis de arenitos ferruginosos (Matta, 2002).

Um furo de sondagem a trado, realizado na posição marcada com um círculo branco na Figura 1, permitiu identificar cinco camadas: húmus (0-0,18 m de profundidade), silte e argila (0,18-0,50 m), argila e seixos (0,50-0,67 m), areno-argiloso (0,67-0,99 m) e argila (0,99-até pelo menos 1,45 m de profundidade).

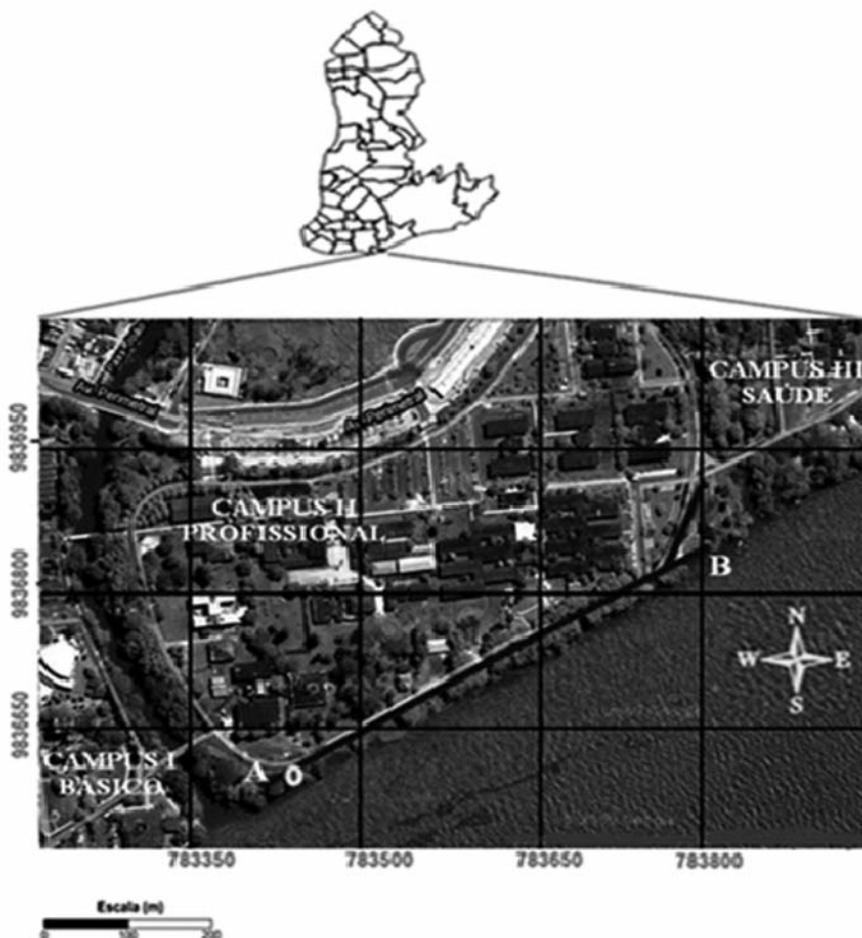


Fig. 1 – Área do *campus* da UFPA mostrando em preto o perfil AB e trecho de área de direção NE levantada adicionalmente pelo GPR (Google, 2010). Círculo branco: furo.

Amostras dessas camadas foram submetidas à análise granulométrica através do processo de peneiramento descrito na NBR-7181/ABNT e os resultados, lançados na fórmula de erodibilidade de Bovoucos, que relaciona o tamanho das partículas com a suscetibilidade do solo em resistir aos processos erosivos (Bertoni e Lombardi Neto, 1990). O quarto nível (camada areno-argilosa) mostrou o maior índice de erodibilidade (2,82) e o nível abaixo dele (camada de argila), o de menor erodibilidade. O nível hidrostático foi encontrado a cerca de 0,8 m em maré baixa.

3 – LEVANTAMENTO DOS DADOS

O levantamento de dados GPR foi realizado com um equipamento TerraSIRch System-3000 fabricado pela empresa *Geophysical Survey Systems Inc.* com antenas de 200 MHz. Testes anterior-

res mostraram que a antena disponível com frequência central superior, igual a 400 MHz, em condições amazônicas (umidade excessiva e manto de intemperismo rico em argila) gera radargramas muito atenuados e mostrando uma penetração muito pequena inferior a de interesse para este trabalho (pelo menos 1,45 m).

As medidas foram obtidas com as antenas com afastamento constante ao longo do perfil AB mostrado na Figura 1 nos dias 14 (lua minguante) e 15 (lua cheia) de março de 2010.

4 – PROCESSAMENTO

O processamento dos dados foi realizado com o programa *REFLEX-WIN 5.2* desenvolvido por *Sandmeier Software* e envolveu correção estática, interpolação das marcas de posicionamento, remoção do ganho inicial, aplicação do ganho linear e exponencial, aplicação de filtros 1D (*Butterworth e Dewow*), aplicação de filtro 2D (*Running Average*) e conversão do tempo de chegada das ondas, em profundidade a partir da velocidade de 0,085 m/ns obtida por meio do ajuste de hipérbole provocada por objeto enterrado a profundidade conhecida (30 cm).

A Figura 2 mostra o radargrama bruto para o trecho 0-50NE do perfil e o mesmo radargrama após o seu processamento como anteriormente descrito, ambos obtidos na maré baixa. Destaca-se a correção estática, que coloca o primeiro registro dos traços em uma mesma posição, eliminando a parte superior na qual ainda não há o registro. As demais operações permitem tornar as feições de interesse mais inteligíveis para a interpretação e a conversão do tempo de chegada das ondas mostra a provável profundidade de ocorrência dessas feições.

5 – INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

Foram selecionados seis trechos do perfil AB e seus respectivos radargramas obtidos nas marés baixa e alta, que são mostrados nas Figuras 2 a 7. Os estratos com predominância de areia são bastante visíveis nos radargramas, enquanto aqueles com predominância de argila aparecem atenuados. Em todos os radargramas, o sinal é absorvido pela camada de argila encontrada pelo furo por volta de 1 m de profundidade, que apresenta a menor erodibilidade da seção geológica.

A presença de erosão se mostra ligada à perturbação da continuidade dos níveis estratigráficos e, também, pequenos dobramentos das camadas (refletores). Em maré alta, o aumento do contraste entre as propriedades elétricas promovido pelo aporte de água nos poros existentes intensifica as reflexões nos estratos em que sua presença ocorre em maior quantidade. Em condições de sizígia, a variação da maré atinge 3,6 m na área (Gregório e Mendes, 2009), mas na ocasião do trabalho não teria ultrapassado 1,5 m.

O trecho 0-50NE (Figura 2) apresenta variação mínima entre os radargramas processados obtidos nas duas marés. Essa variação entre os radargramas é mais percebida, apesar de ser muito pequena, de SW para NE do radargrama. O trecho 0-50NE pode ser considerado como pouco afetado pela erosão, especialmente a SW, possivelmente pela camada de argila ali estar mais próxima da superfície.

O trecho 320-380NE (Figura 3), por sua vez, mostra variação considerável entre os radargramas obtidos nas duas marés. Este trecho, ao contrário do anterior, é bastante afetado pela erosão. As obras de contenção presentes na área, muros de concreto e sacos de cimento sobre a margem, atuam quebrando o movimento da maré, barrando a entrada de água e, no caso dos sacos de cimento, impermeabilizando o meio.

A impermeabilização promovida pela contenção com sacos de cimento, com a forte absorção das ondas eletromagnéticas é observada na Figura 4 entre cerca de 530 e 542NE. A absorção das

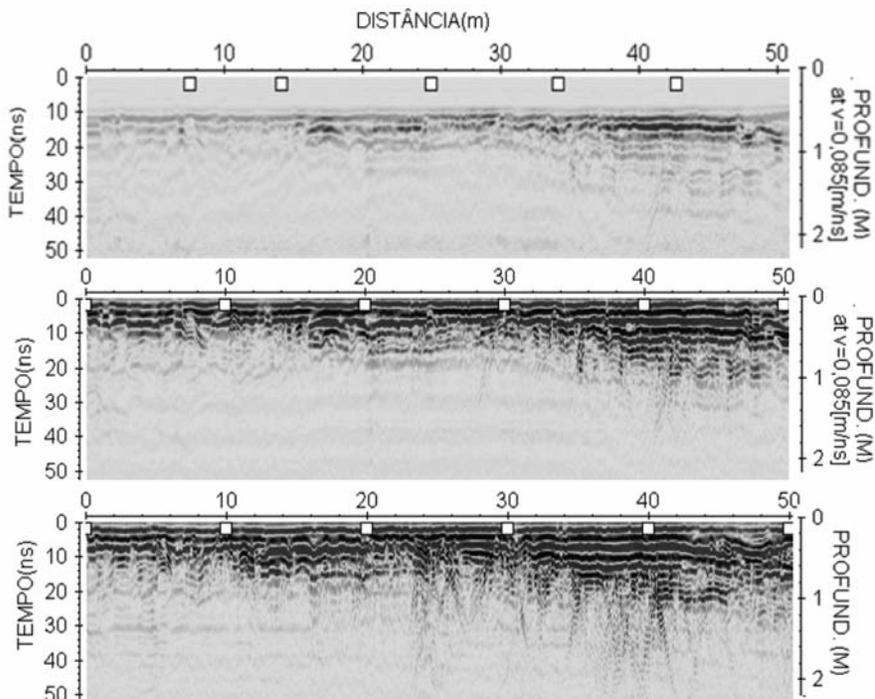


Fig. 2 – Trecho 0-50NE do perfil AB sem forte atuação da erosão. Radargramas bruto (acima) e processado (no meio) obtidos na maré baixa. Radargrama processado obtido na maré alta (abaixo).

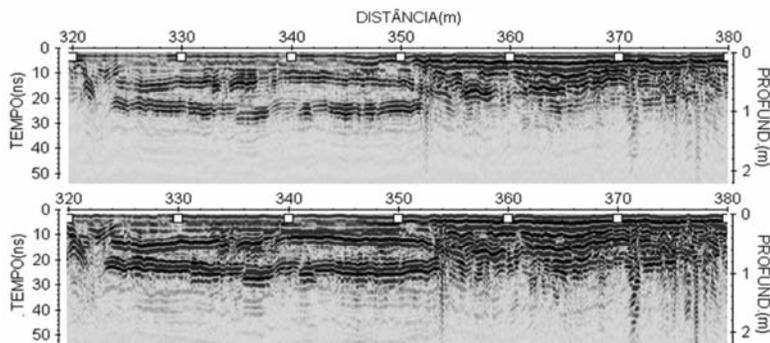


Fig. 3 – Trecho 320-380NE do perfil AB. Radargramas obtidos na maré baixa (acima) e na maré alta (abaixo).

ondas não é afetada pelo aporte de água trazido pela maré alta. Não se observa o mesmo efeito na Figura 5 entre 135 e 142NE, onde os sacos de cimento já se encontram bastante deteriorados. A destacar que o radar passou sempre não sobre a contenção, no presente caso os sacos de cimento, mas cerca de 1 m dela.

Finalmente, as Figuras 6 e 7 mostram radargramas obtidos em 210-230NE e 150-170NE, respectivamente, em zonas a 1 m de muro de contenção. A maré alta pouco afeta o trecho 210-230NE, onde a contenção está perfeita. O mesmo não ocorre com o trecho 150-170NE, onde o muro está servindo apenas para quebrar o movimento da maré, mas o movimento da água continua o seu trabalho erosivo por trás dele.

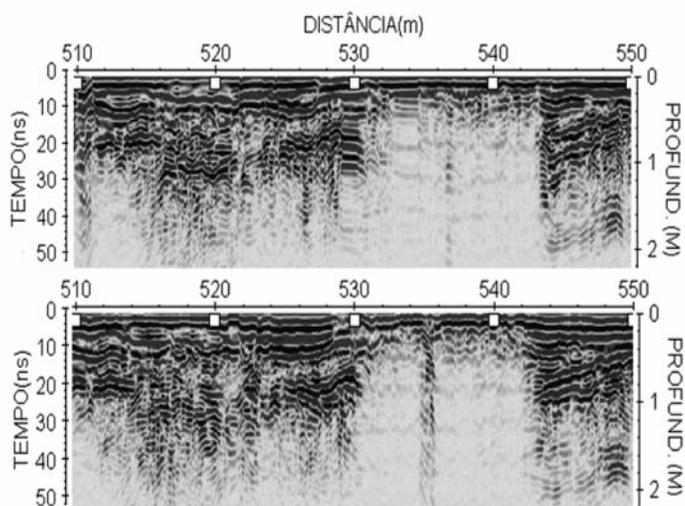


Fig. 4 – Trecho 510-550NE. Radargramas obtidos na maré baixa (acima) e na maré alta (abaixo). Sacos de cimento a cerca de 1 m de 530 e 542NE.

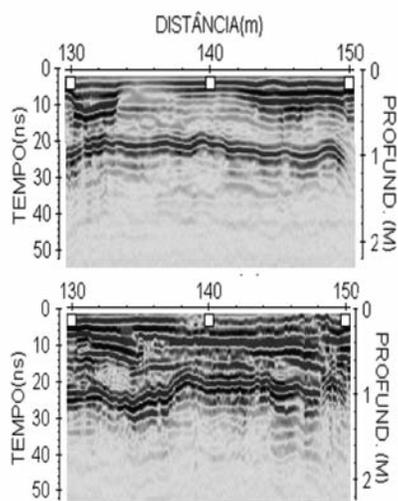


Fig. 5 – Trecho 130-150 NE. Radargramas marés baixa (acima) e alta (abaixo). Sacos de cimento antigos a cerca de 1 m de 135-142NE.

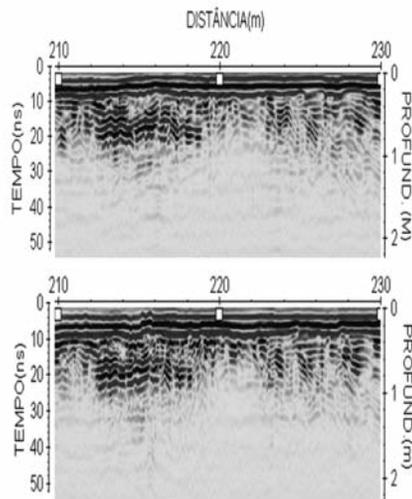


Fig. 6 – Trecho 210-230NE. Radargramas marés baixa (acima) e alta (abaixo). Muro de contenção a cerca de 1 m.

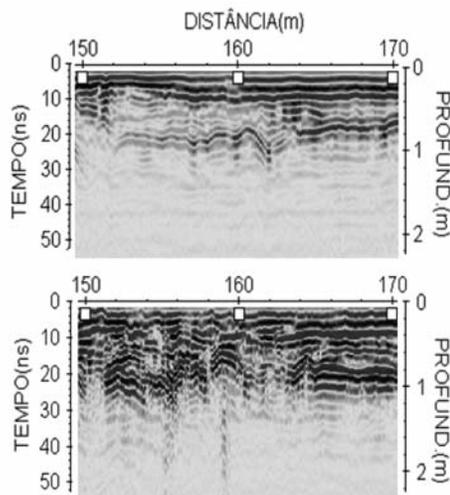


Fig. 7 – Trecho 150-170NE. Radargramas marés baixa (acima) e alta (abaixo). Muro de contenção a cerca de 1 m.

6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A comparação entre resultados GPR obtidos em maré baixa e maré alta mostra explicitamente se a contenção está ou não sendo eficaz na contenção do processo erosivo. No primeiro caso, os resultados obtidos nas duas marés são praticamente os mesmos. No caso em que a contenção não é eficaz, os resultados obtidos nas duas marés diferem sobremaneira, porque a entrada de água na maré alta usa os caminhos abertos pela erosão e é percebida pelo GPR, modificando o radargrama em relação àquele obtido na maré baixa.

Os resultados mostram, portanto, que o GPR pode ser usado para inspecionar a eficácia de obras de contenção de erosão fluvial e, provavelmente, pela semelhança destas com as obras de contenção de erosão marinha, também para inspecionar estas últimas.

É recomendável o estudo desta última possibilidade bem como o aprofundamento do estudo aqui apresentado, pela aplicação rápida e econômica que o GPR pode vir a representar no controle das obras de contenção aqui consideradas.

O sucesso representado pela metodologia de comparação entre os resultados GPR obtidos nos regimes de maré baixa e maré alta desperta o interesse de se investigar se nas áreas com contenções de erosão não submetidas ao regime de marés, se a comparação de resultados obtidos antes e após chuva, ou período chuvoso, também seria útil na inspeção da eficácia das contenções nestas áreas.

7 – AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Welitom Borges, da UNB, pelo suporte no processamento com o *software REFLEX*. À prefeitura do campus da UFPA, pela colaboração com o levantamento de dados.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Augustin, C. H. R. R.; Aranha, P. R. A. (2006). *Piping em Área de Voçoramento, Noroeste de Minas Gerais*. Revista Brasileira de Geomorfologia, Porto Alegre, vol. 7, nº 1, pp. 9-18.
- Bertoni, J.; Lombardi Neto, F. (1990). *Conservação do Solo*. Ícone, São Paulo, Brasil.
- Carpenter, P. J.; Ahmed, S. (2002). *Detecting preferential infiltration pathways in soils using Geophysics*. The Leading Edge, Oklahoma, vol. 21, nº 471, pp. 471-473.
- Dias, G. N. (2012). *Estudo Geofísico sobre a Erosão Fluvial do Rio Guamá na Orla da Universidade Federal do Pará, Belém (PA)*. Dissertação (Mestrado em Geofísica), Universidade Federal do Pará/Curso de Pós-Graduação em Geofísica, Belém, 108 p.
- Gregório, A. M. S.; Mendes, A. C. (2009). *Batimetria e Sedimentologia da Baía de Guajará, Belém, Estado do Pará, Brasil*. Amazônia: Ciência e Desenvolvimento, vol. 5, nº 9, jul./dez., pp. 53-72.
- Matta, M. A. S. (2002). *Fundamentos Hidrogeológicos para a Gestão Integrada dos Recursos Hídricos da Região de Belém/Ananindeua – Pará, Brasil*. Tese (Doutorado em Geologia), Universidade Federal do Pará/Curso de Pós-Graduação em Geologia e Geoquímica, Belém, 292 p.
- Xavier Neto, P. (2006). *Processamento e interpretação de dados 2D e 3D de GPR: Aplicações no Imageamento de Feições Kársticas e Estruturas de Dissolução no Campo de Petróleo de Fazenda Belém – CE*. Tese (Doutorado em Geofísica), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 176 p.
- Xavier Neto, P.; Medeiros, W. E. (2003). *Processamento e interpretação de dados 3D de GPR: aplicação na localização de estruturas de dissolução e colapso na ETO/ETE do campo de Fazenda Belém-Bacia Potiguar*. Proceedings 8th International Congress Brazilian Geophysical Society, 6 p., Rio de Janeiro.

GERAÇÃO DE METANO NO ATERRO SANITÁRIO METROPOLITANO CENTRO, SALVADOR – BAHIA

Methane generation in the Metropolitan Centre Landfill, Salvador-Bahia

Átila Caldas Santos*

Sandro Lemos Machado**

Miriam de Fátima Carvalho***

Júlio César Fialho do Nascimento****

RESUMO – Este artigo apresenta um estudo acerca da geração de metano (CH_4) nas células do Aterro Sanitário Metropolitano Centro (ASMC), Salvador-BA. Parâmetros envolvidos no modelo de decaimento de primeira ordem, utilizados para simular o processo de perda de massa em ambiente anaeróbico e a geração de CH_4 em aterros sanitários são mostrados. Resultados da caracterização de RSU obtidos em amostras coletadas no ASMC foram utilizados para previsão do potencial de geração de CH_4 , L_0 , em resíduos novos. Amostras de RSU com diferentes idades (1 a 10 anos) foram utilizadas para obtenção do potencial de geração de CH_4 remanescente $L_0(t)$ e da constante relacionada à taxa de geração de CH_4 , k . Os parâmetros L_0 , $L_0(t)$ e k também foram determinados por meio do ensaio do Potencial Bioquímico de Metano (BMP). Análises estatísticas para o L_0 e para a previsão da geração de CH_4 no ASMC foram realizadas, considerando um intervalo de confiança de 70%. A comparação entre os valores de produção de biogás previstos e obtidos em campo se mostraram satisfatórios, apesar de discrepâncias observadas em função de mudanças no procedimento operacional de campo.

ABSTRACT – This paper presents a study concerning the methane generation in the Metropolitan Centre Landfill, Salvador-BA. Values of the parameters used in the first-order decay method (L_0 and k) are presented. The results obtained in the tests performed on fresh samples of waste were used to estimate the waste methane generation potential, L_0 , whereas samples with different ages were used to estimate the remaining methane generation potential $L_0(t)$ and the value of the decay rate constant, k . The obtained values of L_0 and k were used to predict the methane generation in the landfill. Experimental and predicted methane production values showed a good agreement, despite some discrepancies observed due to changes in the field operational procedures.

PALAVRAS CHAVE – Aterro sanitário, resíduos sólidos, metano.

1 – INTRODUÇÃO

Os Aterros Sanitários são ainda uma das formas mais atrativas de disposição de Resíduos Sólidos Urbanos (RSU). De acordo com Carvalho *et al.* (2008) o aterro sanitário é atualmente en-

* Mestre em Engenharia Ambiental Urbana pela UFBA e pesquisador do GEOAMB.

E-mail: atilaeng@hotmail.com

** Professor Associado I da Universidade Federal da Bahia (UFBA) e coordenador do Laboratório de Geotecnia Ambiental – GEOAMB. E-mail: smachado@ufba.br

*** Professora da Universidade Católica do Salvador (UCSal) e pesquisadora do GEOAMB. E-mail: miriam@ucsal.br

**** Professor da Universidade Federal do Recôncavo Baiano (UFRB) e pesquisador do GEOAMB. E-mail: fialhoeng@yahoo.com.br

carado como um grande reator bioquímico, que tem RSU e água como produtos de entrada, biogás e lixiviados como saída. Nos aterros, os resíduos estão sujeitos ao processo de digestão anaeróbia que gera em maiores concentrações metano (CH₄) e dióxido de carbono (CO₂), além de vapor d'água e traços de gases em menor concentração. Pela concepção atual, o aterro deixou de ser somente uma área para o confinamento de RSU e passou a ser um local utilizado também para o tratamento dos mesmos, e nesse caso a decomposição microbiana do maciço de RSU deve ser favorecida, visando a reduzir a massa e o volume do maciço e, principalmente, à geração do biogás para o aproveitamento energético (Boskov, 2008).

Visando ao aproveitamento energético e a comercialização de créditos de carbono, a estimativa de geração do biogás em aterros sanitários, principalmente do CH₄, é de fundamental importância. Para Boskov (2008), a estimativa da geração de biogás dos RSU, constitui-se em um novo e promissor campo de trabalho na engenharia. Devido à heterogeneidade dos diversos constituintes dos RSU, das suas características químicas e da intervenção de vários fatores na geração do biogás, percebe-se que a estimativa da geração de biogás não é tarefa fácil, havendo necessidade de se estabelecer valores mais confiáveis para as variáveis relacionadas ao processo de decomposição nos projetos de captação do CH₄ para fins energéticos e comerciais.

Diferentes estratégias podem ser utilizadas para determinar os parâmetros de geração de gás, tais como o uso de modelos teóricos e estequiométricos, ensaios laboratoriais e ajustes de medidas de gás obtidos em aterros reais. Os modelos estequiométricos são baseados na composição física e química do resíduo, e têm como hipótese de cálculo a completa conversão da celulose e hemicelulose em CH₄. Desta forma os valores obtidos por estes modelos devem ser encarados como um potencial máximo de produção de CH₄ (Machado *et al.*, 2009). Segundo USEPA (2005), deve-se utilizar fatores de biodegradabilidade baseados em diferentes cenários para ajustar o potencial teórico de CH₄ aos valores reais de campo.

Talvez os métodos de cálculo mais difundidos para estimativa da geração de CH₄ em aterros sanitários consistam em 3 modelos, sendo cada um deles recomendado por um determinado órgão internacional: Banco Mundial, Agência de Proteção Ambiental Americana (EPA) e IPCC, respectivamente. Na maioria dos casos utiliza-se o modelo de decaimento de primeira ordem, como uma primeira aproximação do processo de biodecomposição, conforme recomendado pela EPA (USEPA, 1996; 1998; 2005) e pelo IPCC (2006), visando a determinar a emissão de CH₄ em aterros sanitários (Equação 1),

$$q=L_0.k.e^{-k.t} \quad (1)$$

em que: q é a taxa específica de geração de CH₄ (m³ CH₄/ano Mg-resíduo), L₀ é o potencial de geração de CH₄ (m³ CH₄/Mg-resíduo), k é a taxa de decaimento do processo (ano⁻¹) e t é o tempo de disposição do resíduo (ano).

O valor de k pode ser afetado por inúmeros fatores relativos à composição do resíduo, às condições climáticas do local onde o aterro está implantado, características inerentes ao aterro, práticas de disposição dos resíduos, dentre outros, conforme mostrado no Quadro 1, proposto por IPCC (2006). Neste quadro, as maiores taxas de decaimento correspondem a k = 0,2 ano⁻¹ e associam-se a condições de umidade elevada e a presença de material com alta taxa de degradação, como exemplo os resíduos alimentares. As menores taxas de decaimento (k = 0,02 ano⁻¹) fazem referência a lugares secos e com presença de resíduos moderadamente degradáveis, tais como papéis e madeira.

Apesar dos modelos em uso e dos seus parâmetros terem sofrido ajustes e refinamentos ao longo dos anos, USEPA (2005) afirma que eles não são infalíveis e os modelos mais elaborados para simular os processos de biodegradação são muito complexos e com múltiplas variáveis, algumas de difícil obtenção. Neste sentido, continuam-se adaptando os modelos correntes, especialmente nos tópicos relativos aos parâmetros de previsão de geração do biogás, aquisição e validação de dados

de projetos. Além disso, a utilização de modelos mais simples permite a estimativa de parâmetros de fácil entendimento, que podem ser utilizados como dados preliminares em modelos mais elaborados para representação do processo de decomposição dos resíduos sólidos (Machado *et al.*, 2009).

Quadro 1 – Valores de k sugeridos pelo IPCC (2006).

Tipo de resíduo		Boreal seco e Temperado		Boreal úmido e Temperado		Tropical seco		Tropical úmido	
		Padrão	Variação	Padrão	Variação	Padrão	Variação	Padrão	Variação
D.L.	Papel/têxtil	0,04	0,03-0,05	0,06	0,05-0,07	0,045	0,04-0,06	0,070	0,06-0,09
	Madeira/palha	0,02	0,01-0,03	0,03	0,02-0,04	0,025	0,02-0,04	0,035	0,03-0,05
D.M.	Outro orgânicos putrescíveis (exceto alimentos)/Lixo de jardim e parque	0,05	0,04-0,06	0,1	0,06-0,1	0,065	0,05-0,08	0,170	0,15-0,2
D.R.	Resíduos alimentares/ lodo de esgoto	0,06	0,05-0,08	0,185	0,1-0,2	0,085	0,07-0,1	0,400	0,17-0,7
RSU	como um todo	0,05	0,04-0,06	0,09	0,08-0,1	0,065	0,05-0,08	0,170	0,15-0,2

D.L. - Degradam lentamente, D.M - Degradam moderadamente e D.R - Degradam rapidamente.

1.1 – Procedimento simplificado para estimativa do L_0 e do k (Machado *et al.*, 2009)

A Fração Biodegradável de um componente específico do resíduo (BF) pode ser obtida por meio do ensaio de BMP (potencial bioquímico de Metano) que quantifica o potencial de produção de CH_4 por unidade de massa de RSU, em base seca (Lobo, 2003). A fração biodegradável pode ser calculada por meio da relação entre o valor do BMP e o valor previsto pelas equações estequiométricas (denominado de C_m), assumindo-se a completa conversão do material orgânico em produtos gasosos.

Os valores de C_m sofrem variações de acordo com os componentes considerados. Não obstante, eles estão normalmente entre 400 a 500 L CH_4 /kg-RSU seco. Segundo Barlaz *et al.* (1990), valores de C_m de 414,18 e 424,2 L CH_4 /kg-seco podem ser considerados para a celulose e hemicelulose, respectivamente. Uma taxa de conversão de 750 a 900 L biogás/kg-RSU seco é apresentado por Tchobanoglous *et al.* (1993). Como a fração de CH_4 usualmente varia entre 0,5 a 0,6, valores similares de C_m são previstos pelos dois autores. O Quadro 2, reproduzido de Lobo (2003), mostra valores de BF para diversos materiais constituintes do resíduo sugeridos por alguns autores.

O Quadro 3 apresenta valores de C_m previstos pela Equação 2 (Tchobanoglous *et al.*, 1993) para os diversos componentes dos resíduos. O valor de C_m para o resíduo como um todo pode ser calculado usando a Equação 3, em que a fração de cada componente em base seca (BS) é denominada de FR. A fração biodegradável do resíduo como um todo é denominada de BF_w e é obtida por meio da Equação 4.

$$C_a H_b O_c N_d + \frac{[4a - b - 2c + 3d] \cdot H_2O}{4} \rightarrow \frac{[4a + b - 2c - 3d] \cdot CH_4}{8} + \frac{[4a - b + 2c + 3d] \cdot CO_2}{8} + d \cdot NH_3 \quad (2)$$

Quadro 2 – Valores de BF sugeridos na literatura.

Autor	BF				
	Papel e Papelão	Resíduos Alimentares	Resíduos de Jardim	Madeira	Têxtil
Tchobanoglous <i>et al.</i> (1993) e Bonori <i>et al.</i> (2001)	0,40	0,58	0,45	0,61	0,40
Barlaz <i>et al.</i> (1997)	0,19 – 0,56	0,70	0,34-0,70	0,14	–
Harries <i>et al.</i> (2001)	0,30 – 0,44	–	0,20-0,51	0,30-0,33	0,17-0,25
Lobo (2003)	0,40 – 0,41	0,64	0,35	0,17	0,32

Fonte: Modificado de Lobo (2003)

Quadro 3 – Geração de metano (C_m) e o consumo de água de acordo com a Equação 2.

Componente orgânico do resíduo	C_m m ³ CH ₄ /seco-Mg	Consumo de H ₂ O H ₂ O kg/seco-kg
Resíduos alimentares	505,01	0,26
Papel	418,51	0,20
Papelão	438,70	0,16
Têxtil	573,87	0,41
Couro	759,58	0,64
Resíduos de jardim	481,72	0,28
Madeira	484,94	0,24

Fonte: Tchobanoglous *et al.* (1993)

$$C_m = \frac{\sum_{i=1}^n BF_i \cdot \%FR_i \cdot C_{mi}}{BF_w} \quad (3)$$

$$BF_w = \sum_{i=1}^n BF_i \cdot \%FR_i \quad (4)$$

Conhecendo-se os valores de BF_w e C_m , pode-se utilizar a Equação 5 para calcular o L_0 .

$$L_0 = \frac{BF_w \cdot C_m}{1 + w} \quad (5)$$

Machado *et al.* (2009), sugerem a utilização da Equação 6 para calcular a fração biodegradável remanescente do resíduo ($BF_w(t)$) em amostras de resíduos de diferentes tempos de aterramento.

Emprega-se nesta equação uma relação entre o conteúdo de Sólidos Voláteis no RSU em determinado instante, $VS(t)$, e o valor do VS inicial, VS_0 , para correção da fração biodegradável de cada componente com o tempo.

$$BF_w(t) = \sum_{i=1}^n BF_i \cdot \%FR_i \cdot \left[\frac{VS(t)}{VS_0} \right]_i \quad (6)$$

Para obtenção do valor de k , Machado *et al.* (2009) recomendam utilizar a Equação 7, proveniente do modelo de decaimento de primeira ordem, fazendo uso dos valores de L_0 remanescentes, $L_0(t)$, obtidos em amostras de resíduos de diferentes tempos de aterramento.

$$\frac{L_0(t)}{L_0} = e^{-k \cdot t} \quad (7)$$

1.2 – Ensaios para a determinação do Potencial Bioquímico de Metano (BMP)

Segundo Harries *et al.* (2001), testes laboratoriais que quantificam o CH_4 produzido durante a decomposição de RSU são conhecidos como ensaios de BMP, e estes têm sido muito utilizados por especialistas em pesquisas de laboratório. De Araújo Moraes (2006) afirma que o teste do BMP foi originalmente desenvolvido para estimar a biodegradabilidade de efluentes, embora possa ser adaptado para determinar a biodegradabilidade anaeróbia da matéria orgânica contida em amostras de RSU quando colocadas em meio de cultura com nutrientes que permitam o desenvolvimento de uma população de microrganismos anaeróbios.

O BMP é medido utilizando-se de métodos diversos, tendo como abordagem básica a incubação anaeróbia de pequena quantidade de resíduo em conjunto com um inóculo, e, em seguida, medindo-se simultaneamente o volume de biogás e a sua composição (Hansen *et al.* 2004). Os diversos trabalhos publicados na literatura apresentam variações significativas em relação aos métodos empregados nos ensaios de BMP, em termos da escolha da amostra, inóculo utilizado, técnica de medição dos gases e incubação dos digestores (Palmisano e Barlaz, 1996).

A definição de um protocolo padrão para o ensaio do BMP é um desafio, na medida em que o processo de digestão anaeróbia pode ser entendido como um sistema altamente complexo e dinâmico, em que em termos microbiológicos os aspectos bioquímicos e físico-químicos estão intimamente relacionados (Angelidaki *et al.* 2009).

Alves (2008), citando Chen *et al.* (1995), relata que os resultados de diversos trabalhos utilizando ensaios de BMP como ferramenta para avaliação do potencial de geração de biogás são apresentados em função do conteúdo de sólidos voláteis, quantidade de resíduos ou em termos de BS. Segundo os autores esse fato demonstra a não-padronização para os ensaios e a variabilidade na apresentação dos resultados obtidos, sendo necessária muita atenção na comparação dos dados obtidos por diferentes autores.

Alguns resultados do potencial de geração de biogás ou de CH_4 obtidos por meio de ensaios de BMP são mostrados no Quadro 4, que traz informações sobre o tipo de resíduo sólido analisado, temperatura de execução dos experimentos e idade do material, além de ilustrar a falta de padronização para publicação dos resultados.

Este trabalho apresenta estimativas de valores de L_0 e k para os resíduos do Aterro Sanitário Metropolitano Centro (ASMC) baseadas em resultados de ensaios de BMP realizados em laboratório e em resultados de ensaios de caracterização de diversas amostras de RSU, de diferentes idades. Os resultados obtidos são comparados com as produções de biogás de cada célula e do aterro sanitário como um todo, tentando-se relacionar as diferenças observadas nos valores de produção de CH_4 com as diferenças observadas na operação do aterro em campo.

Quadro 4 – Resultados do potencial de geração de biogás e/ou CH₄ obtidos por meio de ensaios de BMP.

Autores	Resíduos sólidos utilizados	Idade (anos)	Temperatura do ensaio (°C)	Potencial de geração
Bogner e Spokas (1993)	RSU	–	35	0,010-0,027 M ³ CH ₄ /kg MS
Wang <i>et al.</i> (1994)	RSU	7	–	13,6 mL CH ₄ /g
Wang <i>et al.</i> (1997)	Resíduos alimentares	0	40	300,7 mL CH ₄ /g MS
Vazoller <i>et al.</i> (2001)	RSU	1	35	85,1-97,8 mL CH ₄ /kg STV
Hansen <i>et al.</i> (2004)	Orgânicos	0	55	495 mL CH ₄ /g SV
Davidsson <i>et al.</i> (2007)	Orgânicos	0	55	300-400 m ³ CH ₄ /ton SV
Behera <i>et al.</i> (2010)	Restos de alimentos	0	25 - 30	0,272-0,294 L CH ₄ /g SV
Tolaymat <i>et al.</i> (2010)	RSU	0	–	40 ± 4,5 a 58,2 ± 9,3 m ³ CH ₄ /Mg RSU úmido

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Área de estudo

O ASMC (Figura 1) está localizado na cidade do Salvador, na Bahia, a 10 km do Aeroporto Internacional da cidade e atende a algumas cidades da Região Metropolitana da Capital Baiana. Esse aterro reúne características de uma unidade de disposição final de RSU localizada em uma região de clima tropical, o qual possibilita a obtenção de parâmetros de geração de CH₄ para boa parte da realidade brasileira, principalmente para a região Nordeste do País. O ASMC recebe cerca de 2500 toneladas de RSU por dia, oriundos dos municípios de Lauro de Freitas, Salvador e Simões Filho, sendo cerca de 1500 toneladas provenientes da Estação de Transbordo de Salvador. Os RSU encaminhados para o ASMC são de origem domiciliar, comercial, varrição de praias, feiras livres, capinação e podas de jardins.



Fig. 1 – Vista aérea do Aterro Sanitário Metropolitano Centro.

2.2 – Análises Experimentais

Para determinação do L_0 e do k para os RSU do ASMC realizaram-se dois procedimentos laboratoriais, sendo o primeiro executado com base na caracterização dos RSU e o segundo realizado por meio do ensaio de BMP, os quais são descritos na sequência.

2.2.1. – Caracterização dos RSU

A caracterização dos RSU correspondeu à determinação da composição gravimétrica do resíduo por meio da separação manual dos seus constituintes, determinação do seu teor de umidade (w) global e do teor de umidade dos seus constituintes e do conteúdo de Sólidos Totais Voláteis (STV), esse último utilizado como indicador da quantidade de matéria orgânica presente na fração pastosa dos RSU. O termo fração pastosa é empregado aqui para designar os materiais orgânicos facilmente degradáveis (frutas, verduras, restos de alimentos) e moderadamente degradáveis (folhas), bem como aqueles que não podem ser identificados ou não são possíveis de serem inseridos em outras categorias.

2.2.1.1. – Coleta dos RSU

Quinze amostras de RSU novo (RN) foram coletadas na frente de lançamento de RSU no ASMC, em diferentes épocas, separando-se o material de duas carretas provenientes da Estação de Transbordo de Salvador. No instante da descarga do RSU no aterro coletou-se cerca de 400 litros (100 kg) de resíduos de cada carreta com auxílio de uma escavadeira. Em seguida os resíduos foram dispostos sobre uma manta plástica, procedendo-se a homogeneização e quarteamento do material, até a obtenção de duas amostras representativas. Uma amostra de 60 kg foi utilizada para caracterização dos RSU e a outra com cerca de 15 kg foi utilizada para determinação do teor de umidade global. Para os RN coletados no mês de março de 2010, além das duas amostras habituais, coletou-se também uma amostra com cerca de 15 kg para realização do ensaio de BMP.

Após a coleta de RSU, realizou-se a separação manual e a secagem dos componentes dos RN ainda no laboratório de campo localizado no próprio aterro. Os diversos componentes foram segregados e adequadamente acondicionados para evitar alteração no teor de umidade e em seguida todo material foi pesado separadamente.

Amostras de RSU de diferentes idades (RV) (C1, C2, C3, C4, C5, C6 e C7) foram coletadas em cavas abertas por meio de escavadeira no aterro. A amostra C1 (tempo de aterramento de 4 anos) foi obtida por meio de abertura manual de cava no ano de 2003. A coleta em cava inicialmente foi realizada com a limpeza da área e em seguida, executou-se a remoção da camada de solo de recobrimento do local, com auxílio de escavadeira até o surgimento de sinais da camada de resíduo. A superfície superior da camada foi então regularizada, procedendo-se a retirada dos RV. A coleta das outras 6 amostras de RV foi realizada no ano de 2007, utilizando-se de procedimento semelhante.

Por meio da utilização de trado helicoidal de 40 cm de diâmetro para a instalação de novos piezômetros no aterro, outras amostras de RV foram coletadas em 2010 no ASMC, totalizando 37 amostragens (T2 a T38) que foram obtidas em perfurações em diferentes profundidades das células de disposição. A profundidade máxima de perfuração foi limitada em 30 m para evitar possíveis danos no revestimento de fundo das células. O tempo desde o aterramento (idade) de cada amostra foi obtido por intermédio de consultas aos registros do aterro e a plantas com a evolução da topografia da área.

De forma a ilustrar as coletas das amostras de RSU, apresenta-se na Figura 2 o processo de coleta de amostras de RN e de RV obtidas em carretas e por meio de cavas e perfurações, respectivamente.



Fig. 2 – a) Coleta de RN; b) Coleta de RV em cavas; c) Coleta de RV em perfurações a trado.

2.2.1.2. – *Determinação do teor de umidade*

A determinação do teor de umidade foi realizada de duas maneiras: a) por meio da amostra de 15 kg coletada para essa finalidade, nesse caso correspondendo à umidade global dos RSU; b) por meio da quantificação da umidade de cada componente utilizado na determinação da composição gravimétrica. A secagem dos materiais ocorreu em estufa a uma temperatura de 70°C até a constância da massa. O teor de umidade foi determinado em base seca (BS) e em base úmida (BW). A menos especificado em contrário, o termo umidade se referirá ao teor de umidade em base seca, como habitualmente adotado em geotecnia.

2.2.1.3. – *Determinação da composição gravimétrica*

A separação dos componentes dos RSU foi efetuada no laboratório de campo, imediatamente após a coleta. Os constituintes dos RSU foram segregados e classificados em 9 categorias: madeira, papel/papelão, têxtil, plástico, borracha, vidro, pedra/cerâmica, metal e fração pastosa. Para o caso dos RV, devido a uma maior dificuldade na identificação dos constituintes, foram empregadas somente 4 categorias para separação dos constituintes do RSU: papel/papelão, madeira, inertes e fração pastosa. A categoria dos inertes corresponde aos materiais que não apresentam potencial significativo de geração de biogás, a exemplo de plástico, borracha, metal, vidro, pedra/cerâmica e isopor.

Posteriormente à separação, procedeu-se a pesagem da massa úmida de cada componente, seguindo-se com a secagem em estufa a 70°C, a qual permitiu obter a massa de água presente e a massa seca de cada componente. Essa técnica permitiu obter os valores de umidade de cada componente, além de permitir a obtenção da composição gravimétrica do RSU em bases seca e úmida.

2.2.1.4. – *Determinação do teor de Sólidos Totais Voláteis*

Para a determinação do STV, a fração pastosa já seca foi triturada (obtenção de partículas menores que 0,071 mm) com a finalidade de aumentar a superfície específica e facilitar a obtenção de amostras representativas para o ensaio. Para a realização do ensaio utilizou-se cerca de 25 g de fração pastosa previamente seca em cadinhos de porcelana e levou-se o conjunto à estufa a 70°C por uma hora. A calcinação foi realizada em mufla a $600 \pm 5^\circ\text{C}$ por 2 h. O percentual de STV foi então determinado pela diferença entre a massa da amostra após secagem na estufa (material inerte + não inerte) e na mufla (material inerte).

2.2.2. – *Determinação do Potencial Bioquímico de Metano*

Os equipamentos utilizados nos ensaios de BMP correspondem a um triturador de resíduos orgânicos para redução do tamanho das partículas dos RSU, um transdutor de pressão acoplado a

uma agulha metálica e a um equipamento digital para leitura da pressão de biogás no interior do biodigestor, frasco de vidro em borossilicato (digestor) de 2000 mL com tampa plástica e ramificação lateral para penetração da agulha do transdutor de pressão, cilindro de gás N_2 para a substituição do ar atmosférico por N_2 nos digestores e monitor de fluxo e composição de gases portátil GEMIM 2000 com precisão de 0,5 a ± 1 na aferição volumétrica para determinação da composição do biogás nos biodigestores.

Para acelerar a decomposição dos RSU, utilizou-se em cada digestor 200 mL de lixiviado coletado em lagoas de armazenamento no ASMC que recebem contribuição dos lixiviados de todas as células do ASMC. Para cada série de ensaio um biorreator foi utilizado contendo somente o lixiviado de forma a poder se avaliar a contribuição do mesmo nos valores de biogás gerado nos reatores contendo lixiviado + solo. A sequência das atividades para realização dos ensaios de BMP é ilustrada na Figura 3.



Fig. 3 – Realização dos ensaios de BMP. a) Trituração e homogeneização; b) Amostra de RSU; c) Disposição das amostras nos reatores; d) Acondicionamento dos reatores (38 – 40°C); e) Medida da pressão de gás nos reatores; f) Medida da composição do biogás.

Para a obtenção de um ambiente térmico adequado na câmara dos reatores foram utilizados blocos de cimento revestidos com isopor. O aquecimento e controle da temperatura do ambiente interno foi feito por duas lâmpadas incandescentes de 100 Watts cada controladas por um termostato.

2.3 – Análise da geração de metano no ASMC

A Equação 7 foi empregada no ajuste (pelo método dos mínimos quadrados) dos valores de L_0 calculados para as amostras de RSU de diferentes idades, permitindo a obtenção de um potencial de geração de CH_4 médio e de um desvio padrão (σ) dos valores de L_0 previstos pela equação. O ajuste realizado permitiu também a obtenção do melhor valor de k para as amostras de RSU estudadas.

Obtidos os valores de L_0 e k , estes foram utilizados na previsão da geração de CH_4 no ASMC, considerando um intervalo de confiança (I.C.) de 70% e o uso da Equação 8. Diferentes cenários foram considerados: para cada célula do aterro e considerando o aterro como um todo. Para a efetuação das previsões de geração de CH_4 a quantidade de RSU dispostos mensalmente em cada célula do aterro, fornecida pela equipe do ASMC, foi empregada. As emissões fugitivas foram consideradas como 5%, em conformidade com o trabalho de Britto (2006), que considerou a evolução da área coberta do aterro com o tempo e a instalação de drenos superficiais entre o RSU e a camada de cobertura (ver também Machado *et al.*, 2009). Conforme se verá adiante, esta hipótese deve ter se afastado da realidade durante certos períodos de operação do aterro.

$$Q_j = \sum_{i=1}^n L_o \cdot k \cdot e^{-k \cdot t_i} \cdot \Delta m_i \quad (8)$$

em que: Q é a produção de CH_4 prevista para o aterro $m^3 CH_4/ano$, Δm_i (Mg RSU) corresponde ao montante mensal de RSU depositado no aterro e t_i corresponde à diferença entre a data da realização da previsão e a data média de operação de cada mês.

Os valores obtidos da modelagem da produção de biogás foram comparados com as leituras diárias na estação de captação do biogás produzido nas células de disposição final de RSU e em drenos de gases espalhados pelas diversas células, disponibilizados pela equipe do ASMC, levando-se em conta o período de março de 2004 até outubro de 2010. Dado ao grande número de dados disponíveis, a análise da geração de CH_4 foi realizada apenas para o procedimento proposto por Machado *et al.* (2009), ou seja, utilizando os parâmetros C_m e BF.

3 – RESULTADOS

3.1 – Caracterização dos resíduos sólidos urbanos

Os teores de umidade (BS) de cada componente para as diferentes amostragens de RN e os valores médios obtidos por componente são apresentados na Figura 4. De acordo com essa figura, observa-se uma grande variabilidade no teor de umidade dos componentes. Os constituintes, vidro, pedra/cerâmica, metal e borracha apresentaram os menores teores de umidade, por conta de possuírem baixa capacidade de absorção de água, enquanto que têxtil, papel/papelão e a fração pastosa apresentaram altos teores de umidade (geralmente acima de 100%), o que é justificável pela sua maior capacidade de retenção de líquidos.

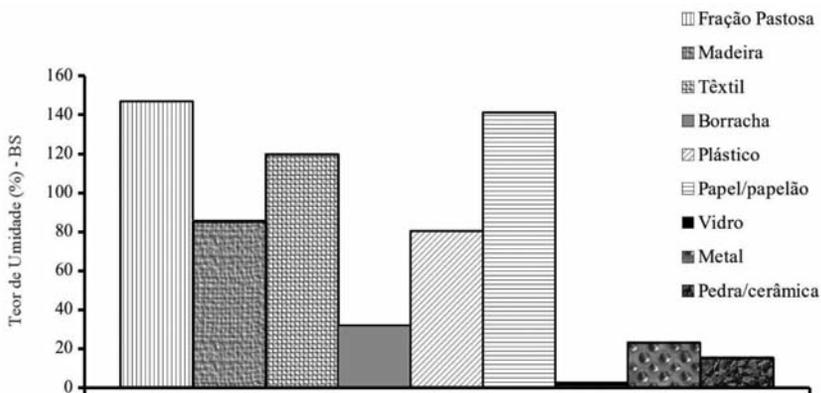


Fig. 4 – Teor de umidade (BS) de cada componente dos RN coletados em diferentes datas.

A Figura 5 apresenta os valores médios dos teores de umidade global em BS e em BW para os RN. Esses resultados mostram considerável variação nos teores de umidade para algumas amostragens. Ao se comparar os valores obtidos com e sem separação dos componentes, a não ser para as amostras coletadas em 09/05, 03/10 e 09/10, contudo, as diferenças obtidas entre os valores de umidade nas duas formas de quantificação são similares. Considerando-se os valores de umidade em BS, em que há uma maior discrepância nos valores obtidos ao longo do tempo e também entre as duas metodologias, o valor médio de umidade obtido com separação dos componentes do RSU foi 8% superior ao valor encontrado para a umidade global, variando em um intervalo de 68% a 138%. Considerando-se os valores obtidos para a umidade em BW, os valores de umidade obtidos com separação dos componentes foram em média 3% superiores aos valores de umidade global, variando em um intervalo de 83% a 117%.

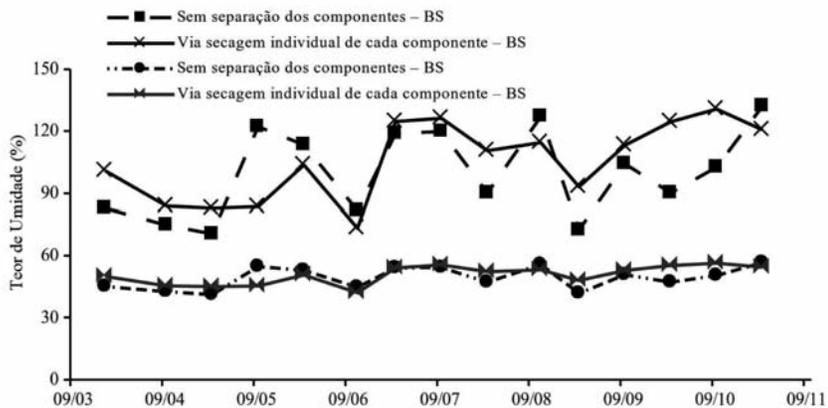


Fig. 5 – Teor de umidade global médio em BS e BW para os RN estudados.

O teor de umidade global médio (100% em BS) com que os RSU chegam ao ASMC é inferior ao resultado obtido por Maciel (2009) para o Aterro da Muribeca, Recife-PE que é de 126%, porém é superior aos resultados obtidos em três períodos distintos por Alves (2008) para esse mesmo aterro (67, 77 e 80%), o que demonstra a variabilidade do resíduo de cada local, embora as cidades apresentem condições climáticas parecidas. Siegel *et al.* (1990) encontraram valores de umidade entre 10 e 45 % para resíduos do aterro de Monterey Park, Califórnia. Já Gifford *et al.* (1990) apresentaram valores entre 14 e 68%, para resíduos do aterro de Albany, New York. Estudos executados em aterros de resíduos sólidos municipais dos Estados Unidos por Tchobanoglous *et al.* (1993) mostraram que o teor de umidade do RSU, usualmente, varia entre 15% a 40%, com um valor típico de aproximadamente 25%, em que a evapotranspiração excede a precipitação. Pode-se observar destes últimos resultados a tendência de obtenção de valores de umidade mais elevados em regiões de clima tropical em comparação a regiões de clima temperado.

O Quadro 5 mostra o teor de umidade em BS de cada componente dos RSU aterrados coletados por meio de abertura de cavas e de trado helicoidal. Vale destacar desse quadro que o componente papel/papelão, coletados em cavas, apresentou teor de umidade maior que o teor médio obtido em amostras de RN (134,25%, vide Figura 4), à exceção do resíduo da cava C4 que apresentou resultado inferior a média dos RN. De forma a facilitar a análise dos dados, a Figura 6 apresenta o teor de umidade em BS por faixa de idade de cada componente dos RV.

Observa-se do Quadro 5 que a fração pastosa, à exceção da T12, apresentou para todas as cavas e tradagens teor de umidade inferior ao normalmente obtido para RN (143,79%, vide Figura 4), o que sugere tendência de redução de umidade com o aterramento dos resíduos para esse compo-

nente. Isto pode sugerir que, mesmo em regiões de clima tropical, o teor de umidade do RSU pode vir a decrescer em um nível suficiente para provocar prejuízos na geração de biogás. Destaca-se ainda que a fração pastosa dos RV acaba por conter porções de plástico, papel e de outros componentes que não são passíveis de segregação, fato que também contribui para redução do teor de umidade. Além disso, a fração putrescível como frutas e verduras se decompõe e perde água interna, o que contribui para a redução de umidade com o tempo.

Quadro 5 – Teor de umidade em BS de cada componente dos RV.

Identificação		Teor de umidade (%) Base seca (BS)				Identificação		Teor de umidade (%) Base seca (BS)			
Amostra	Idade (anos)	Madeira	Papel papelão	Inertes	Fração pastosa	Amostra	Idade (anos)	Madeira	Papel papelão	Inertes	Fração pastosa
T1	1,00	–	–	–	–	T17	2,49	84,85	142,86	54,44	44,05
T2	2,00	88,28	69,20	83,03	66,47	T18	2,58	64,83	106,22	238,98	33,21
C7	3,92	126,70	136,57	62,62	76,15	T19	2,66	55,28	95,95	28,46	39,08
C1	4,00	–	–	–	–	T20	3,41	78,74	85,87	23,14	47,94
T3	4,23	153,13	113,71	36,31	45,66	T21	3,58	81,42	93,75	54,33	39,65
T5	4,32	91,30	134,10	42,46	57,50	T22	3,83	58,29	64,00	46,44	45,56
C6	4,42	97,70	135,70	50,52	63,56	T23	1,33	147,65	198,67	51,78	98,64
C4	5,50	119,74	126,26	60,62	84,42	T24	1,50	90,85	97,14	29,57	35,33
T6	6,15	84,59	66,89	70,25	65,02	T25	1,66	93,06	150,64	49,75	72,03
T7	6,26	73,46	27,59	31,39	34,56	T26	0,76	104,66	134,29	75,38	86,68
T4	6,32	63,64	85,71	45,31	48,16	T27	0,93	145,65	198,28	71,27	143,70
C3	7,84	111,68	149,75	51,64	63,12	T28	2,01	123,94	181,33	86,88	127,14
C2	8,76	–	–	17,03	71,68	T29	2,60	81,69	112,94	52,88	54,89
C5	9,09	121,22	149,17	49,67	70,87	T30	4,36	93,37	115,93	39,09	49,41
T8	0,70	86,44	109,19	24,95	66,10	T31	4,44	59,76	65,46	37,29	42,47
T9	1,36	123,93	136,96	51,90	87,33	T32	4,53	83,89	105,00	49,57	55,80
T10	1,62	310,77	46,94	40,80	47,51	T33	4,53	62,69	78,45	–	42,27
T11	1,86	116,67	128,42	88,91	76,48	T34	5,56	125,60	139,63	72,86	82,92
T12	2,03	135,59	231,25	76,10	160,83	T35	9,94	82,97	65,48	46,60	50,47
T13	2,19	64,79	95,59	27,54	43,05	T36	10,11	73,80	58,82	56,02	53,45
T14	2,27	97,04	103,57	73,83	104,98	T37	7,83	75,19	148,53	40,38	24,29
T15	2,29	96,10	111,76	55,26	29,02	T38	8,66	81,02	86,67	61,02	48,91
T16	3,95	112,55	108,24	60,12	77,92						

No Quadro 6 apresentam-se os teores de umidade global médios para os resíduos aterrados obtidos em cavas e em tradagens. Estes valores são superiores aos valores apresentados por Alves (2008) para amostras de RSU de 7 anos de aterramento, coletada 3 m abaixo da camada de cobertura, em Recife-PE, o que possivelmente confere aos resíduos da capital baiana uma condição de anaerobiose mais favorável que a do local comparado. Para o favorecimento do processo da anaerobiose, Bidone e Povinelli (1999) recomendam valores de umidade na faixa de 40 a 70%.

Medidas feitas por Gabr e Valero (1995) no Aterro de Pioneer Crossing, Pennsylvania (USA) mostraram um aumento do teor de umidade com a profundidade, o qual varia de cerca de 30%, próximo da superfície, até 130% para maiores profundidades. Comportamento oposto foi obtido

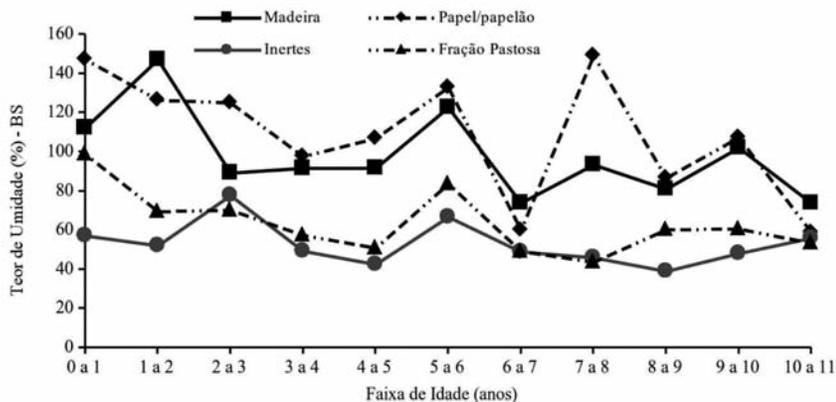


Fig. 6 – Teor de umidade em BS por faixa de idade de cada componente dos RV.

por Coumoulos *et al.* (1995), para o Aterro de Ano Liossia em Atenas (Grécia). De acordo com Coumoulos *et al.* (1995), o teor de umidade decresce com a profundidade, variando de 80% para 5 metros de profundidade, até cerca de 40% para profundidade de 30 metros. Observa-se do Quadro 6 que os valores apresentados para as amostras de RV tendem a ser inferiores aos valores de umidade obtidos para as amostras de RN. Ao menos para regiões com a cobertura finalizada, parece haver uma tendência de perda de água do resíduo após o seu aterramento. De todas as tradagens efetuadas as exceções a este comportamento foram apenas as tradagens T1, T11, T14, T27, T28 e T29 que apresentaram valores elevados de umidade global.

A Figura 7 apresenta a composição gravimétrica média obtida para os diferentes componentes em BS dos RN coletados em diferentes períodos no ASMC. Os inertes (pedra/cerâmica, metal, têxtil, borracha, plástico e vidro) foram agrupados em uma curva de forma a melhor facilitar a interpretação dessa figura. Destaca-se dessa figura que a fração pastosa, componente que tem maior contribuição na geração de biogás no aterro, apresentou percentagem de ocorrência superior ao dos componentes papel/papelão e madeira (que também contribuem para a geração do biogás) em todas as amostragens realizadas.

O Quadro 7 apresenta a composição gravimétrica (BS) dos RV coletados por meio de cavas e de tradagens realizadas no ASMC. Apesar da dispersão dos resultados obtidos pode-se notar uma tendência na redução do teor de papel/papelão ao longo do tempo de aterramento, bem como um aumento no teor de inertes conforme a estabilização dos RSU. Em relação à fração pastosa, percebe-se que muitos RV apresentaram elevado teor desse componente, porcentagens até superiores as encontradas para RN. Ressalta-se aqui que isso se dá possivelmente por conta da incorporação de materiais de difícil separação na fração pastosa, dificuldade encontrada também para o papel/papelão que depois de algum tempo de aterramento torna-se em parte muito difícil de ser visualmente identificado e separado. Uma síntese dos dados apresentados no Quadro 7 é mostrada na Figura 8 que apresenta a composição gravimétrica por faixa de idade dos RV coletados por meio de abertura manual de cavas e tradagens, em BS.

Os teores de STV e os valores de L_0 , obtidos para as diversas amostras de RN são mostrados na Figura 9, bem como o percentual de Matéria Orgânica (MO) da fração pastosa do resíduo. A MO foi obtida multiplicando-se o percentual de ocorrência da fração pastosa na amostra pelo seu STV. Comparando-se os resultados de STV apresentados na Figura 9 com os resultados obtidos por Alves (2008) para 3 amostras de RN (49,2, 56,9 e 46,9%) do Aterro da Muribeca, percebe-se que os resultados de Alves (2008) se encontram na mesma faixa de valores do STV dos RSU de Salvador (43,15 a 69,84%). Kelly *et al.* (2006) obtiveram STV variando entre 8 a 90% para resíduos com tempo de aterramento de 0 a 11 anos, o que indica uma grande oscilação nos resultados de STV ao longo do tempo de aterramento dos resíduos.

Quadro 6 – Teor de umidade global em BS e BW para os RV.

Identificação		Umidade do RSU em base seca (BS, %)		Umidade do RSU (BW, %)	Identificação		Umidade do RSU em base seca (BS, %)		Umidade do RSU (BW, %)
Amostra	Idade (anos)	Resíduo como coletado	Secagem individual de cada constituinte		Amostra	Idade (anos)	Resíduo como coletado	Secagem individual de cada constituinte	
^a T1	1,00	176,10	–	63,78	T17	2,49	72,39	56,41	41,99
T2	2,00	–	76,22	43,25	T18	2,58	34,95	75,28	25,90
^c C7	3,92	85,22	79,71	46,01	T19	2,66	41,14	39,50	29,15
^{a,c} C1	4,00	90,18	–	–	T20	3,41	52,76	44,72	34,54
T3	4,23	37,18	52,00	27,10	T21	3,58	47,46	47,34	32,18
T5	4,32	51,64	57,68	34,06	T22	3,83	46,01	46,60	31,51
^c C6	4,42	57,06	63,92	36,33	T23	1,33	49,67	73,67	33,19
^c C4	5,50	70,27	77,39	41,27	T24	1,50	45,02	38,11	31,05
T6	6,15	58,72	67,16	37,00	T25	1,66	70,48	66,80	41,34
T7	6,26	42,73	36,05	29,94	T26	0,76	99,91	80,35	49,98
T4	6,32	54,00	47,45	35,07	T27	0,93	162,88	99,31	61,96
^c C3	7,84	70,12	65,98	41,22	T28	2,01	132,33	109,27	56,96
^c C2	8,76	69,46	^b 39,21	40,97	T29	2,60	102,46	55,35	50,61
^c C5	9,09	63,70	68,84	38,91	T30	4,36	57,65	53,07	36,57
T8	0,70	67,95	59,96	40,46	T31	4,44	56,98	41,46	36,30
T9	1,36	81,60	83,31	44,93	T32	4,53	80,95	55,42	44,74
T10	1,62	56,16	54,84	35,96	T33	4,53	74,45	–	42,68
T11	1,86	141,50	88,92	58,59	T34	5,56	89,27	84,48	47,17
T12	2,03	–	103,78	–	T35	9,94	41,08	51,35	29,12
T13	2,19	51,60	38,49	34,04	T36	10,11	53,01	56,72	34,65
T14	2,27	129,58	87,57	56,44	T37	7,83	28,31	29,79	22,06
T15	2,29	69,02	47,80	40,83	T38	8,66	67,41	59,91	40,27
T16	3,95	90,25	74,06	47,44					

^aObtida por meio da abertura manual de cava em 2003. ^bA grande diferença encontrada sugere provável perda de água dos componentes após a coleta. ^cMachado *et al.* (2008).

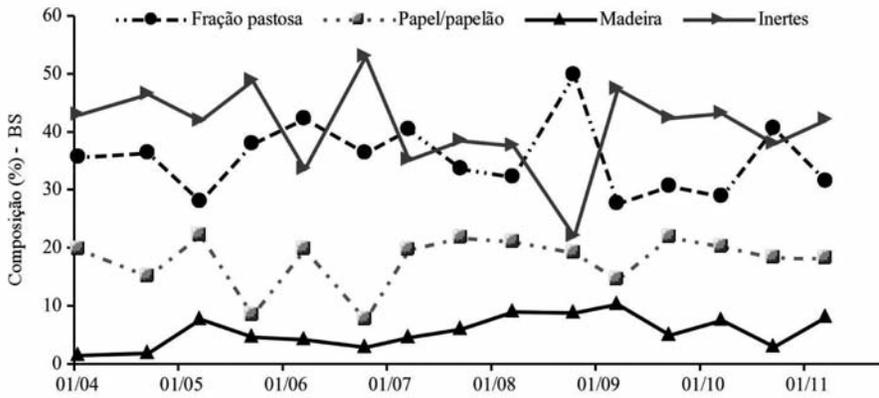


Fig. 7 – Composição gravimétrica média dos RN coletados em diferentes épocas, em BS.

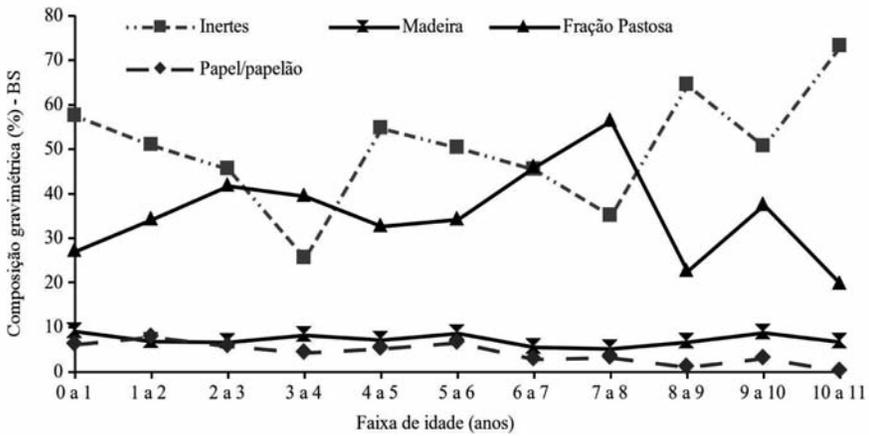


Fig. 8 – Composição gravimétrica por faixa de idade dos RV coletados por meio de abertura manual de cavas e tradagens, em BS.

Quadro 7 – Composição gravimétrica dos RV coletados por meio de abertura manual de cavas e tradagens, em base seca (BS).

Identificação		Porcentagem de ocorrência (%)				Identificação		Porcentagem de ocorrência (%)			
Amostra	Idade (anos)	Inertes	Papel papelão	Madeira	Fração pastosa	Amostra	Idade (anos)	Inertes	Papel papelão	Madeira	Fração pastosa
T1	1,00	41,45	4,22	8,15	46,18	T17	2,49	48,72	5,80	3,83	41,65
T2	2,00	49,78	1,35	6,76	42,11	T18	2,58	18,39	3,54	5,41	72,66
C7	3,92	66,41	5,60	18,12	9,87	T19	2,66	28,18	5,07	3,30	63,45
C1	4,00	38,93	5,20	5,67	50,20	T20	3,41	34,58	10,79	4,10	50,52
T3	4,23	53,53	9,42	4,59	32,46	T21	3,58	36,26	0,81	4,62	58,31
T5	4,32	57,09	7,68	8,54	26,70	T22	3,83	51,35	1,44	2,52	44,70
C6	4,42	57,08	3,65	15,23	24,05	T23	1,33	75,51	3,53	14,04	6,92
C4	5,00	59,49	9,74	8,65	22,11	T24	1,50	43,15	4,93	4,00	47,92
T6	6,15	26,16	5,91	3,37	64,56	T25	1,66	45,32	4,75	5,39	44,53
T7	6,26	34,90	1,55	6,95	56,60	T26	0,76	73,23	1,80	6,06	18,91
T4	6,32	75,38	1,15	6,52	16,95	T27	0,93	65,17	4,88	7,75	22,20
C3	7,84	50,54	6,05	7,04	36,37	T28	2,01	47,70	2,82	6,20	43,28
C2	8,76	59,42		40,58		T29	2,60	83,15	1,71	4,28	10,46
C5	9,09	52,54	5,52	9,51	32,42	T30	4,36	52,79	6,21	11,32	29,68
T8	0,70	34,15	11,94	13,63	40,29	T31	4,44	57,63	5,32	4,35	32,70
T9	1,36	35,20	12,07	3,71	49,02	T32	4,53	52,57	3,30	4,52	39,60
T10	1,62	49,68	23,85	4,77	21,71	T33	4,53	68,37	1,25	3,62	26,76
T11	1,86	66,26	1,70	8,26	23,79	T34	5,56	41,26	3,46	8,78	46,50
T12	2,03	18,61	30,06	24,78	26,55	T35	9,94	48,82	0,67	8,20	42,70
T13	2,19	52,87	4,88	4,98	37,27	T36	10,11	73,19	0,21	6,77	19,82
T14	2,27	55,00	0,82	3,31	40,88	T37	7,83	19,66	0,46	3,47	76,41
T15	2,29	53,25	2,18	4,49	40,09	T38	8,66	69,49	1,11	6,75	22,65
T16	3,95	50,58	3,06	12,17	34,20						

O Quadro 8 apresenta o teor de STV, MO e $L_0(t)$ obtidos para as amostras de RV nas diferentes amostragens. Dessa figura, percebe-se que o STV é um bom parâmetro para fazer a correção da MO presente na fração pastosa, haja vista que mensura a quantidade de MO existente nos resíduos ao longo do tempo de aterramento. Merecem destaque as tradagens T7, T15, T18, T21, T37 e T38 que, embora apresentem elevados percentuais de fração pastosa, apresentam baixos teores de STV, o que confere a essas amostras um baixo conteúdo de MO remanescente disponível para geração de biogás. De forma a facilitar as análises, os dados mostrados no Quadro 8 foram agrupados em faixas de idades e são apresentados na Figura 10.

Quadro 8 – Valores de STV, Matéria Orgânica (MO) e $L_0(t)$ obtidos para os RV.

Identificação		Fração Pastosa (%)	STV (%)	MO Fração Pastosa (%)	$L_0(t)$ (m ³ CH ₄ /Mg RSU)	Identificação		Fração Pastosa (%)	STV (%)	MO Fração Pastosa (%)	$L_0(t)$ (m ³ CH ₄ /Mg RSU)
Amostra	Idade (anos)					Amostra	Idade (anos)				
T1	1,00	46,18	28,73	13,27	37,47	T17	2,49	41,65	16,02	6,67	20,80
T2	2,00	42,11	22,39	9,43	24,08	T18	2,58	72,66	9,31	6,76	19,70
C7	3,92	9,87	23,21	2,29	17,05	T19	2,66	63,45	12,43	7,89	22,55
C1	4,00	50,20	19,76	9,92	30,28	T20	3,41	50,52	20,52	10,37	33,09
T3	4,23	32,46	26,00	8,44	27,99	T21	3,58	58,31	9,88	5,76	14,90
T5	4,32	26,70	28,47	7,60	26,30	T22	3,83	44,70	23,69	10,59	24,91
C6	4,42	24,05	16,04	3,86	17,56	T23	1,33	6,92	23,70	1,64	12,24
C4	5,50	22,11	20,95	4,63	21,76	T24	1,50	47,92	15,42	7,39	21,65
T6	6,15	64,57	19,72	12,73	33,67	T25	1,66	44,53	26,94	12,00	31,93
T7	6,26	56,60	11,68	6,61	18,30	T26	0,76	18,91	17,83	3,37	11,21
T4	6,32	16,95	21,56	3,65	11,45	T27	0,93	22,20	25,39	5,64	19,39
C3	7,84	36,37	17,97	6,54	22,02	T28	2,01	43,28	21,73	9,40	25,06
C2	8,76	40,58	19,68	7,99	17,09	T29	2,60	10,46	18,12	1,90	7,26
C5	9,09	32,42	16,19	5,25	19,82	T30	4,36	29,68	16,01	4,75	20,08
T8	0,70	40,29	37,18	14,98	47,81	T31	4,44	32,70	13,69	4,48	15,90
T9	1,36	49,02	28,65	14,04	41,89	T32	4,53	39,60	18,70	7,41	20,51
T10	1,62	21,71	17,08	3,71	30,27	T33	4,53	26,76	15,56	4,16	11,45
T11	1,86	23,79	17,52	4,17	13,73	T34	5,56	46,50	32,26	15,00	38,63
T12	2,03	26,55	18,02	4,78	46,02	T35	9,94	42,70	15,62	6,67	18,05
T13	2,19	37,27	13,90	5,18	17,28	T36	10,11	19,82	14,96	2,97	9,28
T14	2,27	40,88	20,18	8,25	19,70	T37	7,83	76,41	7,62	5,82	14,26
T15	2,29	40,09	10,68	4,28	12,85	T38	8,66	22,65	10,77	2,44	8,91
T16	3,95	34,20	14,15	4,84	17,91						

Silva *et al.* (1998) obtiveram para amostras de RSU novos teor de STV de cerca de 70% sendo que esse valor decai para cerca de 20% e 10% quando amostras com idades de 2 anos e 2,5 anos são consideradas. Maciel (2009) obteve para RSU de 12 a 15 anos teor de STV na ordem de $8,9 \pm 1,2\%$ e Alves (2008) obteve para amostra de RSU com 7 anos de aterramento um STV de 9,2%. Ambos resultados quando comparados com os RSU do ASMC sugerem que os RSU de Pernambuco encontram-se bem mais estabilizados que os RSU da capital baiana, haja vista que para a mesma faixa de idade de aterramento os RSU pernambucanos possuem menores valores de STV. Vale ressaltar, contudo que outros parâmetros físico-químicos são necessários para uma análise de estabilização dos RSU mais consistente.

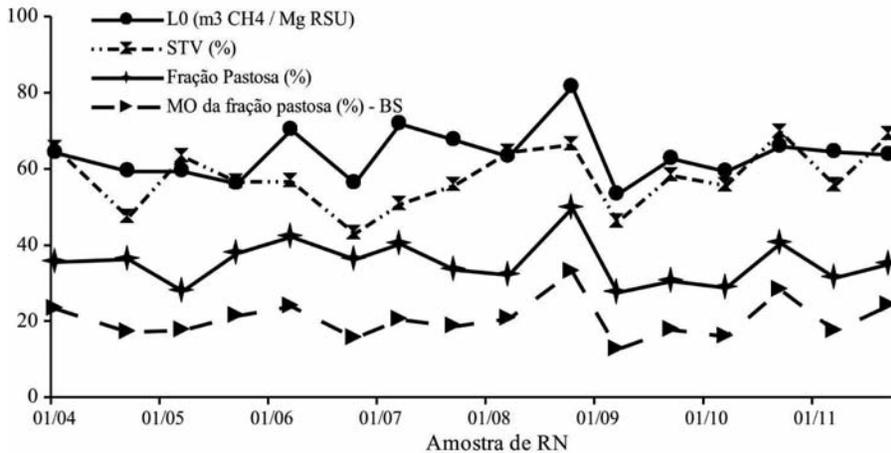


Fig. 9 – Valores de Fração Pastosa, STV, Matéria Orgânica (MO) e L_0 obtidos para os RN.

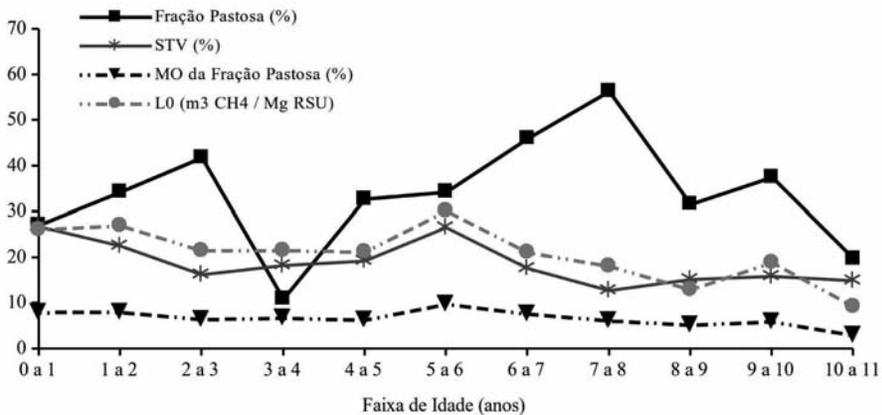


Fig. 10 – Valores de Fração Pastosa, STV, Matéria Orgânica (MO) e $L_0(t)$ obtidos para os RV.
Obs: O intervalo de 0 a 1 ano exclui as amostras de RN.

A partir do uso das equações 3 e 6 e dos valores de C_m e BF_w determinados, obteve-se para os RN um valor médio de $L_0 = 63,84 \text{ m}^3 \text{ CH}_4/\text{Mg-RSU}$ (vide Figura 9). Esse valor sofre variações ao longo do tempo de aterramento dos resíduos e decresce para $L_0(t) = 18,94 \text{ m}^3 \text{ CH}_4/\text{Mg-RSU}$ quando amostras de resíduos na faixa de 9 a 10 anos de aterramento são consideradas (vide Figura 10). De maneira geral os resultados de L_0 e $L_0(t)$ apresentados nas Figuras 9 e 10 e no Quadro 8 são menores que os dados apresentados na literatura técnica para países em desenvolvimento e de clima tropical. Esse fato é explicado por Machado *et al.* (2009), que afirmam que os baixos resultados de L_0 e $L_0(t)$ são consequência dos altos teores de umidade do resíduo, que contrabalanceiam a ocorrência de altos teores de matéria orgânica.

3.2 – Comportamento do L_0 em função do tempo de aterramento dos RSU

A Figura 11 apresenta o ajuste da Equação 7 aos valores previstos para o $L_0(t)$ para as amostras de RSU utilizadas neste estudo. Além do melhor ajuste obtido conforme o método dos mínimos quadrados, o desvio padrão dos valores de $L_0(t)$ previstos com relação aos valores experimentais foi utilizado para se traçar a região com uma probabilidade de conter dados experimentais obtidos de 70% (desvio de $\pm 1,035 \sigma_y$ em relação ao valor ótimo de L_0 , definindo um intervalo de confiança (IC) de 70%). Na Figura 11a são apresentados os resultados obtidos para o caso do método expedito de determinação de $L_0(t)$ a partir dos resultados de caracterização do resíduo, enquanto que na Figura 11b são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de BMP realizados. O Quadro 9 apresenta um resumo dos resultados de L_0 , k , σ_y e R^2 dos ajustes efetuados com os resultados da Figura 11.

Quadro 9 – Valores de L_0 , k e σ_y dos ajustes efetuados.

Método	L_0 ($\text{m}^3 \text{CH}_4/\text{Mg RSU}$)	k	σ_y	R^2
Machado <i>et al.</i> (2009)	63,84	0,22	14,86	0,73
BMP	83,83	0,38	9,33	0,93

É possível observar nestas Figuras (11a e 11b), apesar da dispersão dos resultados obtidos, uma tendência de redução do $L_0(t)$ com o tempo de aterramento. Além disso, os valores obtidos pelos dois procedimentos apresentaram valores de L_0 próximos. Conforme se pode observar no Quadro 9 os valores mais prováveis de L_0 foram de $63,84 \text{ m}^3 \text{CH}_4/\text{Mg-RSU}$ e $83,83 \text{ m}^3 \text{CH}_4/\text{Mg-RSU}$, respectivamente, enquanto que os valores de k obtidos foram respectivamente de $0,22 \text{ ano}^{-1}$ e $0,38 \text{ ano}^{-1}$. É importante destacar que os valores de k obtidos neste estudo refletem a alta velocidade do processo de biodecomposição no interior da massa de resíduos em campo, pois a diminuição observada nos valores de $L_0(t)$ está associada ao consumo da matéria orgânica armazenada nas células do aterro.

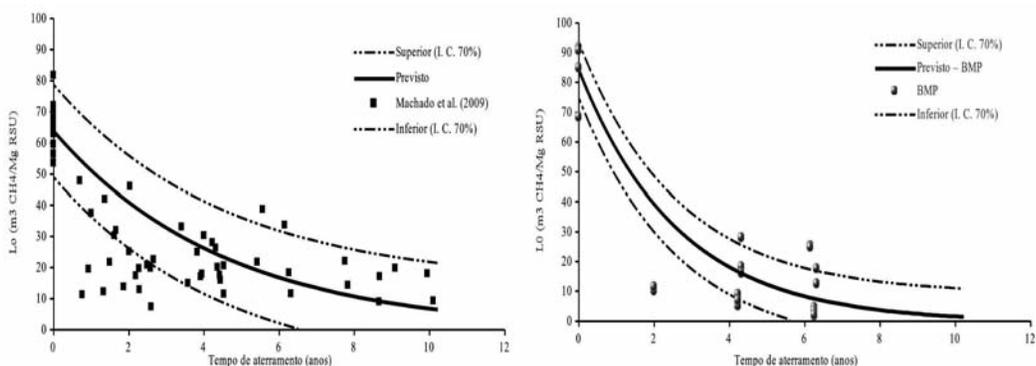


Fig. 11 – a) Valores de $L_0(t)$ experimentais e ajustados em função da idade das amostras, conforme o procedimento de Machado *et al.* (2009); b) Valores de $L_0(t)$ experimentais e ajustados em função da idade das amostras – resultados dos ensaios de BMP.

Julga-se também digno de nota o fato de que nos primeiros anos de aterramento o processo de digestão anaeróbia se mostra mais vigoroso que o previsto pelo modelo de decaimento de primeira ordem (Figura 11a). A partir de 4 anos de aterramento, contudo, há praticamente uma estabilização nos valores de $L_0(t)$ obtidos, normalmente quando o valor de L_0 se encontra próximo a $20 \text{ m}^3 \text{ CH}_4/\text{Mg-RSU}$. Em outras palavras, para valores de $L_0(t)$ menores ou iguais a $20 \text{ m}^3 \text{ CH}_4/\text{Mg-RSU}$ há uma dificuldade em se prosseguir com o processo de biodecomposição da matéria orgânica em campo.

Os valores de k obtidos (método expedito) são compatíveis com as condições ambientais do local de estudo (alta temperatura e teor de umidade) as quais tendem a acelerar o processo de estabilização dos resíduos e esse valor é coerente com as indicações do IPCC (2006), que prescreve para regiões de clima tropical úmido valores de k variando entre $0,15$ a $0,20 \text{ ano}^{-1}$. Para o caso dos ensaios de BMP o valor de k obtido, de $0,38 \text{ ano}^{-1}$ é bem superior à faixa de valores sugerida pelo IPCC (2006). Vale ressaltar contudo que trabalhos recentes como os de Faour *et al.* (2007) têm apontado valores de k superiores a $0,3$ em aterros localizados em regiões quentes e úmidas e que para o caso dos ensaios BMP o número de pontos experimentais entre 0 e 4 anos é bastante reduzido, o que pode ter afetado os resultados obtidos do ajuste.

3.3 – Análise da geração de CH_4 no ASMC

A Figura 12 apresenta uma comparação entre os resultados previstos de geração de CH_4 e os resultados obtidos em campo, por célula (a, b e c) e para o aterro como um todo (d). As curvas que delimitam os limites superiores e inferiores para um I.C. de 70% dos resultados são também apresentadas nessas figuras. O tempo indicado nestas figuras corresponde ao tempo decorrido desde o início da operação do aterro.

Ainda que os resultados apresentados na Figura 12 sejam dependentes das condições de operação do aterro (cobertura diária dos resíduos, número de sopradores ou sugadores de gás, por exemplo), observa-se que há uma boa concordância entre os valores previstos e obtidos em campo até um tempo decorrido de aproximadamente 11,5 anos (janeiro de 2009). A partir desta data a geração de CH_4 medida apresentou-se sempre abaixo do limite inferior do I.C., com exceção apenas do período de agosto a outubro de 2009 em que a geração em campo foi ligeiramente superior ao limite inferior do intervalo de confiança. Este comportamento é notado em maior intensidade na célula 6 (figura 12c) cujo período de deposição coincide com importantes alterações na operação do aterro.

Observa-se da Figura 12b, correspondente à célula 5, que nos primeiros anos, a geração de CH_4 na célula manteve-se quase que coincidente com o total previsto. Com a instalação de um novo soprador, a geração de CH_4 na central apresentou-se superior à geração prevista a partir de fevereiro de 2006 ($t = 8,34$ anos) e permaneceu com esse comportamento até outubro de 2006 (9,01 anos), momento em que se iniciou um decréscimo dos valores de produção para dentro do intervalo de confiança. A partir de janeiro de 2009 ($t = 11,26$ anos) a geração de CH_4 na central esteve sempre abaixo dos valores mínimos esperados, excetuando-se os meses de agosto e outubro de 2009 em que essa voltou para o I.C. estipulado.

Referindo-se às alterações observadas na produção de biogás, foi informado pela equipe de campo do ASMC que em período próximo a janeiro de 2009 ocorreram mudanças na operação, tais como a disposição de RN sobre RSU já aterrados há cerca de 2 anos e a ocorrência de uma maior área com RSU descoberto, o que pode ter contribuído por um lado para alterar o ambiente de decomposição estabelecido no interior do maciço, fazendo com que bactérias metanogênicas já estabelecidas passassem a sofrer com a concorrência das bactérias acidogênicas, e por outro para proporcionar um aumento nas taxas de emissões fugitivas. Neste período foram frequentes as intervenções e mudanças no sistema de drenagem e captação do biogás, o que diminuiu o número de drenos

efetivos do aterro, proporcionando uma diminuição na taxa de produção de metano. Boa parte destas operações esteve relacionada com a construção e pré-operação de uma usina termoeletrica, em substituição à unidade de captação e queima do biogás, que capta o biogás do aterro para geração de energia. Foram diversas as manobras efetuadas na sucção do biogás, a exemplo da interrupção de alguns drenos e instalação de novos sopradores na tentativa de se equalizar a composição e a vazão do biogás ao requerido pela termoeletrica instalada em campo.

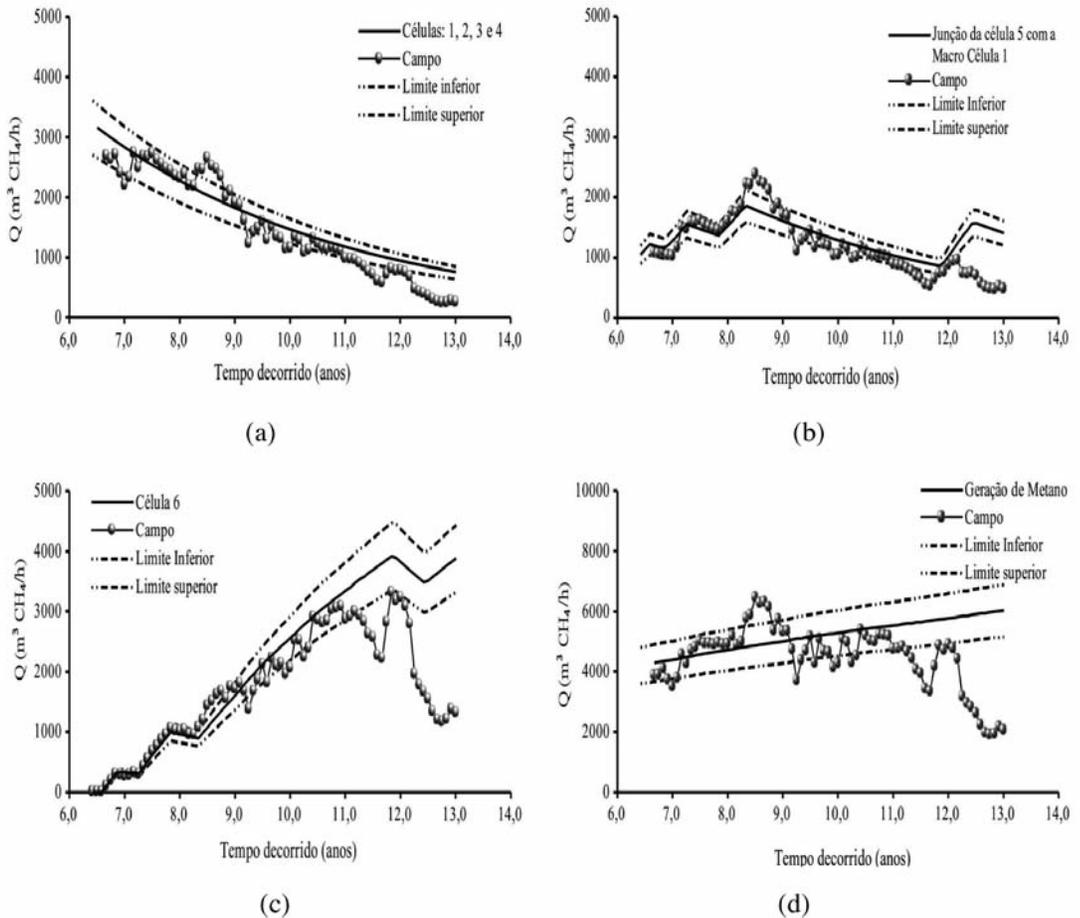


Fig. 12 – Comportamento entre a geração de CH_4 no ASMC e os valores previstos pela Equação 8: (a) Células 1, 2, 3 e 4; (b) Célula 5 e junção com a macro célula 1; (c) Célula 6; (d) Geração total de CH_4 .

Ao se comparar o comportamento observado na produção de biogás em campo e o histórico da operação do aterro, percebeu-se a ocorrência de complicações técnicas que impediram a implementação de uma cobertura efetiva e dos drenos superficiais de captação de CH_4 nas novas áreas de disposição de RSU, o que contribuiu para o aumento das emissões fugitivas de biogás para a atmosfera. Vale ressaltar ainda que a não cobertura diária dos RSU aumenta também a duração da fase aeróbia devido à aeração constante do ambiente interno das células, e provoca lixiviação de nutrientes e de microrganismos essenciais à fase metanogênica. Com relação às condições climáticas e à composição dos RSU, pode-se dizer que não houve alterações que justificassem mudanças na geração de CH_4 no ASMC.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados obtidos indicaram que a fração facilmente degradável do RSU, fração pastosa, representa em média 35,50% em BS dos RN de Salvador e as frações lentamente degradáveis como papel/papelão, têxtil e madeira apresentaram percentuais médios em BS de 17,46, 3,82 e 5,98, respectivamente. A umidade média em BS para os RN foi de 100,44 e para os RV esse teor variou de 28,31 a 176,10 para amostras com tempo de aterramento de 1 e 7,83 anos.

Os resultados de umidade obtidos indicam alta quantidade de água presente nos diversos constituintes desse material. As frações que apresentaram os maiores valores para umidade em BS nos RN foram fração pastosa (146,78%) e papel (140,95%) e nos RV foram madeira (310,77%) e o papel (231,25%). Os altos teores de umidade (maior que 50%) dos RSU do ASMC somados aos percentuais de fração pastosa favorecem o processo de digestão anaeróbia e geração de CH_4 no aterro bem como a consequente estabilização dos resíduos.

Os dados obtidos para os teores de STV são condizentes com resultados publicados na literatura. Os resultados de STV para RN (acima de 43%) indicam alta quantidade de MO. Os resultados de STV para RV (menores que 10%) já apontam para a estabilização dos RSU no aterro com tempo de aterramento inferior a 7 anos. As oscilações apresentadas nos conteúdos de STV para RV são justificadas devido à heterogeneidade dos RSU e por conta do processo de digestão anaeróbia, que também depende das condições de operação em campo.

O método empregado para a realização dos ensaios de BMP mostrou-se simples de ser executado, de baixo custo e com tempo de duração relativamente curto, quando comparado com as condições de decomposição dos resíduos em campo. Esse método proporcionou a determinação da geração máxima de CH_4 por meio de aferições das pressões nos digestores anaeróbios contendo RSU de diferentes tempos de aterramento, possibilitando a realização de comparações com dados publicados.

O potencial de geração de CH_4 dos RN, obtido por meio dos ensaios de BMP, variou de 68,27 a 91,50 $\text{m}^3 \text{CH}_4/\text{Mg RSU}$ e encontra-se situado na faixa de valores publicados na literatura. Os resultados obtidos são superiores ao L_0 determinado pelo procedimento de caracterização de RSU (53,47 a 82,94 $\text{m}^3 \text{CH}_4/\text{Mg RSU}$), pois os ensaios de BMP são realizados em condições ótimas de digestão anaeróbia. Utilizando-se dos ensaios de BMP, as amostras de RV com tempo de aterramento de 2 a 6,32 anos apresentaram $L_0(t)$ variando de 10,74 a 14,88 $\text{m}^3 \text{CH}_4/\text{Mg RSU}$, embora tenha sido obtido nesse intervalo de idade, valores de $L_0(t) = 1,67 \text{ m}^3 \text{CH}_4/\text{Mg RSU}$ para RV com 6,26 anos e $L_0(t) = 20,73 \text{ m}^3 \text{CH}_4/\text{Mg RSU}$ para RV com 4,32 anos. Obedecendo as devidas conversões de unidade, esses resultados de $L_0(t)$ estão dentro do intervalo de dados publicados na literatura por Maciel (2009) e Bayard *et al.* (2005).

Os resultados de L_0 obtidos por meio do procedimento de caracterização dos RSU são inferiores aos resultados comumente apresentados na literatura para países em desenvolvimento e de clima tropical. Esse fato tem relação direta com os altos teores de umidade encontrados para os RSU do ASMC (acima de 50% em BS) que somados a ocorrência de altos teores de MO (20% em BS para a fração pastosa dos RN), favorecem a digestão anaeróbia. O valor de k ($0,22 \text{ ano}^{-1}$), obtido para o procedimento proposto por Machado *et al.* (2009) faz jus às condições encontradas em campo (altas temperaturas e teor de umidade), as quais tendem a acelerar o processo de digestão anaeróbia dos RSU.

A análise estatística considerando um I.C. de 70% para os resultados de $L_0(t)$ mostrou que a maioria dos valores obtidos encontra-se dentro desse intervalo, excetuando-se apenas alguns poucos dados dos diferentes procedimentos realizados. Quando a esse mesmo I.C. é aplicado a geração de CH_4 no ASMC, percebeu-se que os dados de campo obedecem quase que totalmente ao comportamento da curva de geração prevista pelo procedimento proposto por Machado *et al.* (2009), porém a partir de $t = 11,26$ anos devido às mudanças realizadas na operação, a geração de CH_4

passou a ficar abaixo do limite inferior do I.C. A geração de CH₄ do ASMC no final do período apresentado neste artigo corresponde a 35% do valor esperado a partir dos dados de laboratório.

As mudanças ocorridas na operação interferiram na geração de CH₄ e nas emissões fugitivas de gases para a atmosfera. As emissões fugitivas concentravam-se na faixa de 5% durante os primeiros anos de operação (Britto, 2006) e a partir de 2009 certamente aumentaram devido às manobras realizadas no ASMC (aumento das áreas descobertas, perfurações para instalação de novos sopradores e demora na cobertura dos RN). Além disso, a disposição de RN sobre RV altera o ambiente interno, possivelmente prejudicando a fase metanogênica que já estava estabelecida. Uma maneira de aumentar a captação de CH₄ é diminuir a quantidade de áreas descobertas no ASMC e reduzir o tempo esperado para instalação de novos drenos (concomitantemente com a frente de lançamento), pois embora com uma composição em torno de 10% do biogás, a geração de CH₄ é iniciada nos primeiros 15 dias da disposição dos RSU.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado da Bahia - FAPESB pela concessão da bolsa de mestrado e à BATTRE-Ba pelo apoio e parceria ao projeto de pesquisa.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alves, I. F. S. (2008). *Análise experimental do potencial de geração de biogás em resíduos sólidos urbanos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Centro de Tecnologia e Geociências - CTG, UFPE, Recife.
- Angelidaki, I.; Alves, M.; Bolzonella, D.; Borzacconi, L.; Campos, J. L.; Guwy, A. J.; Kalyuzhnyi, S.; Jenicek, P.; Van Lier, J. B. (2009). *Defining the biomethane potential (BMP) of solid organic wastes and energy crops: a proposed protocol for batch assays*. *Water Science and Technology*, vol. 59, n° 5, pp. 927-934.
- Barlaz, M. A.; Ham, R. K.; Schaefer, D. M. (1990). *Methane production from municipal refuse: a review of enhancement techniques and microbial dynamics*. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, vol. 19, n° 6, pp. 557-584.
- Barlaz, M. A.; Eleazer, W. E.; Odle, W. S.; Qian, X.; Wang, Y-S. (1997). *Biodegradative analysis of municipal solid waste in laboratory-scale landfills*. EPA-600/SR-97/071, U.S. Environmental Protection Agency.
- Bayard, R.; Gachet, C.; Achour, F.; de Brauer, C.; Gourdon, R. (2005). *Organic matter stabilization of sorted MSW under leachate recirculation*. Proc. 10th International Waste Management and Landfill Symposium, Cagliari, Italy.
- Behera, S. K.; Park, J. M.; Kim, K. H.; Park, Hung-suck. (2010). *Methane production from food waste leachate in laboratory-scale simulated landfill*. *Waste Management*, vol. 30, pp. 1502-1508.
- Bidone, F. R. A.; Povinelli, J. (1999). *Conceitos básicos de resíduos sólidos*. 1ª edição. São Carlos: EESC, Brasil.
- Bogner, J.; Spokas, K. (1993). *Landfill CH₄: rates, fates, and role in global carbon cycle*. *Chemosphere*, vol. 26, n° 1-4, pp. 369-386.

- Bonori, B.; Pasquali, G.; Bergonzoni, M. (2001). *Landfill gas production valued with a mathematical method*. Proc. 8th International Waste Management and Landfill Symposium, pp. 443-450, Cagliari, Italy.
- Boscov, M. E. G. (2008). *Geotecnia Ambiental*. 1^a edição, Oficina de Textos, Brasil.
- Britto, M. L. C. P. S. (2006). *Taxa de emissão de biogás e parâmetros de biodegradação de resíduos sólidos urbanos no Aterro Metropolitano Centro*. Dissertação (Mestrado profissional em gerenciamento e tecnologias ambientais no processo produtivo) - Departamento de Engenharia Ambiental - DEA, UFBA, Salvador, Brasil.
- Carvalho, M. F.; Machado, S. L.; Nascimento, J. C. F.; Caldas, Á. S. (2008). *Procedimento simplificado para obtenção de parâmetros de geração de metano em regiões tropicais*. XIV COBRAMSEG - Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica, Búzios, Rio de Janeiro, Brasil.
- Chen, H.; Ecke, H.; Kylefork, K.; Bergman, A.; Lagerkvist, A. (1995). *Biochemical Methane Potential assays of solid waste samples*. Proc. 5th International Waste Management and Landfill Symposium, pp. 615-627, Cagliari, Italy.
- Coumoulos, D. G.; Koryalos, T. P.; Metaxas, I. L.; Gioka, D. A. (1995). *Geotechnical investigation at the main landfill of Athens*. Proc. 5th International Waste Management and Landfill Symposium, pp. 885-895, Cagliari, Italy.
- Davidsson, A.; Gruvberger, C.; Christensen, T. H.; Hansen, T. L.; Jansen, J. C. (2007). *Methane yield in source-sorted organic fraction of municipal solid waste*. Waste Management, vol. 27, pp. 406-414.
- De Araújo Morais, J. (2006). *Influence des pré-traitements mécaniques et biologiques des Ordures Ménagères Résiduelles (OMR) sur leur comportement bio-physico-chimique em Installation de Stockage de Déchets (ISD)*. Tese (Doutorado), Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Ecole Doctorale de Chimie de Lyon, Lyon, França.
- Faour, A.A.; Reinhart, D.R.; You, H. (2007). *First order kinetic gas generation model parameters for wet landfills*. Waste Management, vol. 27, pp. 946-953.
- Gabr, M. A.; Valero, S. N. (1995). *Geotechnical properties of Municipal Solid Waste*. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol. 18, n^o 2, pp. 241-251.
- Gifford, G. P.; Landva, A. O.; Hoffman, V. C. (1990). *Geotechnical considerations when planning construction on a landfill*. Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice, ASTM STP 1070, Arvid Landva and G. David Knowles (Eds.), American Society for Testing and Materials, pp. 41-55, Philadelphia.
- Hansen, T. L.; Schmidt, J. E.; Angelidaki, I.; Marca, E.; Jansen, J. C.; Mosbaek, H.; Christensen, T. H. (2004). *Method for determination of methane potentials of solid organic waste*. Waste Management, vol. 24, pp. 393-400.
- Harries, C. R.; Cross, C. J.; Smith, R. (2001). *Development of a biochemical methane potential (BMP) test and application to testing of municipal solid waste samples*. Proc. 8th International Waste Management and Landfill Symposium, pp. 579-588, Cagliari, Italy.
- IPCC - INTERGOVERNMENTAL PANEL ON CLIMATE CHANGE. (2006). *Guidelines for National Greenhouse Gas Inventories*: Intergovernmental Panel on Climate Change. Japan: IGES.

- Kelly, R. J.; Shearer, B. D.; Kim, J.; Goldsmith, C. D.; Hater, G. R.; Novak, J. T. (2006). *Relationships between analytical methods utilized as tools in the evaluation of landfill waste stability*. Waste Management, vol. 26, pp. 1349-1356.
- Lobo, A. G. C. (2003). *Desarrollo de MODUELO 2: Herramienta para la evaluación de la contaminación producida em vertederos de resíduos sólidos urbanos*. Tesis (Doctoral), Departamento de Ciencias y Técnicas del Água y del Medio Ambiente, Universidad de Cantabria, Santander.
- Machado, S. L.; Carvalho, M. de F.; Nascimento, J. C. F.; Caldas, A. S. (2008). *Aterro Sanitário Metropolitano Centro. Caracterização de Resíduos Aterrados visando à Estimativa do Potencial de Geração de Gás*. Relatório Interno.
- Machado, S. L.; Carvalho, M. de F.; Gourc, J. P.; Vilar, O. M.; Nascimento, J. C. F. (2009). *Methane generation in tropical landfills: Simplified methods and field results*. Waste Management, vol. 29, pp. 153-161.
- Maciel, F. J. (2009). *Geração de biogás e energia em aterro experimental de resíduos sólidos urbanos*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Centro de Tecnologia e Geociências - CTG, UFPE, Recife, Brasil.
- Palmisano, A. C.; Barlaz, M. A. (1996). *Microbiology of Solid Waste*. New York, EUA.
- Siegel, R. A.; Robertson, R. J.; Anderson, D. G. (1990). *Slope Stability Investigations at a Landfill in Southern California*. Geotechnics of Waste Fills - Theory and Practice, ASTM STP 1070, Arvid Landva and G. David Knowles, Eds., American Society for Testing and Materials, pp. 259-284, Philadelphia.
- Silva, A. R.; Pessin, N.; Carvalho, M. F. (1998). *Degradação da fração orgânica de Resíduos Sólidos Urbanos em Aterro Sanitário*. II Simpósio Internacional de Qualidade Ambiental – Gerenciamento de Resíduos e Certificação Ambiental, pp. 381-386, Porto Alegre, Brasil.
- Tchobanoglous, G.; Theisen, H.; Vigil, S. (1993). *Integrated Solid Waste Management: Engineering Principles and Management Issues*. McGraw-Hill, New York, EUA.
- Tolaymat, T.M.; Green, R.B.; Hater, G.R.; Barlaz, M.A.; Black, P.; Bronson, D.; Powell, J. (2010). *Evaluation of landfill gas decay constant for municipal solid waste landfills operated as bioreactors*. Journal of Air and Waste Management Association. vol. 60, pp. 91-97.
- USEPA - United States Environmental Protection Agency. (1996). *A Guide for Methane Mitigation Projects*. U. S.
- USEPA - United States Environmental Protection Agency. (1998). *Landfill Air Emissions Estimation Model (Version 2.01)*. U. S.
- USEPA - United States Environmental Protection Agency. (2005). *First-Order Kinetic Gas Generation Model Parameters for Wet Landfills*. U. S.
- Vazoller, R. R.; Gomes, L. P.; Zanta, V. M. B.; Villas-boás, D. M. F.; Badra, R. J.; Povinelli, J. (2001). *Biodegradability potential of two experimental landfills in Brazil*. Brazilian Journal of Microbiology, vol. 32, pp. 87-92.
- Wang, Y. S.; Byrd, C. S.; Barlaz, M. A. (1994). *Anaerobic biodegradability of cellulose and hemicellulose in excavated samples using a biochemical methane potential assay*. Journal of Industrial Microbiology, vol. 13, pp. 147-153.
- Wang, Y. S.; Odle, W. S.; Eleazer, W. E.; Barlaz, M. A. (1997). *Methane potential of food waste and anaerobic toxicity of leachate produced during food waste decomposition*. Waste Management and Research, vol. 15, pp. 149-167.

NOTA TÉCNICA



PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE UM DEPÓSITO DE FRAGMENTOS DE CORAL NA REGIÃO NORDESTE DO BRASIL

Geotechnical parameters of a coral fragment deposit from the Northeast Region of Brazil

Joaquim Teodoro Romão de Oliveira*

Thiago de Moraes Silva**

RESUMO – Este artigo apresenta os parâmetros geotécnicos de um depósito de fragmentos de coral, localizado no Município de Jaboatão dos Guararapes, Região Metropolitana do Recife – Brasil. Estes parâmetros foram estimados a partir da interpretação de sondagens à percussão e ensaios CPT, realizados na campanha de investigação geotécnica executada com a finalidade de fornecer subsídios para o projeto das fundações de um edifício de 20 pavimentos. A camada estudada ocorre entre 7 e 13 metros de profundidade. A partir dos resultados obtidos observou-se que a faixa de variação dos parâmetros é grande, concluindo-se que o material é bastante heterogêneo, com relação às suas propriedades geotécnicas.

ABSTRACT – This article presents the geotechnical parameters of a deposit of coral fragments, located in the City of Jaboatão dos Guararapes, Metropolitan Region of Recife - Brazil. These parameters have been estimated from the interpretation of SPT and CPT tests of the geotechnical site investigation campaign carried out with the purpose of collecting information for the design of the foundations of a 20-storey building. The layer studied occurs at a depth from 7 to 13 meters. From the obtained results it was observed that the range of variation of the parameters is large, showing that the material is quite heterogeneous with relation to its geotechnical properties.

PALAVRAS CHAVE – Fragmentos de coral, ensaios de campo, fundações.

1 – INTRODUÇÃO

Na história geológica do subsolo da Região Metropolitana do Recife, estão presentes diversos processos geodinâmicos que contribuíram na formação dos diferentes depósitos. Dentre estes processos, as sucessivas transgressões e regressões marinhas no Quaternário foram responsáveis pela formação de depósitos com diferentes propriedades geotécnicas.

Face à crescente expansão imobiliária e valorização dos terrenos costeiros, existe uma tendência no mercado à verticalização das edificações, o que resulta em um maior carregamento nas fundações assentes sobre os diferentes depósitos encontrados no Recife, entre os quais estão presentes camadas de fragmentos de corais.

Este artigo apresenta os parâmetros geotécnicos de um depósito de fragmentos de coral, localizado no Município de Jaboatão dos Guararapes, Região Metropolitana do Recife – PE. Estes parâmetros foram estimados a partir da interpretação de sondagens à percussão e ensaios CPT, rea-

* Doutor em Engenharia Civil, Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco. E-mail: jtrdo@uol.com.br

** Mestrando em Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco. E-mail: juvarai@yahoo.com.br

lizados na campanha de investigação geotécnica executada com a finalidade de fornecer subsídios para o projeto das fundações de um edifício de 20 pavimentos.

Foram obtidos a densidade relativa, o módulo de elasticidade e o ângulo de atrito do material estudado, a partir de correlações existentes na literatura nacional e internacional, considerando o material como sendo semelhante a um solo granular arenoso. Foram obtidos ainda os valores da relação K entre a resistência de ponta do ensaio CPT e o número de golpes da sondagem à percussão.

2 – FRAGMENTOS DE CORAL

Os corais, segundo Gusmão Filho e Amorim Jr. (1998), são secreções de zoófitos, que são animais que se parecem com plantas, notáveis por sua capacidade de construir estruturas de esqueletos maciços de carbonato de cálcio. Estes animais estão presentes em oceanos de água quente e em terrenos costeiros próximos a estes mares situados em regiões de clima tropical.

Segundo Dominguez *et al.* (1990) a grande maioria dos recifes de coral ao longo da costa do Estado de Pernambuco é constituída de corpos alongados e descontínuos, com o eixo maior paralelo ao eixo da costa. As dimensões individuais destes corpos recifais variam entre 1 e 4 km de comprimento. Comentam ainda os autores que a localização e a morfologia geral destes recifes de coral sugerem uma estreita relação com os bancos de arenito que estão associados. Estes bancos de arenito da costa nordestina apresentam idade entre 6000 e 6500 anos, enquanto os corais tem datação entre 2800 e 3800 anos. Laborel (1969), citado por Dominguez *et al.* (1990), afirma que das 18 espécies de corais descritos para os recifes brasileiros, apenas 9 estão presentes nos recifes da costa pernambucana.

3 – INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O depósito estudado no presente artigo está localizado em um terreno à beira-mar no bairro de Candeias, no Município de Jaboatão dos Guararapes, situado na zona Sul da Região Metropolitana da Cidade do Recife, Região Nordeste do Brasil. Foram realizados 3 furos de sondagem à percussão e 4 furos de ensaio de cone. Vale registrar que foi utilizado um cone mecânico, pertencente ao Instituto de Tecnologia de Pernambuco (ITEP). As Figuras 1 e 2 apresentam o perfil geotécnico do subsolo com resultados de SPT e CPT.

As sondagens mostram um subsolo composto inicialmente por uma camada de areia fina, fofa, com espessura média de 3 metros. Segue-se uma camada de areia fina, muito compacta a medianamente compacta, com espessura de 4 metros. Segue-se uma camada de fragmentos de coral e conchas, com areia fina. Pode-se notar ainda que a camada de fragmentos de coral estudada ocorre entre 7 e 13 metros de profundidade. Esta camada apresenta uma menor resistência à penetração.

Neste terreno foi projetado e construído um edifício composto por uma estrutura aporticada de concreto armado com 20 (vinte) lajes, 23 (vinte e três) pilares na sua lâmina principal e 6 (seis) na periferia, apresentando meio subsolo. As fundações do prédio são em sapatas apoiadas diretamente na camada de areia compacta, sem melhoramento superficial, assentes a 3,00 m de profundidade e transmitindo uma pressão máxima de 350 kPa (Oliveira *et al.*, 2002).

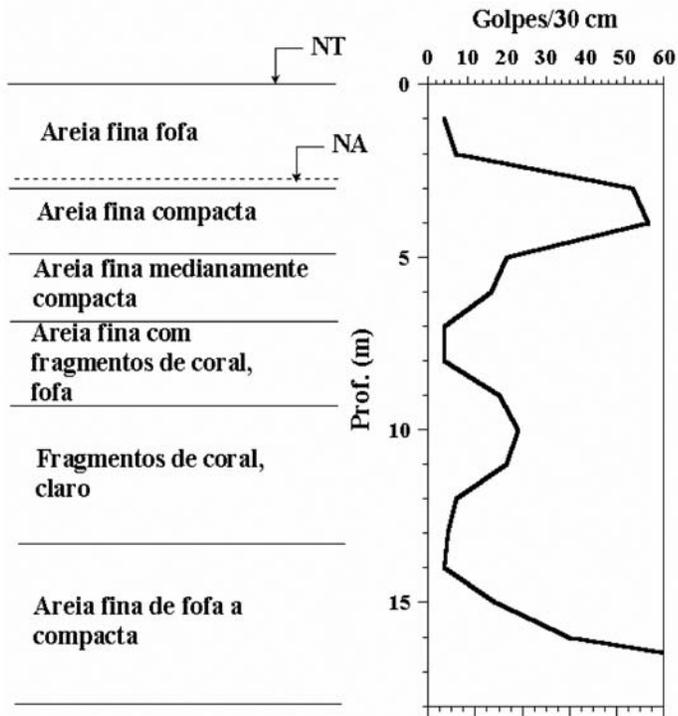


Fig. 1 – Perfil geotécnico do subsolo – Sondagem SPT.

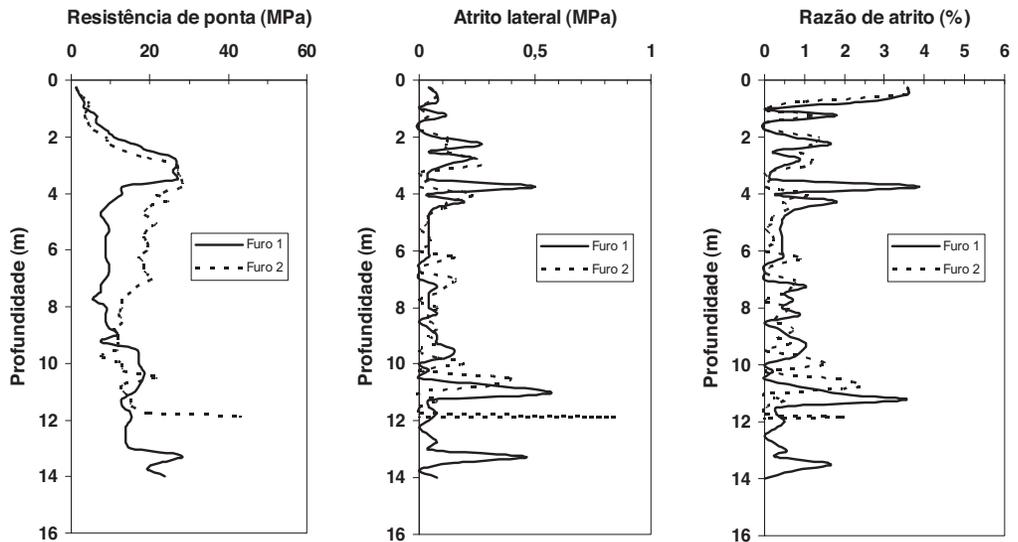


Fig. 2 – Resultados de ensaios de cone mecânico – CPT.

4 – PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

4.1 – Classificação do solo

Adotando o ábaco de Robertson e Campanella (1983) para classificar o material estudado no artigo, conclui-se que a camada de fragmentos de coral pode ser classificada como um material arenoso, pois apresenta altos valores de resistência de ponta (entre 7 e 23 MPa), associados a valores de razão de atrito inferiores a 2%. O ábaco utilizado está apresentado na Figura 3.

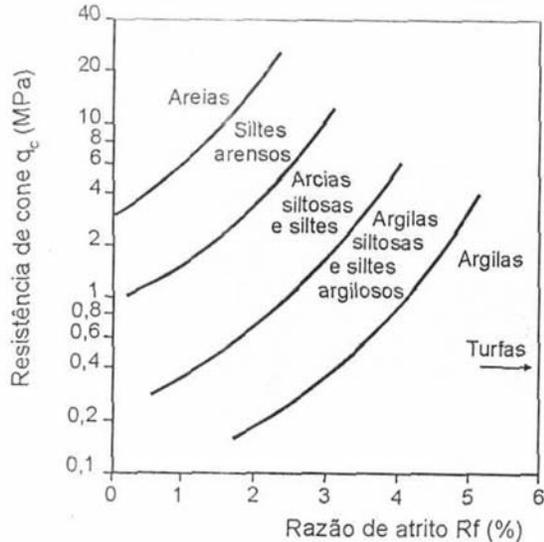


Fig. 3 – Ábaco para classificação do tipo de solo sedimentar (Robertson e Campanella, 1983, citado por Schnaid, 2000).

4.2 – Densidade relativa

Considerando o solo como um material arenoso, já que os fragmentos de coral aparecem misturados a areia e com base na classificação do item anterior, foi estimada a densidade relativa utilizando as propostas de Gibbs e Holtz (1957) (Equação 1) e Skempton (1986) (Equação 2), baseadas no N-SPT. As fórmulas utilizadas são as seguintes:

$$Dr = [N/(0,28\sigma'_{vo} + 16)]^{0,5} \quad (1)$$

$$Dr = [N/(0,28\sigma'_{vo} + 27)]^{0,5} \quad (2)$$

onde: Dr = densidade relativa, N = número de golpes da sondagem SPT e σ'_{vo} = tensão vertical efetiva.

Foram encontrados valores entre 18 e 72%. Desta forma a camada de fragmentos de coral pode ser comparada a uma areia fofa a medianamente compacta. Como existe uma grande variação nos valores do N , a faixa de variação da densidade relativa também é larga.

Foi estimada também a densidade relativa com base nos resultados do ensaio CPT, a partir da correlação de Lancellota (1985), citada por Schnaid (2000). A expressão é a seguinte:

$$Dr = -98 + 66 \log [q_c / (\sigma'_{vo})^{0,5}] \quad (3)$$

onde: D_r = densidade relativa, q_c = resistência de ponta do ensaio CPT e σ'_{vo} = tensão vertical efetiva.

Foram obtidos valores entre 61 e 83%. Estes valores são superiores aos encontrados a partir da sondagem SPT, bem como apresentam uma menor dispersão.

4.3 – Ângulo de atrito interno

O ângulo de atrito interno do material foi estimado a partir da expressão de Meyerhof (1956), citada por Gusmão Filho (1998), em função da densidade relativa. Esta expressão é a seguinte:

$$\phi = 28^\circ + 0,15D_r \quad (4)$$

onde: D_r = densidade relativa em porcentagem, ϕ = ângulo de atrito interno em graus.

Foram encontrados valores entre 31 e 39° para a camada de fragmentos de coral, com base na densidade relativa obtida a partir do SPT. O valor médio do ângulo de atrito é aproximadamente 34°. Com base nos resultados de densidade relativa estimadas a partir do ensaio de cone CPT, foram encontrados valores superiores, variando entre 37 e 41°. O valor médio está na faixa de 39°. Estes valores estão dentro da faixa descrita na literatura para as areias da planície do Recife (Costa, 1960; Gusmão Filho, 1998; Gusmão *et al.*, 2002). A Figura 4 apresenta a variação do ângulo de atrito com a profundidade.

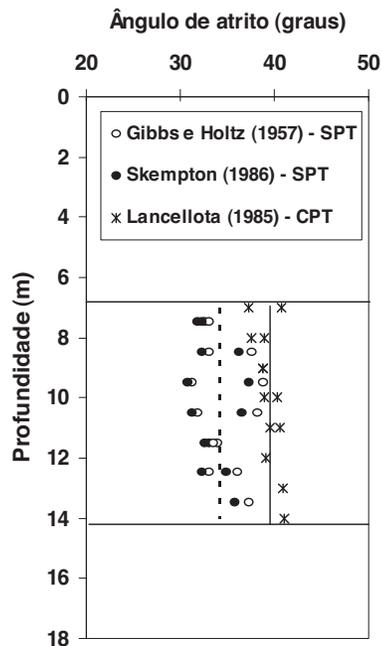


Fig. 4 – Variação do ângulo de atrito com a profundidade – Correlação de Meyerhof (1956) em função da densidade relativa.

4.4 – Módulo de elasticidade

Valores do módulo de elasticidade da camada de fragmentos de coral foram obtidos a partir das correlações de Décourt (1995) e Baldi *et al.* (1986), em função de N e qc, respectivamente. As expressões utilizadas foram as seguintes:

$$E = 3,5N \quad (5)$$

$$E_{25} = 1,5qc \quad (6)$$

onde: E = módulo de elasticidade, N = número de golpes SPT, E_{25} = módulo de elasticidade para 25% da tensão desvio máxima, qc = resistência de ponta do ensaio CPT.

Os resultados obtidos a partir da sugestão de Décourt (1995) variam entre 14 e 80 MPa. Os valores obtidos a partir da expressão de Baldi *et al.* (1986) estão situados entre 11 e 35 MPa. Por outro lado, medições de recalque realizadas no edifício construído apresentaram valores entre 43 e 75 mm (Oliveira *et al.*, 2002). Considerando que a camada compressível do subsolo é praticamente a camada de fragmentos de coral e que o recalque é eminentemente elástico, sendo válida a Lei de Hooke, pode-se encontrar módulos de elasticidade variando entre 9 e 16 MPa. Estes valores estão situados no limite inferior da faixa de resultados encontrados a partir de correlações com os ensaios de campo. Gusmão Filho (1998) apresenta valores do módulo de elasticidade de areias da planície do Recife, obtidos a partir de provas de carga direta, utilizando a teoria da elasticidade. Os valores obtidos variaram entre 13 e 38 MPa, para as areias naturais, e entre 31 e 75 MPa, para as areias compactadas com estacas de areia e brita. Os valores apresentados por Gusmão Filho (1998) para as areias naturais estão muito próximos dos obtidos no presente artigo, a partir do ensaio de cone CPT. O Quadro 1 resume estas comparações.

Quadro 1 – Valores do módulo de elasticidade.

Referência	Solo	E (MPa)
Gusmão Filho (1998)	Areais naturais da planície do Recife	13 a 38
Gusmão Filho (1998)	Areais compactadas do Recife	31 a 75
Presente artigo SPT (Décourt, 1995)	Fragmentos de coral	14 a 80
Presente artigo CPT (Baldi <i>et al.</i> , 1986)	Fragmentos de coral	11 a 35
Presente artigo Medição de recalque	Fragmentos de coral	9 a 16

4.5 – Correlação CPT vs. SPT

Com o objetivo de contribuir com a experiência no ensaio CPT (cone holandês), foi realizado um estudo sobre a correlação dos resultados deste ensaio com a sondagem à percussão. Esta correlação possibilita a transposição de informações entre os dois tipos de ensaios, o que pode ser interessante em projetos de fundação profunda em estacas. Esta transposição, entretanto, deve ser feita com cuidado devido à dispersão dos valores.

Foram obtidos, para a relação qc/N, valores entre 0,65 e 6,5 MPa. A faixa de valores para solos arenosos da literatura varia entre 0,4 e 1,2 MPa (Aoki e Velloso, 1975; Alonso, 1980; Danziger e Velloso, 1986; Robertson *et al.*, 1983). Desta forma o limite superior da faixa de resultados obtidos para a camada de fragmentos de coral está muito acima dos valores descritos na literatura. Existe

uma tendência comprovada internacionalmente da relação qc/N aumentar com o aumento do diâmetro dos grãos do solo, representado pelo diâmetro médio D_{50} (Robertson *et al.*, 1983; Robertson e Campanella, 1983). Considerando que a camada de fragmentos de coral pode apresentar partículas de tamanho muito superior aos solos tradicionais, o aumento na relação qc/N , pode de certa forma ser esperada.

Robertson *et al.* (1983) apresentam uma correlação entre qc/N e o diâmetro médio do solo (D_{50}). A expressão é a seguinte:

$$(qc/pa)/N = 5,44 D_{50}^{0,26} \quad (7)$$

onde: pa = pressão atmosférica, usada para tornar a correlação adimensional.

Robertson *et al.* (1983) apresentam valores da relação qc/N variando até 12, com variação do diâmetro médio até 10 mm. Fazendo-se uma extrapolação da Equação 7 para maiores valores de diâmetro médio, pode-se encontrar valores superiores aos apresentados na literatura, para os solos de granulometria convencional. A Figura 5 ilustra este comentário, indicando também a faixa de valores obtida para a camada de fragmentos de coral, objeto de estudo do presente artigo. Vale registrar ainda que Schnaid (2000) cita que como os dados de Robertson *et al.* (1983) não são corrigidos para levar em conta efeitos relativos à energia de cravação, poro-pressão, etc., a dispersão nos resultados é grande. Maiores estudos, entretanto, são ainda necessários sobre a correlação qc/N , em depósitos de fragmentos de coral.

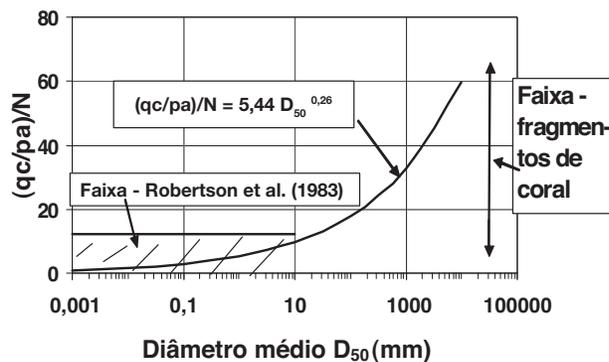


Fig. 5 – Variação de qc/N com o diâmetro da partícula (modificado de Robertson *et al.*, 1983).

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou os parâmetros geotécnicos de um depósito de fragmentos de coral obtidos a partir de ensaios de campo. Pode-se concluir o seguinte:

- A camada de fragmentos de coral pode ser classificada como um material arenoso, a partir do ábaco de Robertson e Campanella (1983);
- Os valores da densidade relativa obtidos a partir de correlações com SPT e CPT indicam que o material estudado pode ser enquadrado como semelhante a uma areia fofa a medianamente compacta;
- Os valores do ângulo de atrito obtidos a partir das correlações utilizadas ficaram situados entre 31 e 41 graus. Os valores obtidos a partir do ensaio CPT foram ligeiramente superiores

- aos obtidos a partir da sondagem à percussão. Estes valores estão dentro da faixa descrita na literatura para as areias da planície do Recife;
- Os resultados para o módulo de elasticidade obtidos a partir da sugestão de Décourt (1995) variam entre 14 e 80 MPa. Os valores obtidos a partir da expressão de Baldi *et al.* (1986) estão situados entre 11 e 35 MPa. Estes resultados foram comparados com valores da literatura e com resultados de retro-análise de medições de recalque;
 - Foram obtidos para a relação q_c/N valores entre 0,65 e 6,5 MPa. Desta forma o limite superior da faixa de resultados obtidos para a camada de fragmentos de coral está muito acima dos valores descritos na literatura.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao Programa de Iniciação Científica da Universidade Católica de Pernambuco – PIBIC/UNICAP, pelo suporte financeiro.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, U. R. (1980). *Correlações entre resultados de ensaios de penetração estática e dinâmica para a cidade de São Paulo*. Revista Solos e Rochas, vol. 3, nº 3, pp. 19-25.
- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An approximate method to estimate the bearing capacity of piles*. Proceedings 5th Pan. Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Buenos Aires.
- Baldi, G.; Bellotti, R.; Ghionna, V.; Jamiolkowski, M.; Pasqualini, E. (1986). *Interpretation of CPTs and CPTUs: Drained Penetration of Sands*. International Geotechnical Seminar, Singapura.
- Costa, A. J. (1960). *O Subsolo do Recife*. Boletim Técnico da Secretaria de Viação e Obras Públicas, Recife, vol. LVIII a LXI.
- Danziger, B. R.; Velloso, D. A. (1986). *Correlações entre SPT e os resultados dos ensaios de penetração contínua*. VIII COBRAMSEG, vol. 1, pp. 103-113.
- Décourt, L. (1995). *Prediction of Load Settlement Relationships for Foundation on the Basis of the SPT-T*. Ciclo de Conferências Internacionais Leonard Zeevart, pp. 87-104, México.
- Dominguez, J. M. L.; Bittencourt, A. C. S.; Leão, Z. M. A. N.; Azevedo, A. E. G. (1990). *Geologia do Quaternário Costeiro do Estado de Pernambuco*. Revista Brasileira de Geociências, vol. 20 (1-4), pp. 208-215.
- Gibbs, H.J.; Holtz, W.G. (1957). *Research on determining the density of sands by spoon penetration testing*. 4th ICOSOMEF, 1, pp. 35-39, Londres.
- Gusmão, A. D.; Pacheco, J. L.; Gusmão Filho, J.A. (2002). *Caracterização tecnológica de estacas de compactação para fins de melhoramento de terrenos*. XII COBRAMSEG, São Paulo.
- Gusmão Filho, J. A. (1998). *Fundações: do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia*. Editora da UFPE, Recife.
- Gusmão Filho, J. A.; Amorim Junior, W. M. (1998). *Propriedades de depósitos de conchas para fins de fundações*. Anais do XI COBRAMSEG, Brasília, vol. 3, pp.1367-1374.

- Laborel, J. L. (1969). *Madréporaires et hydrocoralliaires récifaux des côtes brésiliennes. Systematique, ecologie, repartition verticale et géographie*. Ann. Inst. Oceanogr. Paris, vol. 47, pp.171-229.
- Lancellota, R. (1985). *Geotechnical Engineering*. Balkema, Amsterdam.
- Meyerhof, G. G. (1956). *Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils*. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE, vol. 82 (1), pp. 1-19.
- Oliveira, J. T. R.; Gusmão, A. D.; Araújo, A. G. (2002). *Comportamento tensão-deformação das fundações de três edifícios monitorados*. XII COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo.
- Robertson, P.; Campanella, R. (1983). *Interpretation of cone penetrometer test, Part I: Sand*, Canadian Geot. Journal, vol. 20(4), pp. 718-733.
- Robertson, P.; Campanella, R.; Wightman, A. (1983). *SPT-CPT correlations*. Journal of Geot. Eng., ASCE, vol. 109(11), pp. 1449-1459, New York.
- Schnaid, F. (2000). *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. Editora Oficina de Textos, São Paulo.
- Skempton, A.W. (1986). *Standard penetration test: procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation*. Géotechnique, vol. 36 (3), pp. 425-447.



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

GRUPO CENOR

PORTUGAL, ANGOLA, ARGÉLIA, MARROCOS, ROMÉLIA, TIMOR

CENORGEO - Engenharia Geotécnica, Lda.

Rua das Vigias, 2 . Piso 1 Parque das Nações 1990-506 LISBOA . PORTUGAL
T. +351.218 437 300 F. +351.218 437 301 cenorgeo@cenor.pt

ISO 9001

BUREAU VERITAS
Certification





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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrolo



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


Geocontrolo
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



Engenharia Geotécnica



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

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

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

Escritório do Porto
Rua Eng. Ferreira Dias, n.º 161 2º Andar
4100-247 Porto - PORTUGAL
Tel. 00 351 22 616 74 60 / Fax 00 351 22 616 74 69

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

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

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

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

ENSAIOS IN-SITU *IN-SITU TESTS*

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



INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA *GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION*

Estudo
Projeto
Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

0800 979 3436

www.deltageo.com.br

deltageo@deltageo.com.br

Phone: +55 11 8133 6030

Skype: lcgarab

Radio: 55*7*58920 Nextel

MSN: lcgarab@hotmail.com

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



DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M



Geotécnia e Reabilitação

TEIXEIRA DUARTE ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

• Sede

Lagoas Park – Edifício 2
2740-265 Porto Salvo - Portugal
Tel.: [+351] 217 912 300
Fax: [+351] 217 941 120/21/26

• Angola

Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A
Caixa Postal 2857 - Luanda
Tel.: [+34] 915 550 903
Fax: [+34] 915 972 834

• Argélia

Parc Miremont – Rua A, Nº136 - Bouzareah
16000 Alger
Tel.: [+213] 219 362 83
Fax: [+213] 219 365 66

• Brasil

Rua Iguatemi, nº488 – 14º - Conj. 1401
CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
Tel.: [+55] 112 144 5700
Fax: [+55] 112 144 5704

• Espanha

Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C
28036 Madrid
Tel.: [+34] 915 550 903
Fax: [+34] 915 972 834

• Moçambique

Avenida Julyus Nyerere, 130 – R/C
Maputo
Tel.: [+258] 214 914 01
Fax: [+258] 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt



In Situ
G E O T E C N I A

CURITIBA_PR: 41 3345 1424
VÁRZEA PAULISTA_SP: 11 4596 5921
www.insitu.com.br
insitu@insitu.com.br

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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



CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

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



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

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



LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

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



tgeotecnia

na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

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

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

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

tgeotecnia
Na génese da construção.

a dst group company

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

A Geogrelha certa para cada aplicação



Fortrac®

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

HaTelit®

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



Fornit®

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

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

Acerte na escolha!

HUESKER

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

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

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



PORTUGAL

REGIÃO CENTRO E SUL

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

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

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

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

MOÇAMBIQUE

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

ARGÉLIA

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

BRASIL

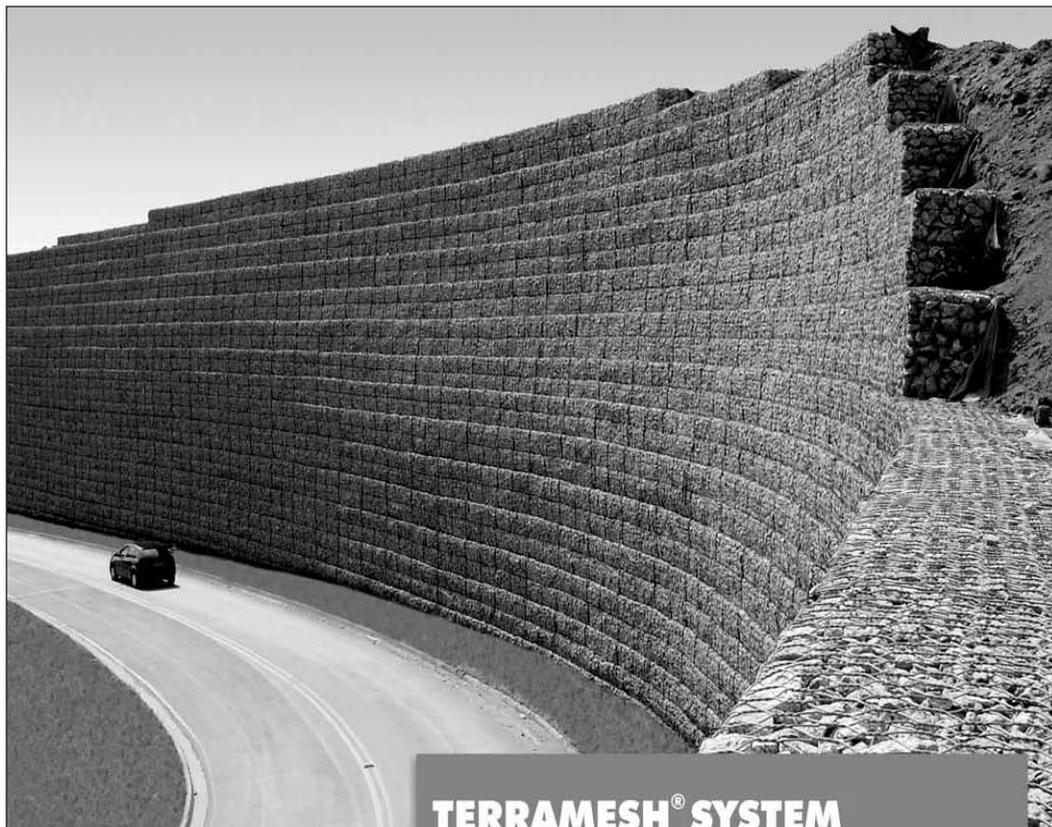
Rio de Janeiro
COBA Ltd. - Rua Bela 1128
São Cristóvão
20930-380 Rio de Janeiro RJ
Tel.: (55 21) 351 50 101
Fax: (55 21) 258 01 026

Fortaleza

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

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

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



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

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

MACCAFERRI

BRASIL

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

PORTUGAL

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

INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores.

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

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

1. Os trabalhos devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa.
2. O trabalho deve ser enviado em suporte informático. Está disponível na página electrónica anteriormente referida um “*template*” para Microsoft Word que o autor poderá utilizar. O título, o(s) nome(s) do(s) autor(es) e o texto do artigo (incluindo figuras, tabelas e/ou quadros) devem ser guardados no suporte informático em ficheiro único e devidamente identificado.
3. O Título do trabalho não deve exceder 75 caracteres incluindo espaços, devendo ser apresentado em português e inglês.
4. A seguir ao título deve(m) ser indicado(s) o(s) nome(s) do(s) autor(es) e em rodapé um máximo de três referências aos seus graus académicos ou cargos profissionais.
5. Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder as 150 palavras, e que será seguido de tradução livre em inglês (abstract). Logo a seguir ao resumo/abstract devem ser indicadas três palavras-chave que indiquem o conteúdo do artigo.
6. Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas.
7. As figuras devem ser fornecidas incluídas no ficheiro do artigo e na sequência adequada. As figuras devem ser a preto e branco. Os autores deverão garantir, na sua preparação, que linhas e símbolos são legíveis no formato de impressão.
8. As equações devem ser numeradas junto ao limite direito da folha.
9. Todos os símbolos devem estar, dum modo geral, em conformidade com a lista publicada no volume dos “Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering” (Tóquio 1977) e com a lista de símbolos organizada em Março de 1970 pela “Commission on Terminology, Symbols and Graphics Representation” da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.
10. As referências bibliográficas no meio do texto devem ser feitas de acordo com a Norma Portuguesa NP-405 de 1996, indicando o nome do autor (sem iniciais) seguido do ano de publicação entre parêntesis [por exemplo: Skempton e Henkel (1975) ou Lupini *et al.* (1981)]. No caso de mais de uma referência relativa ao mesmo autor e ao mesmo ano, devem ser usados sufixos a), b), etc.
11. O artigo deve terminar com uma lista de referências bibliográficas organizada por ordem alfabética do nome (apelido) do primeiro autor, seguido do(s) nome(s) do(s) outro(s) autor(es), e caso o(s) haja, do ano de publicação, do título da obra, editor e local (ou referência completa da revista em que foi publicado).
12. Só serão aceites discussões de artigos publicados até seis meses após a publicação do número da revista onde este se insere. As discussões serão enviadas ao autor, o qual poderá responder. “Discussões” e “Respostas” serão, tanto quanto possível, publicadas conjuntamente.
13. O título das discussões e da resposta é o mesmo do artigo original, acrescido da indicação “Discussão” ou “Resposta”. Seguidamente, deve constar o nome do autor da discussão ou da resposta, de acordo com o estabelecido no ponto 4.
14. As instruções para publicação de discussões e respostas são idênticas às normas para publicação de artigos.

Outras informações e esclarecimentos podem ser pedidos para:

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

- 3 **Algoritmo para modelação do colapso em solos não saturados**
João R. Maranhã, Ana Vieira, Ana Mourinha
- 25 **Aplicação de técnicas de SIG na avaliação de risco de deslizamento em trecho do trem de alta velocidade brasileiro**
Fausto Batista Mendonça, Noris Costa Diniz, Gustavo Macedo de Mello Baptista
- 53 **Inspeção da eficácia de obras de contenção de erosão por meio do GPR**
Lúcia Maria da Costa e Silva, Gustavo Nogueira Dias
- 61 **Geração de metano no Aterro Sanitário Metropolitano Centro, Salvador – Bahia**
Átila Caldas Santos, Sandro Lemos Machado, Miriam de Fátima Carvalho, Júlio César Fialho do Nascimento

NOTA TÉCNICA

- 89 **Parâmetros geotécnicos de um depósito de fragmentos de coral na região nordeste do Brasil**
Joaquim Teodoro Romão de Oliveira, Thiago de Moraes Silva