

127 Março
2013

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 2013-2014

Adriano Virgílio Damiani Bica, UFRGS – Porto Alegre
Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia – Lisboa
Alexandre Tavares, FCTUC – Coimbra
Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ – Rio de Janeiro
António Correia Mineiro, FCT-UNL – Caparica
António Silva Cardoso, FEUP - Porto
António Topa Gomes, FEUP - Porto
António Viana da Fonseca, FEUP – Porto
Armando Antão, FCT-UNL - Caparica
Benedito S. Bueno, USP – São Carlos
Celso Lima, Hidrorumo – Porto
Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG – Pelotas
Cristina Gomes, Coba - Lisboa
Dario Cardoso de Lima, UFV – Viçosa
Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG – Belo Horizonte
Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV – Viçosa
Eduardo Fortunato, LNEC - Lisboa
Ely Borges Frazão – São Paulo
Emanuel Maranha das Neves, IST – Lisboa
Emílio Velloso Barroso, UFRJ – Rio de Janeiro
Eurípedes Vargas Jr., PUC-RIO – Rio de Janeiro
Faíçal Massad, USP – São Paulo
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
Jaime Alberto dos Santos, IST - Lisboa
Jayme de Oliveira Campos, UNESP – São Paulo
João Paulo Bilé Serra, LNEC – Lisboa
João Ribas Maranha, LNEC – Lisboa
Jorge Almeida e Sousa, FCTUC – Coimbra
Jorge Vasquez, EDIA – Beja
José Delgado Rodrigues, LNEC – Lisboa
José F. T. Jucá, UFPE – Recife
José Leitão Borges, FEUP – Porto
José Mateus de Brito, Cenorgeo – Lisboa

José Neves, IST – Lisboa
José Vieira de Lemos, LNEC – Lisboa
Laura Caldeira, LNEC – Lisboa
Lindolfo Soares, USP – São Paulo
Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP – Ouro Preto
Luís Leal Lemos, FCTUC – Coimbra
Luiz Antônio Bressani, UFRGS – Porto Alegre
Luiz Ferreira Vaz, Themag – São Paulo
Luiz Nishiyama, UFU – Uberlândia
Manuel Matos Fernandes, FEUP – Porto
Marcus P. Pacheco, UERJ – Rio de Janeiro
Margareth Mascarenhas Alheiros, UFPE – Recife
Maria da Graça Lopes, ISEL – Lisboa
Maria de Lurdes Lopes, FEUP – Porto
Maria Eugénia Boscov, USP – São Paulo
Maurício Ehrlich, UFRJ – Rio de Janeiro
Milton Vargas, Themag – São Paulo
Nuno Guerra, FCT-UNL – Caparica
Osni José Pejon, USP – São Carlos
Oswaldo Augusto Filho, USP – São Carlos
Paulo Albuquerque, UNICAMP - Campinas
Paulo da Venda Oliveira, FCTUC - Coimbra
Paulo Lopes Pinto, FCTUC - Coimbra
Pedro Guedes de Melo, Consulgeo – Lisboa
Pedro Sêco e Pinto, LNEC – Lisboa
Renato Pinto da Cunha, UnB – Brasília
Ricardo Oliveira, Coba – Lisboa
Ricardo Resende, ISCTE-IUL - Lisboa
Roberto F. de Azevedo, UFV – Viçosa
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** Editorial
José Couto Marques
- 5** Questões de segurança
António Silva Cardoso
- 43** Capacidade de carga de estacas curtas de solo-cimento em solos colapsíveis
**Antonio A. da Silva Segantini
Agatha Stela de Moraes
Adriano Souza
David de Carvalho**
- 61** Desenvolvimento de classes e unidades geo-pedológicas a partir da interação entre a pedologia e a geotecnia
**Franklin dos Santos Antunes
Tácio Mauro Pereira de Campos
Helena Polivanov
Sebastião Barreiros Calderano
Aluisio Granato de Andrade**
- 81** Determinação de parâmetros mecânicos de resíduos sólidos urbanos por meio de ensaios realizados em laboratório
**André Geraldo Cornelio Ribeiro
Roberto Francisco de Azevedo
Eliane Ferreira da Rocha
Izabel Christina Duarte Azevedo
Alessandro Saraiva Loreto**
- NOTA TÉCNICA**
- 105** Investigação geofísica em aterro municipal de resíduos sólidos domiciliares, Cordeirópolis, Brasil
**César Augusto Moreira
Antonio Celso de Oliveira Braga
Cesar D`Abronzon Martinelli**

Editorial

José Couto Marques

Diretor da Revista Geotecnia

A Comissão Editorial 2010-2012 terminou as suas funções com a edição do número anterior.

A Direção da Revista, em seu nome e no da anterior Direção, que desempenhou funções até Abril de 2012, expressa a sua gratidão a todos os membros da Comissão Editorial que de forma ativa e diligente contribuíram para a contínua melhoria da Revista Geotecnia.

A escolha da componente portuguesa da Comissão Editorial para o biénio 2013-2014 foi regida pelos seguintes critérios:

- renovação e ampliação significativa da sua composição, mantendo um número substancial de membros da anterior comissão;
- manutenção possível do equilíbrio desejável entre as diferentes especialidades da Geotecnia.

Face a estes critérios, dos 29 membros da parte portuguesa da Comissão Editorial 2010-2012:

- mantêm-se 24 membros da comissão anterior;
- entram os 3 membros portugueses da anterior Direção da Revista;
- são incluídos 9 novos elementos portugueses que têm dado um contributo ativo como revisores.

A parte brasileira da Comissão Editorial recebeu 2 novos membros, mantendo-se de momento inalterados os restantes 34 elementos.

A Direção da Revista dá as boas vindas aos novos membros da Comissão Editorial, tendo a certeza que o seu contributo será fundamental para a vida da Revista Geotecnia e para o fomento da sua qualidade e prestígio.

A Direção da Revista

QUESTÕES DE SEGURANÇA

Safety issues

António Silva Cardoso*

RESUMO – O presente artigo tem por objetivo ampliar o estudo das incertezas que afetam os comportamentos estruturais, em particular, os das estruturas geotécnicas, através da incorporação de outras fontes de incerteza para além das que são consideradas pela fiabilidade estrutural tradicional. Essas fontes são as que estão associadas aos comportamentos humanos e são as que, na maior parte das situações, constituem a causa mais frequente dos incidentes e acidentes estruturais. Em consequência ressaltam-se as limitações do âmbito das metodologias de fiabilidade estrutural tradicionais e a necessidade de alargar esse âmbito de forma a entrar em linha de conta com outro tipo de incertezas que não são aí tidas em consideração. Nessa linha de atuação exploram-se as diversas perspetivas de abordagem do erro humano e abrem-se pistas metodológicas para a sua modelação. Finalmente, abordam-se os aspetos do comportamento humano que condicionam a qualidade das previsões de custos e de procura, introduzindo-se as linhas gerais de uma metodologia de elaboração de previsões que procura tornar esses condicionalismos.

ABSTRACT – This article aims to expand the study of uncertainties that affect the structural behaviour, in particular, that of geotechnical structures, through the incorporation of other sources of uncertainty besides those that are considered by traditional structural reliability. These sources are those which are associated with human behaviour and are the ones that, in most situations, are the most frequent cause of incidents and accidents. Consequently, the limitations of the scope of traditional structural reliability methodologies are pointed out and the need is stressed to extend this framework to take into account other uncertainties which traditionally are not considered. In this line of action the different approaches to human error in industrial systems are explained and avenues for their modelling are opened up. Finally, the aspects of human behaviour that affect the quality of the forecasts of cost and demand are discussed and the fundamentals of a methodology for forecasting that seek to circumvent those constraints are introduced.

PALAVRAS CHAVE – Fiabilidade, fatores humanos, imprecisão nas previsões de custos e benefícios.

1 – INTRODUÇÃO

O autor do presente artigo, conjuntamente com outros colegas, tem vindo a refletir sobre a problemática da segurança das estruturas geotécnicas (Matos Fernandes *et al.*, 1997; Cardoso *et al.*, 1999; Cardoso e Matos Fernandes, 2001; Cardoso, 2002 e 2004). Essa reflexão tem passado por várias áreas do domínio científico que, globalmente, se pode designar por fiabilidade estrutural. Ultimamente o âmbito da reflexão alargou-se também à análise de risco em obras geotécnicas (Cardoso e Topa Gomes, 2010).

O presente artigo tem por objetivo ampliar o estudo das incertezas que afetam os comportamentos estruturais, em particular, os das estruturas geotécnicas, através da incorporação de outras fontes de incerteza para além das que são consideradas pela fiabilidade estrutural tradicional. Essas fontes são as que estão associadas aos comportamentos humanos e são as que, na maior parte das situações, constituem a causa mais frequente dos incidentes e acidentes estruturais.

* Professor, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. E-mail: scardoso@fe.up.pt

Ainda assim, entendeu-se ser adequado começar o artigo por um apontamento sobre o que se considera ser o maior condicionamento da adesão à realidade das previsões que resultam da aplicação das metodologias da fiabilidade estrutural à geotecnia. Está-se obviamente a falar da dificuldade de caracterização experimental das propriedades dos terrenos com a precisão necessária à obtenção de valores mais ou menos precisos da probabilidade de ocorrência de comportamentos deficientes.

Em seguida chama-se a atenção para o papel decisivo dos comportamentos humanos nos níveis de incerteza que afetam as estruturas, o que, aliás, acontece de forma generalizada noutras atividades. Podem, então, compreender-se as limitações de âmbito da fiabilidade estrutural e a necessidade de alargar esse âmbito de forma a entrar em linha de conta com outro tipo de incertezas que não são aí tidas em consideração.

A secção seguinte está dedicada à explanação de diversas perspetivas de abordagem do erro humano. Abrem-se também pistas metodológicas para a sua modelação.

A última secção versa igualmente sobre um assunto que tem a ver com os fatores humanos, isto é, está centrado nos aspetos do comportamento humano que condicionam a qualidade das previsões de custos e benefícios, introduzindo-se as linhas gerais de uma metodologia de elaboração de previsões que procura tornear esses condicionalismos. Num primeiro olhar, este assunto pode parecer ter pouco a ver com a segurança; todavia, numa análise mais profunda, revela possuir grande capacidade para introduzir importantes fatores condicionantes da segurança, vista numa perspetiva global. Com efeito, as imprecisões nas previsões de custos e de procura que suportaram a decisão para se avançar com certa construção, se atingirem certo nível podem contribuir muito significativamente para a criação de um ambiente pouco propício à segurança, quer no decurso da construção, quer durante o período operacional.

2 – NOTAS SOBRE FIABILIDADE ESTRUTURAL

2.1 – Preâmbulo

Na presente secção procura-se mostrar que nas obras geotécnicas os valores que se estimam para a probabilidade de rotura são decisivamente condicionados pela forma da distribuição probabilística da capacidade resistente. Face a essa demonstração discute-se a possibilidade de, em situações usuais da prática comum, se conseguir caracterizar aquela distribuição com a suficiente precisão, ajustada aos níveis que são exigidos para a referida probabilidade.

2.2 – Dificuldades na definição dos modelos probabilísticos

Num texto apresentado no 8º Congresso Nacional de Geotecnia (Cardoso, 2002) discutiu-se a influência do tipo de distribuição na probabilidade de rotura. Para tal usaram-se os conceitos de fiabilidade ou confiança e de probabilidade de rotura, complementar do anterior. Dado um sistema com capacidade resistente caracterizada pela variável aleatória R, sujeito ao efeito das ações aleatório E, designa-se por fiabilidade ou confiança, P_c , à probabilidade de E ser menor do que ou igual a R. Se E e R forem variáveis independentes, a probabilidade de rotura é definida por (Benjamim e Cornell, 1970):

$$P_f = 1 - P_c = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(r) dr - \int_{-\infty}^{\infty} F_E(r) f_R(r) dr = \int_{-\infty}^{\infty} [1 - F_E(r)] f_R(r) dr \quad (1)$$

f_R é a função de densidade de probabilidade da variável R e F_E a função de distribuição acumulada da variável E. Na Fig. 1 apresenta-se graficamente o valor da probabilidade de rotura de acordo com a expressão anterior, ou seja, a área limitada pela função $[1 - F_E(r)] f_R(r)$.

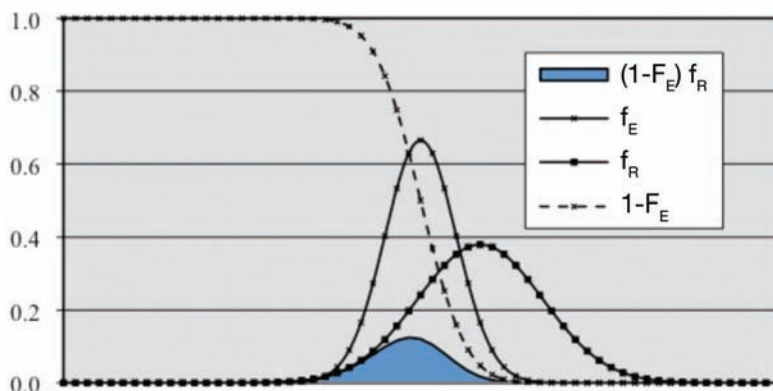


Fig. 1 – Representação gráfica do valor da probabilidade de rotura dadas as funções probabilísticas das variáveis E e R.

Note-se que quando o termo $[1 - F_E(r)]$ tem um valor elevado, o termo $f_R(r)$ é próximo de zero (lado esquerdo); quando este último possui uma grandeza significativa, o primeiro é próximo de zero (lado direito). Significa isto que as parcelas que mais contribuem para o valor do integral da expressão (1), isto é, para a probabilidade de rotura, são as que se situam na zona intermédia, onde nenhum dos dois termos é demasiado pequeno, como se vê na Fig. 1.

Tendo em vista apreciar a influência do tipo de distribuição no valor da probabilidade de rotura, admitiu-se que ambas as variáveis exibissem distribuições normais ou lognormais equivalentes e procedeu-se à resolução numérica do integral da expressão (1) para as seguintes 4 hipóteses: 1ª) E e R com distribuição normal; 2ª) E e R com distribuições lognormal e normal, respetivamente; 3ª) E e R com distribuição lognormal; 4ª) E e R com distribuições normal e lognormal, respetivamente. A resolução foi feita por tentativas de modo a obter-se probabilidades fixas de 10^{-1} , 10^{-2} , 10^{-3} e 10^{-4} para o caso de as duas variáveis se distribuírem normalmente. Usaram-se 3 pares de valores diversos para os coeficientes de variação das duas variáveis.

No Quadro 1 apresentam-se os resultados obtidos, isto é, o valor da razão entre a probabilidade de rotura em cada uma das hipóteses (quanto ao tipo de distribuição) e a probabilidade calculada quando se admitem ambas as variáveis normais. Consta-se que:

- se a probabilidade de rotura for muito elevada (10^{-1}) o tipo de distribuição é irrelevante;
- o tipo de distribuição do efeito das ações só afeta com algum significado a probabilidade de rotura (aumenta se a distribuição for lognormal) quando o respetivo coeficiente de variação é semelhante (ou superior) ao da capacidade resistente e tanto mais quanto menor for a probabilidade de rotura alvo; note-se que, na grande maioria das obras geotécnicas, o coeficiente da variação do efeito das ações é menor, por vezes, muito menor, do que o coeficiente de variação da capacidade resistente; tal pode não acontecer quase exclusivamente no caso de fundações de edificações predominantemente sujeitas a ações variáveis;
- a probabilidade de rotura é decisivamente afetada pelo tipo de distribuição da capacidade resistente para as probabilidades de rotura usualmente exigíveis (10^{-3} e 10^{-4}) e tanto mais quanto maior for o respetivo coeficiente de variação; com efeito, se a distribuição da capacidade resistente for lognormal, a probabilidade de rotura pode, em alguns casos, diminuir de uma ou mesmo de duas ordens de grandeza.

Em suma, em obras geotécnicas, nas quais, usualmente, predominam as incertezas associadas às capacidades resistentes dos terrenos, e em situações de dimensionamento correntes, a que corres-

pondem probabilidades de rotura da ordem de 10^{-3} a 10^{-4} , estas são afetadas pelo tipo de distribuição dessas capacidades. A probabilidade de rotura diminui se as distribuições forem lognormais visto que a cauda “esquerda” da distribuição lognormal é menos alongada do que a da distribuição normal.

Quadro 1 – Variação da probabilidade de rotura em relação ao caso em que ambas as variáveis são normalmente distribuídas.

Variáveis com distribuição normal					Razão $P_{F-D/D} / P_{F-N/N}$ (sendo $D/D = LN/N, LN/LN$ ou N/LN)		
V_E	V_R	$FS_m = R_m/E_m$	$FS_k = R_k/E_k$	$P_{F-N/N}$	E-Lognorm. R-Norm.	E-Lognorm. R-Lognorm.	E-Norm. R-Lognorm.
0,1	0,1	1,20	0,86	10^{-1}	101%	98%	97%
0,067	0,1	1,17	0,88		100%	96%	95%
0,1	0,15	1,28	0,83		100%	92%	92%
0,1	0,1	1,40	1,01	10^{-2}	112%	85%	71%
0,067	0,1	1,35	1,02		104%	66%	61%
0,1	0,15	1,61	1,04		104%	45%	41%
0,1	0,1	1,58	1,13	10^{-3}	127%	62%	39%
0,067	0,1	1,51	1,14		107%	32%	27%
0,1	0,15	1,96	1,27		105%	10%	7%
0,1	0,1	1,75	1,26	10^{-4}	142%	37%	15%
0,067	0,1	1,67	1,26		110%	11%	8%
0,1	0,15	2,38	1,55		106%	< 1%	< 1%

Ora é precisamente o maior alongamento da cauda “esquerda” da distribuição normal que justifica as maiores probabilidades de rotura que lhe estão associadas. De facto, ao ser mais alongada para o lado referido, os valores do termo $[1 - F_E(r)]$ que lhe correspondem são mais elevados do que no caso da distribuição lognormal. Conclui-se, assim, que sendo desejável que a probabilidade de rotura possua um valor baixo (em geral, inferior a 10^{-3}), um aspeto determinante desse valor é a forma da cauda “esquerda” da distribuição da capacidade resistente.

2.3 – Probabilidade de rotura e valor característico da capacidade resistente

O quantil de ordem 5% é frequentemente usado para definir o valor característico, R_k , da capacidade resistente, no caso presente. Considere-se também os quantis de ordem 1% e 0,1%, definidos de modo equivalente. A Fig. 2 ilustra a relação entre P_f e os quantis de ordem 5% (R_k), 1% e 0,1%, supondo que ambas as variáveis, capacidade resistente e efeito das ações, se distribuem normalmente com coeficientes de variação, respetivamente, iguais a 0,10 e 0,15. No caso representado na Fig. 2, constata-se que:

- para probabilidades de rotura elevadas, da ordem de 10^{-1} , os valores da capacidade resistente que afetam P_f distribuem-se em torno do valor característico (R_k , quantil de ordem 5%);
- para probabilidades da ordem dos 10^{-2} os valores da capacidade resistente que afetam P_f distribuem-se em torno do quantil de ordem 1%;
- para probabilidades da ordem de grandeza das geralmente usadas no dimensionamento geotécnico (iguais ou menores do que 10^{-3}) os valores da capacidade resistente que interferem são muito inferiores a R_k , distribuem-se em torno do quantil de ordem 0,1% ou menor.

Foram testados outros valores para os coeficientes de variação tendo-se chegado a resultados semelhantes. Portanto, para se obter previsões credíveis dos níveis da probabilidade de rotura considerados usuais no dimensionamento geotécnico há que dispor da caracterização da capacidade resistente em torno dos valores do quantil de ordem 0,1%.

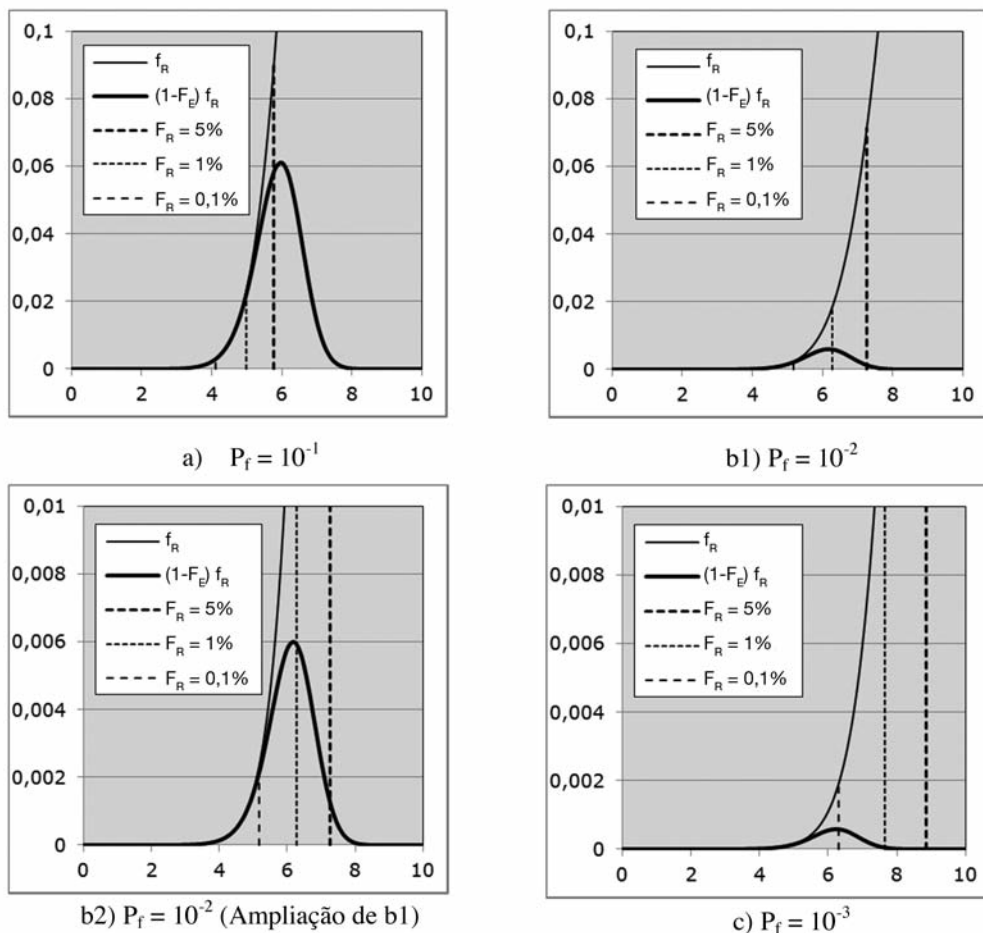


Fig. 2 – Relação entre a probabilidade de rotura e os quantis de ordem 5% (valor característico), 1% e 0,1% da capacidade resistente.

2.4 – Caracterização das variáveis primárias através de resultados experimentais

Branco (2011) levou a cabo um largo conjunto de ensaios de corte direto, entre outros, tendo como objetivo caracterizar a variabilidade natural de um solo residual do granito do Porto. Foram selecionados 10 locais relativamente próximos uns dos outros e, para cada local, foram realizados 4 ensaios com as seguintes tensões normais: 25, 50, 75 e 100 kPa. No Quadro 2 mostram-se os resultados obtidos.

Dispõe-se, portanto, de um conjunto de dimensão inusual – 40 ensaios – de resultados de caracterização mecânica de um solo. Na Fig. 3 faz-se a representação gráfica desses resultados. Como é de esperar, a relação resistência máxima / tensão normal diminui com o aumento do confinamento; os coeficientes de variação são da ordem dos 0,11 a 0,15, valores que se podem considerar usuais.

Por sua vez, a relação resistência a volume constante / tensão normal é praticamente independente do confinamento, sendo o correspondente coeficiente de variação da ordem dos 0,07.

Quadro 2 – Resultados, em termos de tensão resistente de corte / tensão normal, dos ensaios de corte direto de um solo residual de granito do Porto (Branco, 2011).

Tensão normal (kPa)	Resistências máximas				Resistências a volume constante			
	25	50	75	100	25	50	75	100
Conjunto 1	1,349	1,058	1,018	0,985	0,820	0,819	0,759	0,735
Conjunto 2	1,150	1,104	1,247	0,852	0,899	0,791	0,919	0,761
Conjunto 3	1,211	1,234	1,106	0,844	0,738	0,784	0,763	0,655
Conjunto 4	1,092	1,296	1,031	0,947	0,694	0,814	0,795	0,790
Conjunto 5	0,894	1,220	0,802	0,839	0,875	0,850	0,802	0,712
Conjunto 6	1,079	1,082	0,862	1,042	0,873	0,799	0,793	0,771
Conjunto 7	1,198	1,131	1,075	0,831	0,723	0,775	0,785	0,661
Conjunto 8	1,084	0,996	1,008	1,037	0,834	0,765	0,777	0,801
Conjunto 9	0,853	0,870	1,137	0,802	0,853	0,726	0,840	0,745
Conjunto 10	1,357	0,899	0,831	1,025	0,801	0,787	0,766	0,741
Média	1,127	1,089	1,012	0,920	0,811	0,791	0,800	0,737
Desvio padrão	0,166	0,140	0,143	0,096	0,071	0,034	0,048	0,049
Coeficiente variação	0,148	0,129	0,141	0,105	0,087	0,042	0,060	0,067
					Média global			0,785
					Desvio padrão global			0,058
					Coef. variação global			0,073

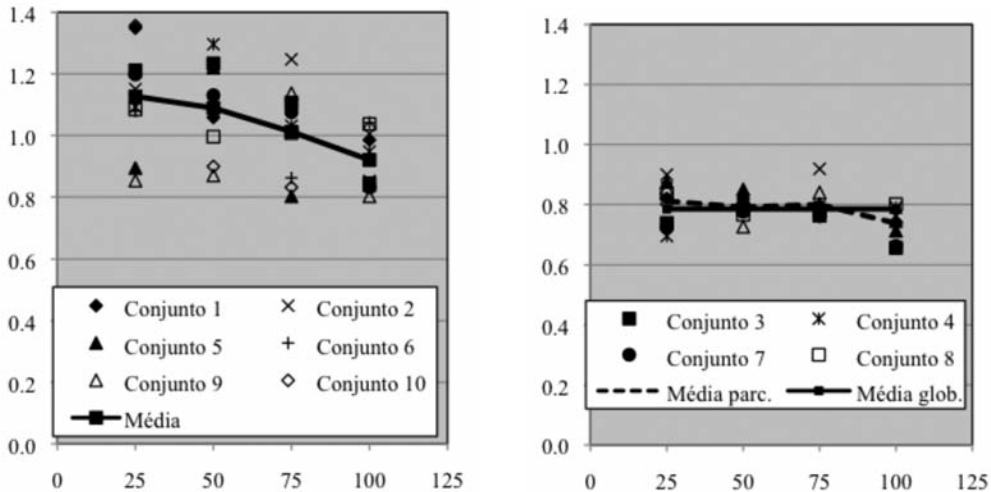


Fig. 3 – Resultados dos ensaios de corte direto (diagramas tensão normal versus resistência ao corte sobre tensão normal, σ_n ; τ/σ_n): a) resistências máximas; b) resistências a volume constante.

A amostra de 40 valores da relação τ/σ_n (sendo τ a resistência a volume constante) do solo está tratada estatisticamente na Fig. 4. Na figura estão também representadas as distribuições estatísticas

normal e lognormal, com o valor médio e o desvio padrão indicados no Quadro 2 (valores globais) e os quantis de ordem 0,1%, 1%, 5% (valor característico) e 95% da distribuição normal. Com se pode ver no Quadro 3 os valores dos referidos quantis da distribuição lognormal são razoavelmente semelhantes aos da distribuição normal.

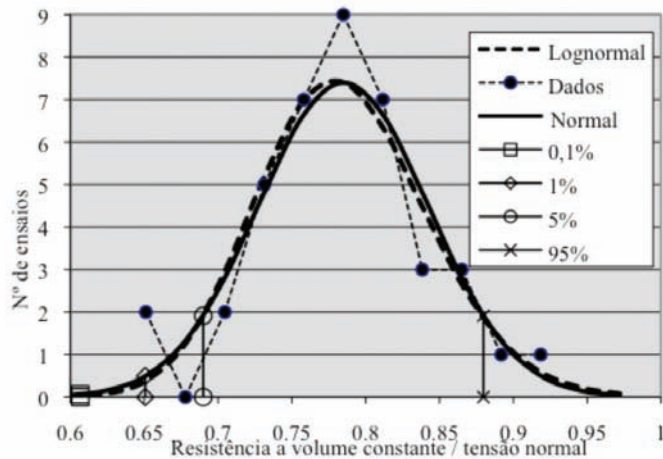


Fig. 4 – Distribuição dos resultados dos 40 ensaios de corte direto (τ/σ_n , τ resistência a volume constante) e distribuições normal e lognormal definidas pelos parâmetros estatísticos da amostra.

Quadro 3 – Comparação dos valores dos quantis de ordem 0,1%, 1%, 5% e 95% das distribuições normal e lognormal equivalente.

Quantil de ordem	Normal	Lognormal
0,1%	0,607	0,624
1%	0,651	0,660
5%	0,690	0,694
95%	0,880	0,883

É, então, possível concluir o seguinte:

- os dados experimentais são bem caracterizados tanto pela distribuição normal como pela lognormal;
- há resultados experimentais que se situam entre os quantis de ordem 1% e 5%, por um lado, e 95% e 99%, por um outro; em qualquer dos casos há dois valores que se situam nesses intervalos, o que está de acordo com o que seria de esperar visto que $2 / 40 = 5\%$;
- todavia não há nenhum valor experimental no intervalo entre os quantis 0,1% e 1%, o que também não é de estranhar dado que, para que razoavelmente tal pudesse acontecer, a amostra deveria ter uma dimensão da ordem de 100;
- obviamente que a ocorrência de valores experimentais inferiores ao quantil de ordem 0,1% exige amostras com tamanho superior a 100; relembre-se que, como se mostrou em 2.3, a possibilidade de elaboração de previsões credíveis para níveis da probabilidade de rotura considerados usuais no dimensionamento geotécnico depende de que se disponha da caracterização da capacidade resistente em torno dos valores do quantil de ordem 0,1%.

Em suma, apesar da dimensão inusual da amostra subsiste a dificuldade de caracterização da cauda “esquerda” da distribuição da resistência.

2.5 – Distribuição probabilística das variáveis secundárias

Como se salientou rigorosamente em 2.2, a forma da cauda “esquerda” da distribuição da capacidade resistente afeta de forma determinante o valor da probabilidade de rotura.

Nas metodologias analíticas de avaliação da segurança, as variáveis primárias (ações, resistências, dimensões, etc.) são caracterizadas experimental (como se ilustrou em 2.4) ou regulamentarmente, derivando-se a partir destas as variáveis secundárias (efeitos das ações e capacidades resistentes), em cuja comparação – através de diversos processos – se baseia a verificação da segurança. Conhecidas as distribuições probabilísticas das variáveis primárias, as distribuições das variáveis secundárias (tendo em vista a avaliação da probabilidade de rotura) podem ser obtidas ou inferidas de diversos modos, mais ou menos complexos (através da caracterização dos valores médios e dos desvios padrão, através de métodos de simulação tipo Monte Carlo, etc.). A descrição desses métodos sai fora do âmbito do presente artigo.

Para ilustrar de um modo simples, através de um exemplo, a relação entre as distribuições das variáveis primárias e as das variáveis secundárias, considere-se a capacidade de carga de uma fundação direta contínua (bidimensional) em condições drenadas. Seleciona-se este problema porque é dos que, no âmbito da geotecnia, apresenta uma não linearidade mais acentuada.

$$q_u = q_0 N_q + 0,5 B \gamma N_\gamma \quad \text{com} \quad N_q = e^{\pi \tan \varnothing} \tan^2 (45 + \varnothing/2) \quad \text{e} \quad N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varnothing \quad (2)$$

Admitindo que a fundação assenta na superfície do terreno ($q_0 = 0$) tem-se:

$$q_u / 0,5 B \gamma = N_\gamma \quad (3)$$

O estudo da função de densidade de probabilidade da variável secundária, N_γ , segue os passos subsequentes:

- admite-se para a variável primária, ϕ , uma distribuição normal;
- como a função $N_\gamma(\phi)$ é continuamente crescente adota-se o método proposto por Benjamim e Cornell (1970) para obter a distribuição da variável secundária; esse método, que está descrito na Fig. 5, baseia-se no facto de, nas condições referidas, a função de densidade de probabilidade de N_γ , $f_{N_\gamma} = f_Y$, obedecer à seguinte condição: $f_{N_\gamma} = f_Y = f_X \frac{dx}{dy}$ ($f_X = f_\phi$);
- de posse da função f_{N_γ} é trivial calcular os respetivos valor médio, $N_{\gamma m}$, e desvio padrão, σ_{N_γ} ;
- dispondo-se do valor médio e do desvio padrão testa-se a forma da distribuição, comparando-a com a distribuição lognormal.

Os cálculos foram efetuados admitindo para o ângulo de atrito um valor médio de 30° e para o coeficiente de variação 3 hipóteses: 0,10, 0,15 e 0,20. A Fig. 6 mostra os resultados obtidos; em todos os 3 casos apresenta-se um pormenor das figuras de modo a tornar mais claro o andamento das distribuições até aos valores correspondentes ao quantil de 5%.

Constata-se que a distribuição de N_γ é quase exatamente lognormal para valores do coeficiente de variação V_ϕ menores ou iguais a 0,15; quando V_ϕ assume valores maiores ou iguais a 0,20, a distribuição da variável secundária afasta-se um tanto da lognormal, tanto mais quanto maior for aquele valor.

A grande maioria das vezes não se dispõe da distribuição das variáveis primárias, mas apenas dos seus parâmetros estatísticos fundamentais, os valores médios e os coeficientes de variação (ou

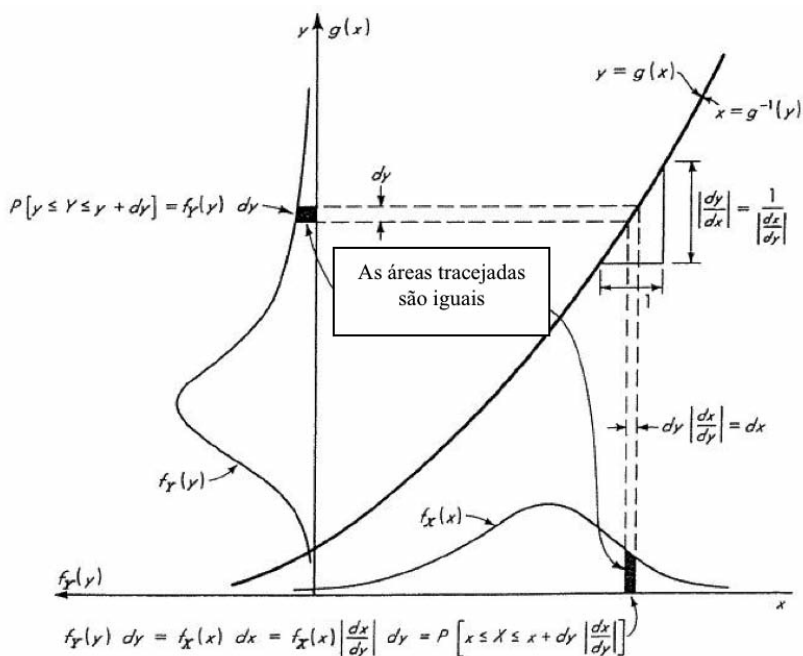


Fig. 5 – Obtenção da função de densidade de probabilidade da variável secundária, y , a partir da distribuição da variável primária, x , e da função $y = g(x)$.

os desvios padrão). Considere-se, então, uma variável dependente de diversas variáveis primárias, $y = g(x_i)$. Aproximando esta função por um polinómio definido por uma série de Taylor centrada nos valores médios das variáveis X_{mi} , cada termo da série afeta os valores da média, Y_m , e do desvio padrão, σ_Y , mas, se a não linearidade da função e a aleatoriedade das variáveis primárias não forem muito acentuadas, os dois primeiros termos da série são suficientes para se obter estimativas razoáveis daqueles dois valores através das seguintes expressões (ver, por exemplo, Cardoso, 2002):

$$Y_{m-ap} \cong g(X_{mi}) \quad e \quad \sigma_{Y-ap} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\partial g(x_i)}{\partial x_i} \right)_{X_{mi}} \sigma_{X_i} \right]^2} \quad (4)$$

No caso presente, em que, por simplicidade, se considerou haver uma única variável primária, as estimativas do valor médio, $N_{\gamma m-ap}$, e do desvio padrão, $\sigma_{N_{\gamma-ap}}$, são feitas pelas equações:

$$N_{\gamma m-ap} \cong N_{\gamma}(\phi_m) \quad e \quad \sigma_{N_{\gamma-ap}} = \left(\frac{dN_{\gamma}}{d\phi} \right)_{\phi_m} \sigma_{\phi} \quad (5)$$

Usando estes valores aproximados calculou-se a distribuição lognormal para cada um dos três casos em análise. Na Fig. 6 estão também representadas essas distribuições aproximadas. Verifica-se que, de uma forma geral, o ajuste é muito razoável, particularmente na zona que mais interessa para a mais precisa avaliação da probabilidade de rotura, a saber, a cauda “esquerda” das distribuições. Como é de esperar, o ajuste vai piorando à medida que aumenta o coeficiente de variação V_{ϕ} .

Se, à partida, se admitir uma distribuição lognormal para a variável primária chega-se a conclusões similares.

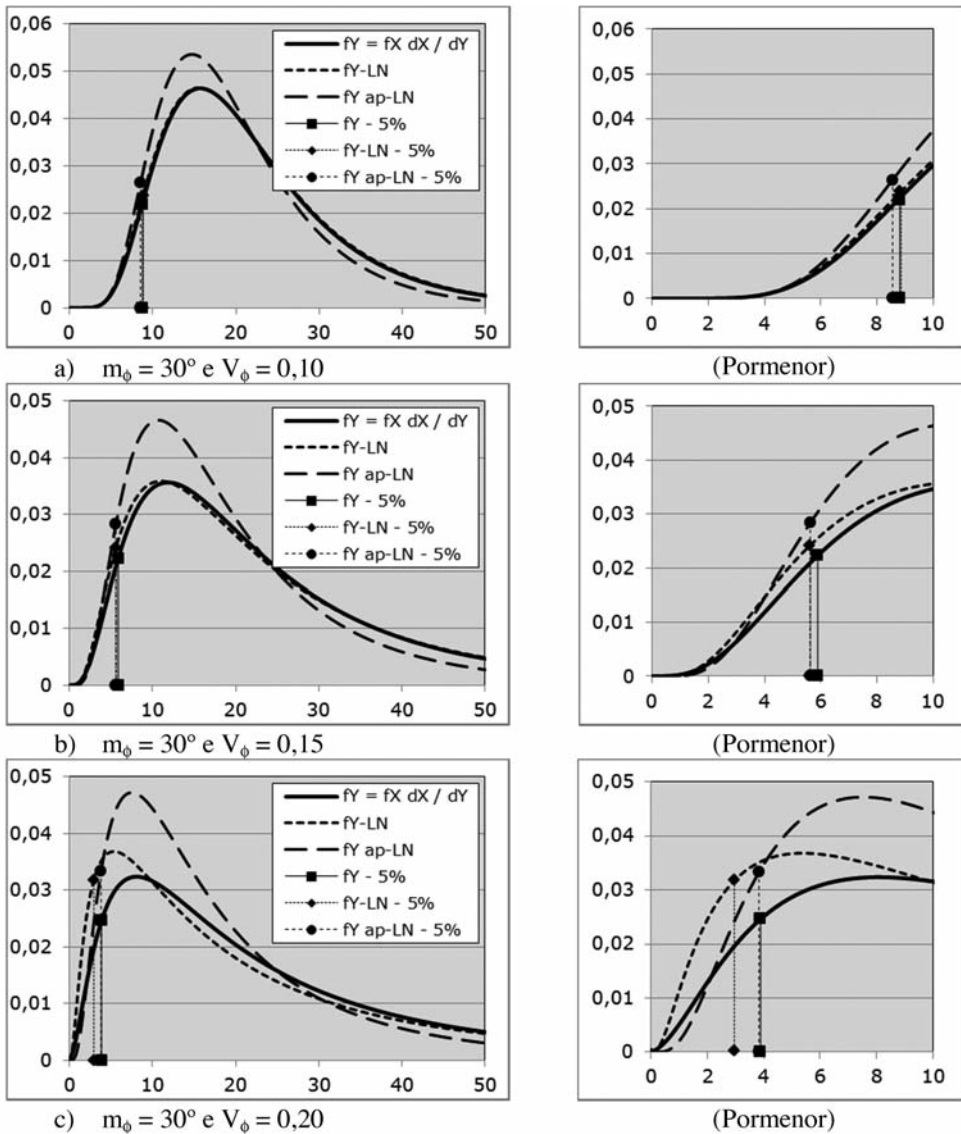


Fig. 6 – Função de densidade de probabilidade de N_r , sendo $m_\phi = 30^\circ$ e V_ϕ variável.

2.6 – Resumo

Na presente secção mostrou-se que:

- sendo desejável que a probabilidade de rotura possua um valor baixo (em geral, menor do que 10^{-3}), um aspeto determinante desse valor é a forma da cauda “esquerda” da distribuição da capacidade resistente;
- para se obterem previsões credíveis dos níveis da probabilidade de rotura considerados usuais no dimensionamento geotécnico há que dispor da caracterização da capacidade resistente em torno dos valores do quantil de ordem 0,1%;

- na caracterização experimental de parâmetros geotécnicos e, em particular, mecânicos, para se obterem valores inferiores ao quantil de ordem 0,1% é, em regra, necessário realizar um número de ensaios superior a 100; tal quantidade é completamente inusual, donde deriva a dificuldade, mesmo impossibilidade de caracterização experimental da cauda “esquerda” da distribuição da resistência (ver também Yao e Kawamura, 2001, e Madsen *et al.*, 2006);
- os parâmetros probabilísticos das variáveis secundárias, designadamente das capacidades resistentes, podem ser estimados com suficiente precisão através de expressões relativamente simples com base nos parâmetros correspondentes das variáveis primárias; tal é tanto mais certo quanto menos acentuadas forem a não linearidade da função de ligação da variável secundária com as primárias e a aleatoriedade destas últimas.

É, então, pertinente colocar-se a seguinte questão: sendo geralmente praticamente impossível definir experimentalmente a forma da cauda “esquerda” da distribuição da capacidade resistente e sendo, por outro lado, pouco diferentes os “miolos” (onde, em regra, se situam os valores experimentais disponíveis) das distribuições normal e lognormal, qual deve ser o tipo de distribuição que se pressupõe?

De um ponto de vista lógico, baseado na impossibilidade física de ocorrerem capacidades resistentes negativas, é-se conduzido à escolha da lognormal. Sem embargo, deve ter-se presente que a probabilidade de ocorrência desse tipo de valores inerente à forma da distribuição normal é, regra geral, pequeníssima.

Numa perspetiva racional, entende-se que, sendo possível, se deve estudar a forma da dependência das variáveis secundárias em relação às primárias e decidir em conformidade. Foi o que se procurou ilustrar no parágrafo 2.5, para o caso da capacidade de carga de sapatas corridas.

Como decorre do que se mostrou em 2.2, a opção por uma atitude prudente implica que deve ser seleccionada a distribuição normal. Da consulta da bibliografia parece ao autor que esta é, efetivamente, a opção mais usual. No entanto, há autores que optam pela distribuição lognormal, como é o caso de Duncan (2000). Um documento do U. S. Army Corps of Engineers (1999) também se inclina pela distribuição lognormal, sem deixar de referir outras, como as distribuições normal, uniforme e beta, que podem ser aplicadas no domínio da geotecnia. Nesse documento salienta-se que, em regra, a distribuição de probabilidades de uma variável aleatória é pressuposta, sendo a escolha condicionada pelo facto de certas distribuições tornarem os cálculos mais fáceis. De facto, em geral não se dispõe de dados suficientes para que se consiga provar inequivocamente que uma dada variável aleatória se ajusta a uma certa distribuição; como é sabido o mais que se consegue é testar a qualidade do ajuste entre o conjunto de dados disponíveis e uma ou mais distribuições candidatas, usando testes estatísticos, tais como os testes χ^2 e Kolmogorov-Smirnov.

A discussão anterior põe em relevo as dificuldades das análises de fiabilidade, não se devendo nunca tomar os valores que se obtêm pelo seu significado absoluto. Esta circunstância, torna, por outra parte, aconselhável que se mantenham os cálculos mais tradicionais baseados nos fatores de segurança. Seja como for, na linha do que defende Duncan (2000), considera-se que, sempre que possível, nas verificações da segurança, para além de se usar os fatores de segurança, se deve também procurar avaliar a probabilidade de rotura. De facto, com um pequeno esforço de cálculo adicional, o necessário à realização das análises de fiabilidade, obtém-se uma visão bastante mais profunda e completa da questão da segurança da estrutura em estudo.

3 – FIABILIDADE E FIABILIDADE ESTRUTURAL

3.1 – Preâmbulo. Prevalência dos erros humanos

Apesar de todos os potentes desenvolvimentos teóricos que tem experimentado (sendo que, na prática, a validade das suas previsões é condicionada pelas dificuldades de caracterização, como se

viu), na atualidade é perfeitamente reconhecido que a teoria da fiabilidade estrutural é insuficiente para interpretar o comportamento observado das estruturas reais. Com efeito, quando ocorrem colapsos estruturais em geral não é porque as solicitações tenham ultrapassado o que era suposto que as estruturas deveriam ser capazes de suportar, o que aponta para que as causas ou resultam de erros humanos ou derivam de ações excepcionais não previsíveis (Madsen *et al.*, 2006). Com efeito, o erro humano é provavelmente o fator que mais contribui para a ocorrência de danos materiais e pessoais e para a perda de vidas. O erro humano tem também um impacto significativo na qualidade, produtividade e, finalmente, nos resultados das empresas e atividades.

Matousek e Schneider (1976) concluíram que os colapsos estruturais quase sempre são causados por erros humanos grosseiros. O mesmo afirma Allen (1983) depois de ter feito um levantamento da bibliografia da especialidade. A maioria das estimativas indica que, na indústria da construção, 70 a 90% dos acidentes e incidentes são devidos a erros humanos (Vrouwenvelder *et al.*, 2009) cometidos:

- no decurso da elaboração dos projetos (erros conceptuais, má interpretação das regras, erros de cálculo, erros de *software*, erros dos desenhos);
- durante a construção (incumprimento ou tergiversação das especificações, má qualidade do trabalho humano, materiais de qualidade inferior);
- durante o período de uso (erros de operação, de inspeção, de manutenção e de remodelação / renovação).

Pelo seu lado Sowers (1993) realça também a importância dos fatores humanos na engenharia geotécnica. O estudo que efetuou de mais de 500 incidentes e acidentes em fundações, bem documentados, mostrou que a maioria (88%) foi devida a deficiências humanas; apenas 12% dos fracassos foram causados por falta de tecnologia. Sowers faz diversas sugestões para melhorar os fatores humanos, incluindo uma melhor educação, o reforço da aplicação das leis de controlo da prática da engenharia, o aumento da consciencialização dos engenheiros das suas limitações, a melhoria das comunicações e o desenvolvimento de adequados níveis de diligência, de cuidados e de responsabilidade. Na mesma linha, Veiga Pinto (2008) realça que, no domínio das barragens, 90% dos acidentes se devem ao fator humano.

O panorama traçado para a engenharia geotécnica e, em geral, para as atividades de construção também se verifica noutras indústrias ou setores de atividade. Estima-se que entre 90% e 95% dos acidentes e incidentes de aviação são provocados por fatores humanos. Estudos realizados no âmbito da indústria química conduzem a conclusões idênticas, como se constata observando o Quadro 4 (AICE, 1994). Por exemplo, o estudo realizado por Uehara e Hasegawa (1986) sobre incêndios ocorridos em instalações da indústria química japonesa entre 1968 e 1980 indica que, de um total de 120 acidentes, aproximadamente 45% foram atribuídos a erro humano. Se os projetos inadequados e os materiais impróprios forem também considerados erro humano, aquele número sobe para 58%. Esta percentagem não experimentou alteração significativa ao longo dos doze anos examinados.

Acrescendo a estes estudos formais de erro humano na indústria química, quase todas as investigações de acidentes graves nos últimos anos têm mostrado que o erro humano foi um fator causal significativo ao nível da conceção, da gestão dos processos ou das operações de manutenção (AICE, 1994).

3.2 – Inquérito sobre maus comportamentos estruturais na Grã-Bretanha

As instituições inglesas ICE (*Institution of Civil Engineers*) e IStructE (*Institution of Structural Engineers*) criaram em 1976 o SCOSS (*Standing Committee on Structural Safety*) dedicado à identificação e estudo dos fatores que afetam a segurança das estruturas. No âmbito do SCOSS em 2005

Quadro 4 – Estudos sobre o erro humano na indústria química (AICE, 1994).

Estudo	Resultados do estudo
Joschek (1981)	80-90% de todos os acidentes na indústria química devidos a erro humano
Rasmussen (1989)	Estudo de 190 acidentes em instalações da indústria química; as 4 causas principais foram: <ul style="list-style-type: none">• insuficiência de conhecimentos – 34%• erros nos processos – 24%• erros de projeto – 32%• erros do pessoal – 16%
Butikofer (1986)	Causas de acidentes em unidades petroquímicas e de refinação: <ul style="list-style-type: none">• falhas do projeto e dos equipamentos – 41%• inspeção inadequada – 5%• falhas do pessoal e de manutenção – 41%• outras – 2%• procedimentos inadequados – 11%
Uehara e Hasegawa (1986)	O erro humano foi responsável por 58% dos incêndios em refinarias; as causas foram as seguintes: <ul style="list-style-type: none">• outros erros – 27%• falhas na operação – 11%• inspeções inadequadas – 19%• materiais impróprios – 10%• gestão inadequada – 12%• reparações incorretas – 9%• projetos inadequados – 12%

foi lançada a iniciativa denominada CROSS (*Confidential Reporting on Structural Safety*), a qual visa contribuir para o melhoramento da segurança estrutural e para a redução das roturas através da recolha e tratamento de dados relativos a casos exemplares de comportamento estrutural deficiente. Os dados são recolhidos em relatórios confidenciais produzidos por membros das duas instituições acima indicadas nos quais se descrevem os comportamentos deficientes e se indicam as suas causas.

Num memorando recente (Soane, 2007), em que se resumem os resultados dos relatórios confidenciais recebidos até à data, os dados são agrupados em 3 categorias: preocupações relativas ao projeto, preocupações relativas à construção e preocupações relativas à operação. No Quadro 5 e na Fig. 7 dá-se conta dos resultados atuais da iniciativa CROSS. As razões mais apontadas nos inquéritos para justificar os maus comportamentos estruturais são:

- no âmbito dos projetos – principalmente deficiências de projeto, resultado de se ter ignorado certos princípios básicos, e, depois, dificuldades na assunção de responsabilidades e incumprimentos regulamentares; estas 3 razões envolvem mais de 70% das respostas;
- no que concerne às construções – as três principais razões, que em conjunto colhem mais de 60% das respostas, são o uso de materiais impróprios e a experiência e supervisão inadequadas;
- no tocante às fases operacionais – a distribuição das respostas pelos diversos fatores é muito repartida, sendo atribuída uma algo maior responsabilidade ao mau desempenho de componentes e às operações de remodelação e alteração.

Quadro 5 – Resumo dos resultado dos inquéritos CROSS sobre maus comportamentos estruturais (Soane, 2007).

Preocupações relativas ao projeto			
Deficiências de análise ou de projeto	37,4%	Responsabilidades não assumidas	18,9%
Incumprimento dos regulamentos	15,6%	Deficiências na verificação do projeto	9,4%
Escolha de materiais inadequados	9,3%	Problemas de <i>software</i>	3,2%
Riscos desproporcionados	3,1%	Investigações insuficientes	3,1%
Preocupações relativas à construção			
Materiais inadequados	21,4%	Experiência inadequada	21,1%
Supervisão inadequada	19,0%	Trabalhos temporários inseguros	12,8%
Responsabilidades pouco claras	10,6%	Qualidade da mão de obra	8,6%
Desenhos inadequados	2,2%	Outros	4,3%
Preocupações relativas à fase operacional			
Mau desempenho de componentes	17,3%	Remodelações e alterações	17,3%
Frequência das inspeções	13,6%	Falta de orientação do projeto original	10,7%
Mau tempo	10,3%	Falta de manutenção	10,1%
Corrosão	6,9%	Técnicas perigosas	6,9%
Efeitos dinâmicos	6,9%		

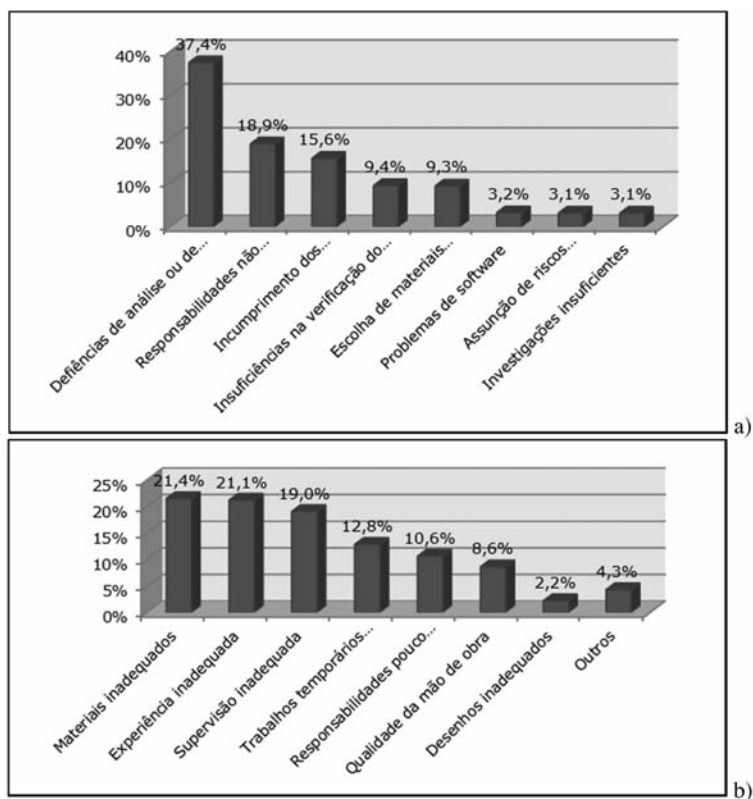


Fig. 7 – Razões dos maus comportamentos estruturais apontadas nos inquéritos CROSS: a) projeto; b) construção; c) fase operacional (adaptado de Soane, 2007).

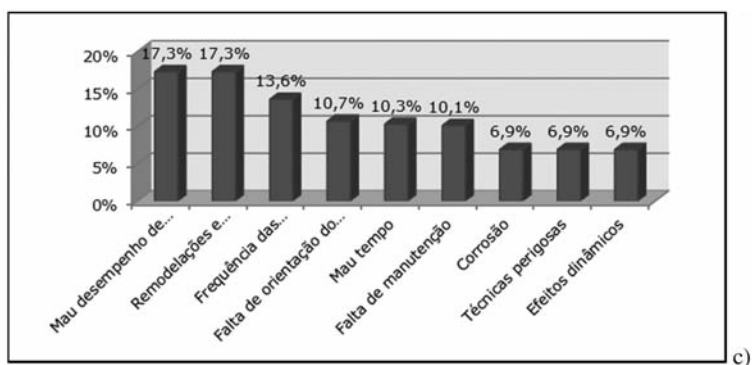


Fig. 7 (Cont.) – Razões dos maus comportamentos estruturais apontadas nos inquéritos CROSS: a) projeto; b) construção; c) fase operacional (adaptado de Soane, 2007).

3.3 – Ocorrência de erros

As inter-relações entre os humanos, as organizações, os sistemas, os procedimentos e os ambientes (interno e externo) estão esquematizadas na Fig. 8. Há possibilidade de ocorrência de erros em cada um dos setores primários (Bea, 1995):

- o dos indivíduos humanos (aos níveis do projeto, da construção e da operação / manutenção);
- o das organizações que afetam e condicionam os indivíduos;
- o dos sistemas / equipamentos (designado por “hardware”, em inglês);
- o dos procedimentos e respetiva tradução em manuais de uso dos sistemas (designado por “software”, em inglês);
- e, finalmente, o das condições ambientais internas e externas.

Ademais, há possibilidade de ocorrência de erros nas interfaces entre os indivíduos humanos e os restantes setores.

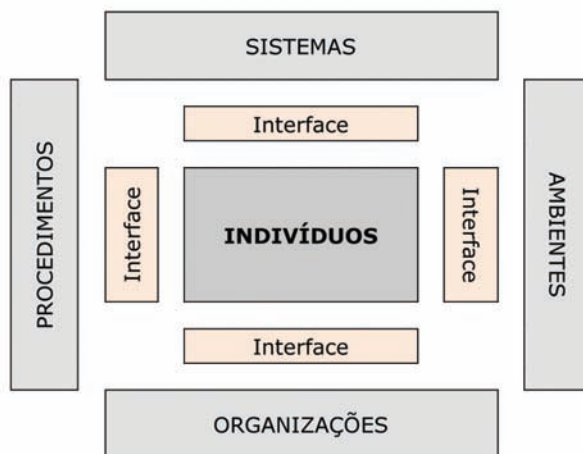


Fig. 8 – Componentes e interfaces que podem levar à ocorrência de erros humanos.

No livro “Guidelines for Preventing Human Error in Process Safety” (AICE, 1994) são considerados os vários níveis de uma organização produtiva (empresa) e são enumerados os fatores que criam condições para a ocorrência de erros:

1) Nos níveis superiores da organização:

- a atitude, a nível da globalidade da instituição, em relação às questões de segurança e as prioridades da organização determinam a extensão dos recursos aplicados em questões de segurança, as quais, por vezes, estão em oposição aos objetivos da produção;
- a atitude em relação à culpa vai determinar ou não que a organização desenvolva uma cultura de culpa, que considera como causas dos erros fatores como a falta de motivação ou o comportamento inseguro deliberado;
- fatores tais como o grau de participação na organização e a qualidade da comunicação entre os diferentes níveis de gestão e os trabalhadores têm um grande impacto na cultura de segurança;
- a existência de políticas claras que garantam procedimentos e formação de boa qualidade tem também um grande impacto sobre a probabilidade de erro.

2) O nível seguinte representa as políticas organizacionais e de projeto nos locais de produção (fábricas ou estaleiros), que também são influenciadas pela administração de topo. As políticas corporativas de gestão são implementadas pela gestão local, a qual tem um grande impacto sobre as condições que propiciam ou não a ocorrência dos erros. Mesmo quando a administração adota políticas apropriadas, essas políticas podem ser ineficazes se não ganharem o apoio da gestão local.

3) Os fatores (condições de trabalho e dos trabalhadores) que afetam diretamente as causas de erro situam-se no nível seguinte:

- características do trabalho realizado pelo trabalhador (complexidade, exigências físicas e mentais, etc.);
- fatores individuais, tais como a personalidade;
- fatores de desempenho da equipa.

4) O nível seguinte na estrutura do sistema de produção representa as atividades realizadas na produção, as quais incluem uma vasta gama de interações físicas dos humanos com o ambiente, por um lado, e, por outro, com os equipamentos, aparelhos e utensílios.

5) Os elementos finais de um sistema de produção são as defesas contra os perigos previsíveis. Estas defesas assumem formas muito diversas: i) sistemas que atuam ao nível dos equipamentos e utensílios usados na produção; ii) sistemas que afetam diretamente os humanos, tais como procedimentos de emergência e controlos administrativos ou como ações de formação concebidas para dar aos trabalhadores a capacidade de agir como uma outra linha de defesa contra os riscos; iii) etc..

Políticas inadequadas ao nível corporativo ou a aplicação inadequada de políticas corretas pela gestão local facilitam a criação de condições a nível operacional que, eventualmente, podem redundar em erros. Por outro lado, se as defesas do sistema de produção forem igualmente inadequadas, então podem ocorrer consequências negativas ou até mesmo catastróficas.

3.4 – Para quê as análises de fiabilidade estrutural?

Madsen *et al.* (2006) salientam que a teoria da fiabilidade estrutural prevê taxas de mau comportamento estrutural muito pequenas, provavelmente 10 ou mais vezes inferiores às reais. Por isso

a maioria dos comportamentos deficientes é atribuída a erros humanos, fator que não é tido em consideração na teoria.

A fiabilidade estrutural é definida como a probabilidade de a capacidade resistente da estrutura não ser ultrapassada pelo efeito das ações permanentes e variáveis. Esta definição tem vindo a ser posta em causa porque tem um âmbito limitado (Bea, 1995). Com efeito, a análise da fiabilidade estrutural convencional não abarca certas fontes de incerteza que condicionam a qualidade das estruturas ao longo do seu período de vida (conceção, construção, operação). Os comportamentos inadequados são devidos a três tipos de incerteza (Bea, 1995):

- variabilidade inerente ou natural (aleatoriedade);
- incertezas analíticas ou profissionais (epistémicas);
- erros dos indivíduos e dos grupos de indivíduos ou organizações (erros humanos).

Enquanto as avaliações efetuadas no âmbito da fiabilidade estrutural convencional levam em linha de conta os dois primeiros tipos de incertezas, em geral não têm em consideração a terceira categoria. No melhor dos casos, esta categoria é incluída de forma implícita: é incorporada nos dados e informações de base que são usados para descrever as incertezas e variabilidades.

A teoria da fiabilidade estrutural parece, portanto, possuir pouca capacidade para descrever os acontecimentos reais. Sem embargo, por mais certo que isto possa parecer, o propósito da teoria não é a descrição do comportamento estrutural mas o controlo do processo de produção eficiente de estruturas fiáveis (Madsen *et al.*, 2006).

Ainda no que respeita à invocação de razões que justifiquem a realização dos estudos de fiabilidade tradicionais, atente-se ao que Whitman (2000) observou: "Verifica-se tipicamente que as taxas de fracasso reais excedem as previstas, talvez em tanto quanto duas ordens de magnitude. O exame aprofundado dos fracassos revela que a maioria resulta de erro humano (...). Se as falhas resultam de descuidos, lapsos ou equívocos não considerados nas análises de fiabilidade, qual o interesse de realizar tais análises para avaliar a adequação dos projetos? A resposta é que os engenheiros desejam certificar-se de que a probabilidade de rotura ocasionada por causas sob o seu controle é bem menor do que a probabilidade associada a causas que não podem controlar."

Seja como for, uma teoria que incorpore todos os aspetos que afetam o comportamento estrutural fica incompleta se não atender ao erro humano. A teoria da fiabilidade estrutural tradicional pode ser encarada como uma parte de uma teoria mais extensa de controlo da qualidade estrutural, que leva também em conta os efeitos dos erros humanos.

O estudo dos erros humanos no âmbito das tarefas de produção de estruturas é notavelmente diferente das bem estabelecidas metodologias da mecânica e fiabilidade estruturais, principalmente porque exige conhecimentos de métodos das ciências sociais.

Também no caso particular da engenharia geotécnica, a constatação de que os maus comportamentos são dominados por fatores humanos (88%) leva a que também se conclua que as metodologias de fiabilidade tradicionais apenas contemplam uma parte muito limitada dos desafios colocados pelas incertezas na engenharia geotécnica. A fiabilidade baseada em fatores de segurança (ou as probabilidades de rotura associadas) é usada para ajudar os engenheiros a resolver as incertezas associadas às variabilidades naturais e às incertezas dos modelos. Outros métodos (muitas vezes referidos como "de gestão") devem ser usados para ajudar os engenheiros a abordar outros desafios que coloca a fiabilidade dos sistemas com que lidam (Bea, 2006).

4 – O FATOR HUMANO

4.1 – Preâmbulo

Denomina-se por “fatores humanos” o esforço abrangente para compilar dados sobre as capacidades e limitações humanas e para aplicar esses dados à concepção, elaboração e/ou construção de equipamentos, de sistemas, de instalações, de procedimentos, de empregos, de ambientes, de metodologias de treino de pessoal e de gestão de pessoal de modo a tornar o desempenho humano seguro, confortável, ergonómico e eficaz (AICE, 1994).

4.2 – Razões que justificam o atraso na consideração adequada do erro humano e benefícios de o fazer

Apesar de não haver dúvidas de que os problemas de desempenho humanos constituem uma ameaça significativa à segurança, o estudo do erro humano tem sido uma área negligenciada. Existem várias razões que contribuem para explicar esta situação.

Parte do problema é devida à crença, partilhada pelos engenheiros e os gestores, de que o erro humano é inevitável e imprevisível. Sem embargo, em muitos casos, o erro humano só é inevitável se as pessoas forem colocadas em situações que enfatizam as fraquezas humanas, que estão para além das potencialidades humanas.

Outra barreira para a consideração sistemática do erro humano é a crença de que a crescente informatização e automação dos processos de fabrico tornaram desnecessária a intervenção humana. De facto, se, num dado sistema, os elementos humanos puderem ser substituídos por dispositivos tecnológicos, o sistema será invariavelmente mais seguro, embora possa ser menos eficiente visto que os humanos são capazes de julgamentos complexos que não seguem necessariamente um processo lógico (assunção de riscos); mas sistemas atuados tecnologicamente, ainda que por dispositivos simples, são inquestionavelmente mais seguros dos que os controlados apenas por humanos (Williams, 2009). Tal não é, obviamente, impeditivo que tenham ocorrido inúmeros acidentes em instalações controladas por computador. Seja como for, na gestão de um sistema não é possível ou mesmo desejável eliminar completamente o elemento humano, além de que continua a ser necessário um envolvimento humano considerável em áreas críticas de manutenção e de remodelação / renovação de espaços e de equipamentos, mesmo no caso dos processos mais automatizados.

O erro humano tem sido frequentemente usado como desculpa para as deficiências na gestão global das produções ou das instituições. Pode ser conveniente a uma organização atribuir a culpa por uma grande catástrofe a um único erro ocorrido no decurso de um processo de trabalho falível. Sem embargo, o indivíduo que comete o erro final que causa um acidente pode simplesmente ser a gota de água que quebra um sistema que já se tornara vulnerável devido a uma gestão de pouca qualidade.

Uma das principais razões que justificam que se negligencie o erro humano é simplesmente a falta de conhecimentos sobre a sua importância para a segurança, confiabilidade e qualidade e sobre as metodologias de o ter em devida consideração. Com efeito, as principais vantagens que derivam da consideração dos fatores próprios dos humanos nas operações de produção são a melhoria da segurança e a redução do tempo de inatividade. Além disso, a eliminação ou mitigação do erro acarreta benefícios substanciais para a qualidade e produtividade.

Verifica-se atualmente uma crescente preocupação em empregar no processo produtivo metodologias apropriadas de lidar com o erro humano, procurando-se, designadamente, enfatizar a importância de uma filosofia que procura determinar as causas dos erros que conduzem a falhas de qualidade, em vez de tentar controlar o erro através da atribuição de culpas ou de punições.

Há igualmente um crescente interesse em estabelecer os laços entre qualidade e segurança. As falhas em ambos os domínios são geralmente devidas aos mesmos tipos de erros humanos, subja-

zendo-lhes as mesmas causas. Se um erro particular provoca consequências em termos de segurança ou de qualidade depende em grande parte de quando ou onde ocorre, no decurso de um processo produtivo. Isto significa que os investimentos aplicados na redução de erros são suscetíveis de ser altamente rentáveis, dado que originam reduções simultâneas quer da incidência de acidentes quer da probabilidade de ocorrência de falhas de qualidade.

Uma razão adicional para o investimento em medidas de redução do erro é a melhoria da capacidade da indústria em se conformar com as normas regulamentares. Note-se que à medida que a relação entre erro humano e segurança se torna mais amplamente reconhecida, as autoridades reguladoras passarão a dar mais ênfase ao controlo das condições de trabalho que possam ser indutoras da ocorrência de erros.

4.3 – Tipos de erros humanos. Classificações dos erros

É difícil entender o erro humano de uma forma única e abrangente. Para o engenheiro, o trabalhador que faz parte de um dado processo produtivo pode ser percecionado como estando lá para realizar um conjunto de tarefas tendo em vista atingir os objetivos específicos operacionais; tal entendimento implica haver relativamente pouco interesse no estudo dos mecanismos subjacentes à ocorrência de falhas. Em contrapartida, para o especialista em fiabilidade humana, que procura prever e otimizar o desempenho humano, as causas organizacionais e psicológicas subjacentes aos erros são de considerável importância.

A análise de acidentes e de desastres ocorridos em sistemas reais mostra que não é suficiente considerar o erro e seus efeitos a partir de uma perspectiva que contempla apenas os fracassos humanos. Os acidentes graves são quase sempre o resultado de vários erros ou de combinações de erros individuais com condições preexistentes vulneráveis (Wagenaar *et al.*, 1990).

Meister (1977) classifica os erros em quatro grupos principais, aos quais Swain (1987) sugeriu juntar uma categoria adicional (incluída em último lugar)¹:

- incapacidade para executar uma ação necessária (erro por omissão);
- desempenho incorreto de uma ação necessária (erro por comissão²);
- realização de uma ação não requerida (erro por comissão);
- realização de uma ação necessária fora da sequência (combinação do erro por comissão com o por omissão);
- incapacidade para executar uma ação necessária dentro de um tempo fixado (erro por omissão³).

Esta classificação procura resolver a inadequação da abordagem comum em engenharia de fiabilidade de simplesmente classificar os erros nas categorias de omissão e de comissão. Note-se, por outro lado, que a 5ª categoria é particularmente relevante quando se torna necessária uma intervenção humana em resposta a uma situação potencialmente perigosa.

Esta definição / classificação não contém quaisquer referências ao porquê do erro; com efeito, procura descrever o que aconteceu em vez do porquê de tal ter acontecido. Portanto, ela relaciona-se muito mais facilmente com as consequências observáveis do erro do que com as suas causas.

¹ As designações dos erros em língua inglesa por “omission errors” e “commission errors” são, em línguas latinas, facilmente perceptíveis, no primeiro caso (erro por omissão), e menos, no segundo. Ainda assim optou-se pela simples tradução para português, tendo por base o seguinte entendimento: há omissão quando não se executa uma ação; há comissão quando se realiza (comete) de forma errada uma ação ou quando se pratica uma ação não requerida.

² Meister (1977) não classifica este erro como um “commission error”.

³ Swain (1987) não atribui nenhuma classificação a este erro.

As análises de acidentes e de perdas importantes indicam que estes raramente são consequência de um único erro humano ou falha de um componente. Muitas vezes há uma combinação de algum evento desencadeante com condições pré-existentes, tais como erros de projeto, deficiências dos equipamentos ou falhas de manutenção. Por isso, é útil distinguir entre erros ou falhas ativos e latentes.

Um erro humano ativo tem um efeito imediato na medida em que ou provoca diretamente uma situação perigosa ou é o iniciador direto de uma cadeia de eventos que rapidamente leva a um estado indesejável.

As políticas de gestão são a fonte de muitas das condições que dão origem a falhas nos sistemas; por exemplo, se não existe nenhuma política explícita ou se não são disponibilizados recursos para as áreas críticas de segurança ou para assegurar que existem sistemas de comunicação eficazes, então o erro humano tem uma fortíssima probabilidade de ocorrer. Essas políticas deficientes podem ser encaradas como uma forma de erro humano latente. Em resumo: o termo “*falhas latentes*” é utilizado para designar as situações que, por si só, não causam dano imediato, mas que, em combinação com outras condições, podem dar origem a falhas ativas.

Como os erros são frequentemente sanáveis, é igualmente adequado definir uma outra categoria de erros, as falhas de recuperação, as quais contemplam a incapacidade de recuperar toda a cadeia de eventos que conduz a uma consequência negativa (supondo que tal recuperação era possível) antes que esta ocorra. Isto inclui a recuperação de falhas ativas e latentes.

É também útil considerar os erros que são designados por violações, que ocorrem quando o trabalhador realiza ações que ou são proibidas ou são diferentes das prescritas pela organização e apresentam alguns riscos associados. Uma vez que as violações são atos deliberados, elas não são, estritamente falando, erros. No entanto, a categoria das violações é útil para classificar as falhas causadas pelos humanos.

Em suma:

- Um erro humano ativo é uma ação involuntária ou uma ação intencional baseada num diagnóstico equivocado, numa má interpretação ou em qualquer outra falha, que não é sanada e que tem importantes consequências negativas para o sistema.
- Um erro humano latente (a nível operacional) é semelhante a um erro ativo, mas as consequências do erro só se tornam evidentes após um período de tempo ou quando combinado com outros erros ou condições operacionais particulares.
- Um erro humano (latente) ao nível da gestão é o resultado de uma política de gestão inadequada ou inexistente, que cria as condições prévias para a ocorrência de falhas humanas ou dos equipamentos, ativas ou latentes.
- Uma falha na recuperação (erro de recuperação) ocorre se um erro ativo ou latente potencialmente recuperável não é detetado ou se as medidas corretivas não forem tomadas antes de as consequências negativas do erro ocorrerem.
- Ocorre uma violação quando é realizada uma ação intencional que deliberadamente ignora regras operacionais, restrições ou procedimentos conhecidos. No entanto, esta definição exclui as ações que são deliberadamente executadas visando prejudicar o sistema, as quais configuram situações de sabotagem.

4.4 – Uma visão geral das quatro perspectivas de abordagem do erro humano

O livro “Guidelines for Preventing Human Error in Process Safety” (AICE, 1994) oferece uma visão geral abrangente das principais abordagens que têm sido aplicadas para analisar, prever e

reduzir o erro humano. No que se segue resumem-se as teorias interpretativas do erro humano, necessárias para desenvolver e aplicar metodologias para a sua redução.

Podem considerar-se quatro perspectivas diferentes de abordagem do erro humano em sistemas industriais, assim designadas: i) metodologia de segurança tradicional; ii) apreciação dos fatores humanos / ergonomia; iii) análise dos processos cognitivos (engenharia cognitiva); iv) abordagem sociotécnica. Estas quatro abordagens são resumidamente contrastadas no Quadro 6 em termos das estratégias de controlo do erro que normalmente são empregues, das principais áreas de aplicação e da frequência com que são aplicadas.

Quadro 6 – Comparação das várias perspectivas de abordagem do erro humano.

Estratégias de controlo do erro	Metodologias típicas	Principais áreas de aplicação	Uso
i) Metodologia de segurança tradicional na engenharia			
Através de alterações motivacionais, comportamentais ou de atitude	<ul style="list-style-type: none"> • Seleção • Mudança de comportamento através de campanhas motivacionais • Recompensa / punição 	<ul style="list-style-type: none"> • Segurança no trabalho • Operações manuais 	Muito comum
ii) Apreciação dos fatores humanos / abordagem ergonómica			
Através do estudo e da auditoria da experiência operacional	<ul style="list-style-type: none"> • Análise de tarefas • Conceção do trabalho • Projeto do local de trabalho • Estudo das interfaces • Avaliação do ambiente físico • Análise das cargas de trabalho 	<ul style="list-style-type: none"> • Segurança no trabalho e da produção • Operações manuais e de controlo • Operações de rotina 	Pouco frequente
iii) Análise dos processos cognitivos			
Através do estudo e da auditoria da experiência operacional, dando particular atenção à destreza mental para o diagnóstico de problemas e sua resolução	<ul style="list-style-type: none"> • Análise de tarefas cognitivas • Apoio à decisão em situações de emergência • Análise de incidentes visando a determinação das raízes causadoras do erro humano 	<ul style="list-style-type: none"> • Segurança da produção • Tomada de decisão e resolução de problemas • Situações anormais 	Rara
iv) Abordagem sociotécnica			
Através de mudanças nas políticas de gestão e na cultura organizacional	<ul style="list-style-type: none"> • Entrevistas • Inspeções • Redesenho organizacional • Gestão total da qualidade 	<ul style="list-style-type: none"> • Segurança no trabalho e da produção • Efeitos dos fatores organizacionais na segurança • Aspectos da política de gestão • Cultura da organização 	Cada vez mais frequente

4.4.1 – A abordagem de segurança tradicional aos acidentes e ao erro humano

Esta abordagem enfatiza os fatores individuais que dão origem a acidentes e, portanto, coloca em lugar de relevo a questão da seleção dos trabalhadores associada à utilização de estratégias motivacionais e disciplinares para a redução dos acidentes e dos erros. A ênfase principal é posta na modificação de comportamentos, através da persuasão (campanhas motivacionais) ou da punição. A principal área de aplicação desta abordagem tem sido a segurança no trabalho, que incide sobre os riscos que afetam o trabalhador individual, em vez da segurança do processo produtivo, que se concentra prioritariamente nas grandes falhas dos sistemas, eventualmente causadoras de perdas significativas e de impactos no ambiente, bem como de danos individuais.

Portanto, a abordagem tradicional à causa dos acidentes centra-se no indivíduo e não nas causas sistémicas do erro. Os erros são vistos primeiramente como sendo devidos a causas como a falta de motivação para a adoção de comportamentos seguros, a falta de disciplina ou a falta de conhecimento do que constitui um comportamento seguro. Assume-se que estas faltas dão origem a atuações inseguras, as quais, em combinação com situações de risco, são consideradas as principais causas de acidentes.

Uma das origens deste ponto de vista da causalidade do erro e do acidente é a teoria da propensão para acidentes, que tenta mostrar que um pequeno número de indivíduos é responsável pela maioria dos acidentes. Apesar dos numerosos estudos que mostraram haver pouca evidência estatística de suporte a essa ideia, permanece a crença, particularmente nas indústrias tradicionais, de que um número relativamente pequeno de indivíduos é responsável pela maioria dos acidentes.

Outro aspeto que, em muitas investigações de acidentes graves, contribui para que seja dada ênfase à responsabilidade individual tem sido a dimensão legal. Com efeito, em muitos casos há uma preocupação principal na atribuição de culpa aos indivíduos, tendo em vista a definição de compensações, em vez de na identificação de possíveis causas sistémicas do erro.

4.4.2 – Apreciação dos fatores humanos / abordagem ergonómica

A segunda perspetiva a considerar é a abordagem baseada na apreciação dos fatores humanos (ou ergonomia⁴), segundo a qual o desencontro entre as capacidades humanas e as exigências que o sistema de produção lhes coloca é a principal fonte do erro humano. Nesta perspetiva, a solução primária para reduzir os erros passa por conceber os sistemas atendendo às características físicas e mentais dos humanos, o que implica que se tenha em consideração fatores tais como:

- conceção das tarefas e do posto de trabalho de forma a acomodar as necessidades de trabalhadores com diferentes características físicas e mentais;
- conceção das interfaces homem-máquina garantindo que as informações sejam facilmente acessíveis e interpretadas e que as pertinentes ações de controlo possam ser realizadas;
- conceção do ambiente físico (por exemplo, calor, ruído, iluminação) para minimizar os efeitos negativos, físicos e psicológicos, de condições inadequadas;
- otimização da carga de trabalho físico e mental do trabalhador.

Esta ênfase nos fatores que podem ser manipulados durante a fase de conceção de um processo produtivo leva a que a presente abordagem seja descrita como um processo de procurar ajustar o trabalho à pessoa. Isto contrasta com a perspetiva de procurar encaixar a pessoa no posto de trabalho pré-existente, a qual enfatiza o papel da seleção, da formação e da modificação dos comportamentos, perspetiva, obviamente, mais próxima da abordagem tradicional de segurança.

De facto, a engenharia dos fatores humanos (ou ergonomia) é um assunto multidisciplinar que se preocupa em otimizar o papel do indivíduo em sistemas homem-máquina. Estas metodologias desenvolveram-se logo após a Segunda Guerra Mundial, quando se constatou que, em situação de guerra, se perderam mais aviões por causa de erros dos pilotos do que em consequência de ações do inimigo. Tornou-se claro que a eficácia de um sistema complexo, como a pilotagem de uma aeronave, obriga a que, ao nível da conceção, sejam tidas em consideração as necessidades do ser humano, bem como o equipamento, a fim de se evitar falhas.

⁴ A Associação Internacional de Ergonomia define ergonomia (ou fatores humanos) do seguinte modo: é, por um lado, a disciplina científica dedicada à compreensão das interações entre os humanos e com outros elementos de um sistema e, por outro lado, a profissão que aplica conhecimentos teóricos, princípios, dados e métodos na conceção daquelas inter-relações tendo em vista otimizar o bem-estar humano e o desempenho de todo o sistema.

As características específicas dos sistemas militares e aeroespaciais, com forte componente rigidamente processual, faziam com que o principal foco de interesse fosse a conceção das interfaces homem-máquina (por exemplo, *cockpits* de aeronaves), especialmente dos painéis de informação e de acesso e manobra dos comandos de controlo. Por isso, o modelo predominante do comportamento humano que prevaleceu naquela época (designado *behaviorismo*) preocupava-se exclusivamente com os *inputs* a enviar para e com os *outputs* a receber dos indivíduos humanos e não tinha minimamente em consideração os processos de pensamento ou de vontade próprios ou quaisquer outras características distintivamente humanas.

A concetualização do ser humano como um processador de informação de canal único foi útil para pôr em relevo a necessidade de se projetar sistemas que levem em conta as capacidades e as limitações humanas. No entanto, esse modelo não incorpora outros aspetos tais como a vontade ou intenções humanas ou, ainda, o significado que as pessoas atribuem ao seu trabalho, nem considera as capacidades humanas de diagnóstico, de resolução de problemas e de tomada de decisões. Apesar destas limitações, a abordagem em apreço tem sido fonte de muitas metodologias e técnicas práticas e úteis (AICE, 1994).

A análise dos fatores humanos pode ser aplicada no âmbito da segurança no trabalho e do processo produtivo e para as operações manuais e de controlo.

4.4.3 – Análise dos processos cognitivos (engenharia cognitiva)

A abordagem ergonómica do erro humano baseia-se essencialmente num modelo da conduta humana tipo caixa preta focalizado principalmente nas informações (que constituem os *inputs*) e nas ações de controlo (*outputs*). Considera-se agora uma perspetiva mais moderna do erro humano, baseada em conceitos da psicologia cognitiva.

A perspetiva cognitiva está igualmente preocupada com o processamento de informações, na medida em que trata de como as pessoas adquirem informações, como as representam internamente e como as usam para guiar o seu comportamento. A principal diferença em relação à abordagem ergonómica é que a abordagem cognitiva enfatiza o papel das intenções, dos objetivos e do significado como centrais ao comportamento humano. Ou seja, em vez de o ser humano ser concebido como um elemento passivo de um sistema, a ser tratado da mesma maneira que uma qualquer peça ou equipamento, a abordagem cognitiva realça o facto de as pessoas darem significado à informação que recebem e de as suas ações serem quase sempre dirigidas para a realização de algum objetivo, explícito ou implícito. No contexto de um processo produtivo, os objetivos podem ser metas de longo prazo, tais como a produção de uma dada quantidade de produto ao longo de vários dias, ou de mais curto prazo, tais como a manutenção de um perfil de controlo de uma dada variável (velocidade, temperatura, caudal, etc.). Em suma, a abordagem cognitiva abre a caixa preta que havia representado os processos de nível mais elevado de raciocínio no modelo de trabalhador próprio da abordagem ergonómica.

Esta abordagem desenvolveu-se a partir de uma mudança geral de ênfase da psicologia aplicada, ocorrida no decurso dos anos 70 e 80 do século passado, que passou de uma conceção do ser humano como uma caixa preta passiva, semelhante a um componente de engenharia, para uma visão dos indivíduos dotados de propósitos, na medida em que as suas ações são influenciadas por metas e objetivos futuros.

A engenharia cognitiva é particularmente útil, por um lado, no estudo das funções humanas de nível superior envolvidas nas operações de produção, como sejam, por exemplo, as capacidades de diagnóstico, de resolução de problemas e de tomada de decisões, e, por outro, nas atividades de planeamento e no manejo de situações anormais. Além disso, esta abordagem é a mais abrangente no que respeita à capacidade de avaliação das causas dos erros; isto significa que possui particular

relevância para analisar as causas dos erros recorrentes e para prever erros específicos que podem ter consequências graves, como parte de análises de segurança. Por isso, a abordagem cognitiva tem tido uma grande influência, nos últimos anos, nos estudos sobre o modo como o erro humano é encarado em sistemas produtivos complexos.

4.4.4 – A abordagem sociotécnica

As abordagens descritas encaram o problema do erro de três maneiras distintas: 1º) tentando incentivar os comportamentos seguros - abordagem de segurança tradicional; 2º) concebendo os sistemas de forma a garantir que existe correspondência entre as capacidades humanas e as exigências desses sistemas - abordagem ergonômica (apreciação dos fatores humanos); 3º) procurando compreender as causas subjacentes aos erros, para que as condições indutoras de erro possam ser eliminadas na fonte - abordagem da modelação cognitiva. Estas estratégias fornecem uma base técnica para o controlo do erro humano ao nível do trabalhador individual ou da equipa operacional.

O controlo do erro humano ao nível mais fundamental também precisa que se tenha em consideração o impacto das políticas de gestão e da cultura organizacional. Com efeito, há necessidade de ir para além das causas diretas dos erros, como sejam, por exemplo, a sobrecarga de trabalho, os procedimentos inadequados ou imprecisos, etc., e considerar as políticas organizacionais subjacentes que dão origem a essas condições. As deficiências ao nível das políticas de gestão são indutoras do aparecimento, a nível operacional, de fatores de desempenho com influência negativa.

Outra maneira de as políticas de gestão afetarem a probabilidade de erro é através da sua influência na cultura organizacional. Por exemplo, pode surgir ao nível operacional uma cultura pela qual se atribui à realização dos objetivos de produção uma muito maior ênfase do que à adoção de práticas seguras. Realce-se que, ainda que seja claro que nenhuma empresa responsável sanciona tal situação, caso seja do seu conhecimento, sem uma comunicação eficaz ou na ausência de sistemas de reporte dos incidentes, a gestão pode nunca se aperceber de que a segurança está sendo posta em causa por uma cultura inadequada e pelas práticas de trabalho que produz.

Baseado em levantamentos de campo envolvendo profissionais da indústria de construção inglesa, no estudo estatístico de 23 locais de construção e numa série de entrevistas, Atkinson (1999) conclui que: 1) a influência dos gestores está na origem de muitos erros que conduzem a defeitos construtivos; 2) a patologia da ocorrência de erros exhibe características sistemáticas, sendo que os erros cometidos ao nível mais alto da cadeia de gestão têm uma influência muito significativa nos erros dos operacionais; 3) é necessária uma maior preparação técnica dos gestores.

Estudos de acidentes graves têm mostrado que, quase sempre, eles surgem pela conjugação de culturas organizacionais inapropriadas, de falhas latentes e de erros ativos (Reason, 1990; Rasmussen, 1990; Kletz, 1994), mostrando claramente a necessidade de olhar para além das causas precursoras imediatas dos acidentes, isto é, para as causas sistêmicas subjacentes.

Assim, a perspetiva sociotécnica do erro humano surgiu da percepção de que o desempenho humano ao nível operacional não pode ser considerado separadamente da cultura, dos fatores sociais e das políticas de gestão que existem globalmente na organização. Por exemplo, considere-se a questão dos procedimentos operacionais:

- a disponibilidade de bons procedimentos operacionais (boas práticas) é bem sabido ser um fator importante que condiciona a probabilidade de ocorrência de erros;
- mas a existência de boas práticas requer uma política de conceção de procedimentos a ser implementada pela gestão do local de produção;
- a conceção e desenvolvimento de procedimentos requer a participação dos seus eventuais utilizadores, a análise das tarefas operacionais, a consideração dos fatores humanos condi-

cionantes e um sistema de auditoria que permita a introdução de modificações e melhoramentos à luz da experiência operacional;

- tudo isso requer recursos a serem alocados pelos gestores aos níveis adequados da organização;
- mas a existência de procedimentos de boa qualidade não garante que eles sejam usados; caso exista uma cultura organizacional que incentive os trabalhadores a tomar atalhos não especificados nos procedimentos, a fim de atingir níveis de produção necessários, então os acidentes e as perdas ainda podem ocorrer.

Estas são questões típicas que são consideradas pela abordagem sociotécnica.

Williams (2009) numa conferência recente aborda a questão das falhas sistémicas, demorando-se na análise do papel que, nesse âmbito, desempenha a liderança institucional (ou, melhor, a falta dela). No que respeita à liderança realça quer o efeito da autoridade no comportamento humano quer o impacto do estilo de liderança, enfatizando que, “sendo líder, uma pessoa é responsável não apenas pelas suas ações diretas mas também pela influência que exerce sobre os outros”.

A perspetiva sociotécnica é, essencialmente, de cima para baixo (“top-down”), na medida em que aborda a questão de como as políticas de gestão em todos os níveis da organização afetam a probabilidade de ocorrência de erros com consequências significativas. A abordagem sociotécnica preocupa-se, portanto, com as implicações das políticas de gestão na segurança, na qualidade e na produtividade da organização.

4.4.5 – Conclusões

A intenção desta subsecção foi a de, com base essencialmente num documento pormenorizado e fortemente especializado (AICE, 1994), fornecer uma visão breve mas geral da ampla gama de estratégias disponíveis para a gestão de erro.

As abordagens descritas devem ser consideradas complementares, mais do que concorrentes; todas têm um papel a desempenhar no âmbito de uma gestão integrada do erro humano, tendo em vista a redução dos acidentes.

A abordagem de segurança tradicional concentra-se na modificação do comportamento individual e tem sido bem sucedida em muitas áreas da segurança no trabalho. Ela é, em geral, bem conhecida e está bem documentada na indústria, enquanto as outras abordagens têm recebido menos atenção. Sem embargo, apesar do seu sucesso na área da segurança ocupacional, pode ser menos aplicável em áreas tais como a prevenção de acidentes importantes. Isto porque muitos dos fatores que se tem demonstrado constituírem os antecedentes de processos acidentais relevantes (por exemplo, procedimentos pobres, formação inadequada) não estão usualmente sob o controlo do trabalhador individual.

A abordagem ergonómica visa a otimização do desempenho humano, através de um conjunto de aproximações e de técnicas específicas. A perspetiva de modelação cognitiva fornece uma aproximação para a modelação dos erros humanos que pode ser aplicada na fase de conceção e na determinação das causas dos erros. Enfim, a perspetiva organizacional enfatiza a necessidade de as técnicas de redução do erro deverem ter em atenção o papel que desempenham as políticas de gestão e a cultura organizacional, pois elas afetam as causas imediatas dos erros. Estas três últimas abordagens podem também ser aplicadas para melhorar a qualidade e a produtividade, bem como a segurança da produção e podem ser facilmente integradas com técnicas de engenharia de segurança tradicionais.

4.5 – Metodologias para a consideração explícita do erro humano

Caldeira (2002) salienta que, uma vez que em muitas das roturas registadas estão envolvidos erros humanos, eles devem ser considerados nas avaliações, mas, infelizmente, a compreensão dos erros

humanos é limitada e muito do seu conhecimento é qualitativo. Refere ainda que “(...) *na prevenção deste tipo de erros assume especial importância a experiência e a organização das equipas de projeto e de construção, os conhecimentos técnicos e científicos das entidades envolvidas, as revisões do projeto, o controlo da construção, as inspeções e as atividades resultantes da observação* (...)”.

Têm sido propostas várias metodologias tendo em vista a consideração explícita do erro humano nas operações de construção (Stewart, 1992; Zhou e Kou, 2010; Atkinson, 1999; Bea, 2006; Vrouwenvelder *et al.*, 2009; SCOSS, 2006; etc.). Essas metodologias seguem duas vias alternativas e complementares: uma via de carácter mais qualitativo que consiste em definir procedimentos de controlo de qualidade; outra que visa a modelação dos erros humanos, através da estimativa das probabilidades associadas a ocorrência dos erros e de as levar em devida consideração em modelos de fiabilidade global.

No que segue tecem-se considerações sobre algumas dessas metodologias.

Sowers (1993) faz diversas sugestões para melhorar os fatores humanos, incluindo uma melhor educação, o reforço da aplicação das leis de controlo da prática da engenharia, o aumento da consciencialização dos engenheiros nas suas limitações, a melhoria das comunicações e o desenvolvimento de adequados níveis de diligência, de cuidados e de responsabilidade.

Uma linha de atuação similar é preconizada por Caldeira (2005), quando sugere a implementação das seguintes medidas com vista à diminuição dos erros humanos: i) aumentar a educação profissional dos intervenientes; ii) propiciar um bom ambiente de trabalho; iii) reduzir a complexidade das tarefas; iv) selecionar pessoal especializado; v) aplicar medidas de autoverificação; vi) implementar medidas de verificação e de inspeção externas; vii) aplicar sanções (legais e outras).

Atkinson (1999) procura aplicar uma visão sociotécnica do erro humano aos projetos de construção, em geral, e ao estudo dos erros que ocorrem nesses projetos, em particular. Propõe um modelo de três níveis para simular o processo de geração do erro nos projetos de construção.

No artigo intitulado “Reliability and Human Factors in Geotechnical Engineering”, Bea (2006) avança propostas de como os engenheiros geotécnicos, os gestores (que frequentemente são engenheiros) e os analistas de segurança (risco) podem incorporar explicitamente os fatores humanos e organizacionais no seu trabalho, integrando essas considerações nos procedimentos e processos que usam tradicionalmente. Na sua opinião os engenheiros geotécnicos têm um papel e responsabilidades importantes na incorporação dos fatores humanos, contribuindo desse modo para ajudar a controlar o incontável.

O modelo proposto por Bea (2006) baseia-se em estudos, que decorreram ao longo de um período dilatado (1988-2005), de mais de 600 bem documentadas falhas e acidentes graves de sistemas de engenharia civil (Bea, 2000a, 2000b). O modelo estende as análises tradicionais de fiabilidade, baseadas nas probabilidades, e de risco de forma a incluírem categorias adicionais de incerteza, as devidas a fatores humanos e organizacionais. São propostas abordagens pró-ativas, reativas e interativas que utilizam estratégias diversas visando reduzir a probabilidade de ocorrência de avarias, aumentar a sua deteção e correção e reduzir os efeitos quando as avarias se desenvolvem.

As propostas metodológicas de Bea (2006) ajudam a identificar as situações em que são necessárias ações corretivas e permitem apreciar quanto elas podem ser eficazes na melhoria da fiabilidade e qualidade do sistema de engenharia geotécnica em causa.

Estas abordagens e estratégias foram empregues numa série de projetos de engenharia importantes, alguns dos quais envolviam sistemas muito inovadores (Bea, 2002a, 2002b). Os resultados provaram a sua utilidade como um meio de reunir os profissionais, as atividades e os objetivos da engenharia, por um lado, e da gestão, por outro, num discurso construtivo tendo em vista atingir as desejáveis qualidade e confiabilidade nos sistemas de engenharia.

Recentemente, emergiram novos fundamentos teóricos que suportam a introdução de melhoramentos importantes nas metodologias de concretização das operações de engenharia (Neufville *et al.*, 2004). O conceito de robustez é um deles. Quando aplicado à concretização de construções

o conceito de robustez envolve quer questões que têm a ver com a conceção estrutural – por exemplo, a ductilidade, a definição de trajetos alternativos de transferência de cargas, a apropriada proteção contra o fogo – quer todos os aspetos regulamentares e contratuais que condicionam o processo construtivo e a exploração das edificações.

Para atingir um nível de robustez adequado é preciso garantir que todas as etapas e atividades que a influenciam são devidamente consideradas e realizadas com competência. De acordo com o preconizado pelo SCOSS (2006), as questões que é necessário considerar para garantir robustez suficiente são listadas no Quadro 7.

Quadro 7 – Questões a considerar para garantir robustez estrutural (adaptado de SCOSS, 2006).

Fase da operação	Questões a serem consideradas nesta fase
1 Análise, conceção e projeto	<ul style="list-style-type: none"> • assegurar que as pessoas envolvidas são competentes neste domínio; • identificar os perigos e os riscos que podem afetar a robustez nas fases 2 a 5; • quantificar os riscos residuais significativos; • ponderar os detalhes do projeto apropriados; • transmitir aos construtores e proprietários os pressupostos que enformaram os detalhes do projeto (através dos desenhos e de documentação escrita); • reconhecer a necessidade de uma revisão independente do projeto (complementar às verificações numéricas) – REVISÃO; • adotar uma postura de responsabilidade global.
2 Procedimentos de contratação e gestão da contratação	<ul style="list-style-type: none"> • informação adequada para o planeamento e orçamentação da fase de construção; • especificações adequadas; • competência das organizações que se apresentam aos procedimentos; • critérios de seleção da melhor proposta; • relatórios claros; • linhas claras de responsabilidade e autoridade.
3 Construção	<ul style="list-style-type: none"> • assegurar que as pessoas envolvidas são competentes neste domínio; • compreensão dos objetivos e da finalidade da edificação; • identificação dos perigos e dos riscos, tendo em conta as condições temporárias; • implementação da estratégia delineada no plano de segurança e saúde; • assegurar a coordenação da atividade do empreiteiro – DIREÇÃO DE OBRA; • inclusão de procedimentos de controlo adequados – FISCALIZAÇÃO; • assegurar a adequada monitorização, comunicação, tomada de decisão e atuação quando e onde exigido.
4 Operação	<ul style="list-style-type: none"> • assegurar que as pessoas envolvidas são competentes neste domínio; • aplicação da estratégia e dos requisitos fixados no projeto de segurança e saúde; • verificar e gerir os efeitos das mudanças e renovações; • assegurar a manutenção adequada dos aspetos críticos.
5 Período de garantia	<ul style="list-style-type: none"> • assegurar que as pessoas envolvidas são competentes nesta área; • identificar os perigos e os riscos associados, em particular os delineados no projeto de segurança e saúde, atendendo às condições temporárias.

Na falta de dados estatísticos suficientemente amplos e fiáveis, Vrouwenvelder *et al.* (2009) consideram que os modelos de erros humanos se podem basear em estimativas e probabilidades de ocorrência globais. Os seguintes fatores são reconhecidos como relevantes para a probabilidade de cometer erros: i) competências profissionais; ii) complexidade das tarefas e completude da informação; iii) condições físicas e mentais, incluindo *stress* e pressão devido a falta de tempo; iv) novas tecnologias não testadas; v) adaptação das tecnologias aos seres humanos; vi) fatores sociais e organizacionais. Aqueles autores propõem que a consideração dos erros no âmbito das atividades de construção se faça em dois planos.

Por um lado, com o objetivo de reduzir a quantidade e importância dos erros devem usar-se procedimentos de controlo de qualidade. Nesses procedimentos deve atender-se aos seguintes aspetos, entre outros:

- Os erros podem ser detetados através de procedimentos de verificação adequados; em princípio, a probabilidade de se detetar um erro aumenta com a dimensão do erro e com o tempo disponível.
- Regra geral as verificações feitas por pessoas externas são mais efetivas do que as verificações efetuadas pelos próprios ou por colegas do departamento. Com efeito, no caso dos projetos acima de certa dimensão devia ser exigível a revisão do projeto por entidade distinta da que o elaborou. (A este propósito é de referir que a Portaria nº 701-H/2008, Instruções para a elaboração de projetos de obras, refere a revisão do projeto, definindo-a como “(...) a análise crítica do projeto e emissão dos respetivos pareceres, por outrem que não o projetista (...)”, fixa que “(...) o faseamento da revisão do projeto segue o da respetiva elaboração, salvo acordo diverso entre o dono da obra e o revisor do projeto (...)”, mas nada estipula sobre a obrigatoriedade de se proceder à revisão do projeto e sobre o seu âmbito e profundidade).
- Um fator importante que contribui para a deteção de erros é a cultura institucional; em compensação, constitui um fator desfavorável o facto de as empresas de construção usualmente não trocarem experiências e lições derivadas de fracassos e, por isso, é frequente a repetição dos mesmos erros. Acresce que, em certos setores, é difícil que os erros cometidos pelas pessoas do topo da hierarquia sejam reconhecidos. São questões como estas que conformam o que se pode designar por cultura de segurança, a qual desempenha um papel extremamente importante.

Por outro lado, no aspeto quantitativo, Vrouwenvelder *et al.* (2009) reconhecem ser difícil estabelecer a probabilidade de algum erro decisivo através de modelos baseados nas probabilidades de erro de execução de tarefas básicas. Entendem que, para efeitos de projeto, faz mais sentido proceder a estimativas globais do tipo de erro e das probabilidades, mesmo se estiver envolvido um elevado grau de subjetividade. Propõem as seguintes alternativas de abordagem:

- Definição de um multiplicador (por exemplo 5) da probabilidade de rotura padrão para atender ao erro humano. O inconveniente deste modelo é que a probabilidade de fracasso devido a um erro reduz proporcionalmente à redução da probabilidade de rotura padrão, o que não é muito verosímil.
- Definição da probabilidade de rotura devida a erros para cada elemento, por exemplo 10^{-8} por ano e por elemento.
- Definição de um fator multiplicativo da resistência de um elemento tendo em atenção os erros humanos, admitindo que estes têm, por exemplo, uma distribuição de probabilidade do tipo da esquematizada na Fig. 9: um pico próximo do valor 1,0 (indicando haver uma probabilidade de, suponha-se, 80% de não ocorrer qualquer erro ou de ocorrerem erros muito pouco relevantes) e uma dada distribuição (com área total de 20%) representando o facto de os erros mais importantes ocorrerem menos frequentemente. (Na figura o fator de erro é definido pela razão entre a resistência diminuída por causa dos erros humanos e a resistência mecânica real, não afetada pelos erros.) Os erros podem ser definidos ao nível de uma tarefa individual ou ao nível da globalidade do cálculo.

Vrouwenvelder *et al.* (2009) recomendam que os erros humanos sejam tidos em consideração aquando das tomadas de decisão sobre a robustez estrutural e reconhecem a necessidade de as

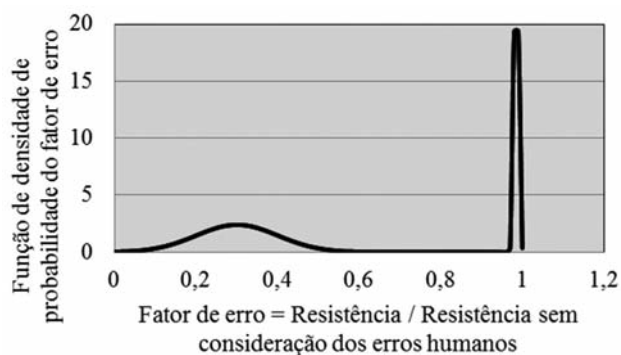


Fig. 9 – Modelo possível para o efeito do erro humano sobre a resistência (Vrouwenvelder *et al.*, 2009).

metodologias de modelação dos erros humanos serem auditadas por especialistas para que se possa constituir um corpo de conhecimentos que permita melhorar e aprofundar esses modelos.

5 – IMPRECISÃO NAS PREVISÕES

5.1 – Preâmbulo. Algumas características das previsões de custos e de benefícios

Numa famosa Rankine Lecture, intitulada “Predictions in soil engineering”, Lambe (1973) salienta que “(...) *as previsões constituem um passo chave no processo de criação e manutenção de infraestruturas, isto é, na prática da engenharia civil (...)*”. Lambe refere os domínios em que as previsões são essenciais: hidrologia, tráfego, custos, impactes ambientais, geotecnia, etc..

Nas previsões referidas por Lambe incluem-se aquelas sobre as quais assentam as decisões de se avançar com investimentos mais ou menos importantes, a saber, as previsões de custos e de impactes de diversa natureza, como sejam os ambientais, o nível de utilização (tráfego, etc.), os benefícios económicos directos e indirectos, etc..

Ora a falência das previsões, seja qual for a sua natureza, se for no sentido desfavorável, em regra acaba por se constituir num problema de segurança; no caso oposto, isto é, se for no sentido favorável, a imprecisão das previsões faz com que as operações atinjam custos que poderiam ter sido evitados. No que respeita aos custos, a estimativa por defeito do seu valor pode acarretar consequências para a segurança, pois pode conduzir à criação de pressões desmedidas para o controlo de custos, o que pode fazer com que não sejam tomadas certas medidas de segurança necessárias.

As imprecisões nas previsões de custos, de procura e de outros impactos de projetos de que recorrentemente a comunicação social dá conta, pelo menos em Portugal, são muito mais comuns e generalizadas do que, à partida, se possa pensar. No Quadro 8 apontam-se exemplos portugueses, referidos num livro recente (Vieira, 2011), de incapacidade de previsão dos custos de dois projetos muito distintos e que ocorreram também em datas muito diferentes. Lambe (1973) fornece igualmente alguns exemplos paradigmáticos de incerteza das previsões dos custos: a) o Quadro 9 diz respeito a infraestruturas de diferentes tipos executadas em países distintos; b) no Quadro 10 comparam-se os custos estimados com os reais de 9 barragens americanas.

As razões destas, em alguns casos, profundas desconformidades foram certamente diversas, desde causas económicas, políticas e sociais (inflação, problemas laborais, etc.) até razões de ordem técnica (insuficiência dos programas preliminares, deficiência dos projetos, situações imprevistas, sobretudo de carácter geotécnico, etc.).

Quadro 8 – Custos estimados e finais de duas obras em Lisboa.

Tipo de empreendimento	Custo previsto	Custo final
Basílica da Estrela (finais do séc. XVIII)	1249 contos de réis	6400 contos de réis
Centro Cultural de Belém	$6,3 \times 10^6$ contos	$38,0 \times 10^6$ contos

Quadro 9 – Custos previstos e reais de obras de diversos tipos executadas em vários países.

Tipo de obra	País	Custo previsto (\$)	Custo real – adicional em relação ao previsto (\$)
Hospital	Huddinge, Suécia	140×10^6	$+ 250 \times 10^6$
Centro comercial	Albany, New York, USA	380×10^6	$+ 1000 \times 10^6$
Ponte	Humber, Reino Unido	35×10^6	$+ 27 \times 10^6$
Linha do Metro	Londres, Reino Unido	84×10^6	$+ 43 \times 10^6$
Central elétrica	Kent, Reino Unido	288×10^6	$+ 192 \times 10^6$

Quadro 10 – Custos estimados e custos reais de 9 barragens dos Estados Unidos da América.

Designação	Local	Custo estimado quando o projeto foi autorizado (\$)	Montante gasto (\$)
Whitney	Texas	$8,35 \times 10^6$	$41,00 \times 10^6$
John H. Kerr	Virgínia	$30,90 \times 10^6$	$87,73 \times 10^6$
Blakely Mountain	Arkansas	$11,08 \times 10^6$	$31,50 \times 10^6$
Oahe Reservoir	Dakota	$72,80 \times 10^6$	$334,00 \times 10^6$
Jim Woodruff	Florida	$24,14 \times 10^6$	$46,40 \times 10^6$
Chief Joseph	Washington	$104,05 \times 10^6$	$144,73 \times 10^6$
Fort Peck	Montana	$86,00 \times 10^6$	$156,86 \times 10^6$
Clark Hill	Georgia	$28,00 \times 10^6$	$79,70 \times 10^6$
Bull Shoal	Arkansas	$40,00 \times 10^6$	$88,82 \times 10^6$

Mais recentemente, num âmbito muito diferente, o das teorias das tomadas de decisão em situações de incerteza, Flyvbjerg (2006) volta ao assunto da imprecisão das previsões, fornecendo dados relativos a previsões de tráfego e de custos relativos a projetos na área dos transportes.

Usando dados relativos a 70 anos concernentes a projetos de infraestruturas de transportes, Flyvbjerg (2006) concluiu que a imprecisão das previsões de custos a preços constantes foi, em média, de 44,7% nas ferroviárias, de 33,8% nas pontes e túneis, e de 20,4% nas rodoviárias (ver Quadro 11). Concluiu também que as previsões relativas a projetos mais recentes não são de melhor qualidade do que as que respeitam a infraestruturas mais antigas.

Quanto à previsão da utilização das infraestruturas, Flyvbjerg (2006) dispôs de dados relativos a um período de 30 anos, tendo concluído que não se verifica um melhoramento da qualidade das previsões com o passar do tempo. Concluiu também que (ver Quadro 12): a) o valor médio da imprecisão das previsões de passageiros dos transportes ferroviários é de -54,1%, sendo que em 40% dos casos analisados os erros das previsões são superiores a 60%; b) no que respeita ao tráfego rodoviário, o valor médio da imprecisão das previsões é bastante inferior ao do caso anterior, da ordem dos 9,5%.

Quando as previsões de custos e de procura se combinam, por exemplo, nas análises custo-benefício que são normalmente utilizadas para justificar investimentos em grandes infraestruturas

Quadro 11 – Imprecisão das previsões de custos a preços constantes de projetos de infraestruturas de transportes (Flyvbjerg, 2006).

Tipo de projeto	Valor médio da imprecisão (%)	Desvio padrão (%)	Coefficiente de variação
Ferroviário	44,7	38,4	0,86
Pontes e túneis	33,8	62,4	1,85
Rodoviário	20,4	29,9	1,47

Quadro 12 – Previsão da utilização das infraestruturas de transportes (Flyvbjerg, 2006).

Parâmetro	Infraestruturas ferroviárias	Infraestruturas rodoviárias
Valor médio da imprecisão (%)	- 51,4	9,5
Desvio padrão (%)	28,1	44,3
Coefficiente de variação	0,55	4,66
Percentagem de projetos com imprecisão superior a:	–	–
± 20%	84	50
± 40%	72	25
± 60%	40	13

de transporte, a consequência é a imprecisão ser do segundo grau. Os rácios custo-benefício estão muitas vezes errados, não apenas numa pequena percentagem, mas em grau elevado, o que leva a que as estimativas de viabilidade sejam em muitos casos enganosas. Isto é, as informações sobre que assentam as decisões de investimentos em novos projetos podem ser altamente imprecisas e tendenciosas, o que conduz a projetos de alto risco.

5.2 – Razões da imprecisão das previsões

Flyvbjerg e outros (2002, 2004a, 2004b, 2005) testaram explicações técnicas, psicológicas e político-económicas para a imprecisão nas previsões.

As explicações técnicas são comuns na literatura e admitem que as imprecisões são devidas a dados não confiáveis ou desatualizados e ao uso de modelos de previsão inadequados (Vanston e Vanston, 2004). No entanto, quando tais explicações são postas à prova, elas não integram de forma adequada os dados disponíveis:

- Em primeiro lugar, porque se as explicações técnicas fossem válidas, seria de esperar que a distribuição das imprecisões fosse normal ou quase normal, com uma média perto de zero. As distribuições reais das imprecisões são consistentes e significativamente não-normais, com médias expressivamente diferentes de zero. Logo, existe um preconceito e não imprecisão como tal.
- Em segundo lugar, se os dados e modelos imperfeitos fossem as principais razões das imprecisões, seria de esperar uma melhoria da qualidade das previsões ao longo do tempo, porque nos ambientes profissionais os erros e as suas fontes seriam reconhecidos e enfrentados, por exemplo, através de processos de revisão conduzidos por especialistas. Sem dúvida que

têm sido gastos recursos substanciais nas últimas décadas para melhorar os dados e os modelos de previsão. No entanto, segundo Flyvbjerg (2006), esse investimento não teve nenhum efeito sobre a precisão das previsões, o que indica que algo diferente da qualidade dos dados e dos modelos está por trás da imprecisão das previsões (Flyvbjerg e Cowi, 2004; Wachs, 1990).

Flyvbjerg (2006) considera que as explicações psicológicas e políticas são mais adequadas para justificar as previsões imprecisas:

- As explicações psicológicas da imprecisão das previsões têm a ver com o viés otimista com que estas são feitas, ou seja, com a predisposição cognitiva encontrada na maioria das pessoas que as leva a julgar acontecimentos futuros a luz mais positiva do que o que garante a experiência real.
- As razões políticas, por outro lado, explicam as imprecisões em termos de falsas declarações estratégicas. De acordo com estas explicações, quando procedem à estimação dos resultados dos projetos, os analistas e os gestores, deliberada e estrategicamente, sobrestimam os benefícios e subestimam os custos, a fim de aumentar a probabilidade de os seus projetos, e não os da concorrência, serem aprovados e financiados. A deturpação estratégica pode ser atribuída a pressões políticas e organizacionais, por exemplo, à competição por fundos escassos ou à disputa de posições.

Propensão otimista e deturpação estratégica, ambas envolvem engano, mas enquanto esta tem por trás uma intenção a primeira não; a propensão otimista repousa no autoengano. Embora os dois tipos de explicação sejam diferentes, o resultado é o mesmo: previsões imprecisas e inflação dos rácios custo-benefício.

As explicações psicológicas (viés otimista) da imprecisão das previsões têm o seu mérito em situações em que as pressões políticas e organizacionais estão ausentes ou são baixas, enquanto que tais explicações têm menor validade em situações em que as pressões políticas são elevadas. Por outro lado, as explicações em termos de falsas declarações estratégicas vigoram nas situações onde as pressões políticas e organizacionais são elevadas, sendo que se tornam irrelevantes quando tais pressões não estão presentes. Assim, os dois tipos de explicação complementam-se, um é forte quando o outro é fraco, e ambos os tipos são necessários para se compreender o fenómeno em apreço.

5.3 – Metodologia para lidar com a imprecisão

Daniel Kahneman, que em 2002 recebeu o “Prémio de ciências económicas em memória de Alfred Nobel” (muitas vezes referido como Prémio Nobel da Economia) pelas suas aplicações da economia experimental e da psicologia à análise das tomadas de decisão em situações de incerteza, e coautores (1979a, 1979b, 1994, 2003) mostraram que existe um viés cognitivo associado a tais situações, visto que os erros de julgamento que se cometem:

- são muitas vezes sistemáticos e previsíveis e não aleatórios, resultado de preconceitos e não de qualquer confusão; naturalmente, qualquer prescrição corretiva deve ter presente esta constatação;
- são muitas vezes compartilhados por especialistas e leigos;
- continuam a subsistir mesmo quando se está plenamente consciente da sua natureza.

Segundo Kahneman e coautores, a tomada de consciência da existência de uma ilusão perceptiva ou cognitiva não conduz, por si só, a um conhecimento mais preciso da realidade. Contudo, o estar-se consciente permite identificar situações em que a fé normal nas impressões pessoais deve

ser suspensa e em que o julgamento deve ser controlado por uma avaliação mais crítica das evidências. O julgamento humano, incluindo as previsões, é tendencioso.

Ademais, Kahneman e coautores concluíram que o julgamento humano é geralmente otimista devido ao excesso de confiança e à falta de cuidado na análise da informação pré-existente. Por isso, as pessoas têm tendência para subestimar os custos, os prazos de conclusão e os riscos das ações planejadas e para sobrestimar os benefícios dessas mesmas ações. Este comportamento comum é designado por "falácia do planeamento" e é originado pelo facto de os planeadores assumirem uma "visão interna", concentrada nas componentes do projeto específico que estão a analisar, em vez de atenderem aos resultados de projetos semelhantes já concluídos. Kahneman e coautores argumentam que a tendência prevalecente de menosprezar ou ignorar as informações pré-existentes é talvez a maior fonte de erro das previsões. Por isso, os analistas devem fazer todos os esforços para enquadrar adequadamente o problema da previsão, de modo a facilitar a utilização de todas as informações pré-existentes que estejam disponíveis. O uso de informações pré-existentes de outros empreendimentos semelhantes ao que está em estudo conforma uma "visão externa" e constitui a cura para a "falácia de planeamento".

Tendo presente os fatores que condicionam as tomadas de decisão humanas, postos em evidência por Kahneman e coautores, Flyvbjerg (2006) propõe uma metodologia para lidar com as imprecisões das previsões através do que designa uma "visão externa", a qual se baseia no estudo da informação recolhida do estudo de casos semelhantes àquele para o qual se pretende encontrar uma estimativa o mais precisa possível. O método proposto por Flyvbjerg visa, portanto, evitar as atuações tendenciosas através da adoção sistemática de uma "visão externa" baseada nas seguintes três etapas:

1. Identificação de uma classe de referência de projetos relevantes do passado que sejam similares ao em apreciação. A classe deve ser suficientemente ampla para ser estatisticamente significativa, mas suficientemente contida para ser verdadeiramente comparável com o projeto específico.
2. Estabelecimento de uma distribuição de probabilidade para a classe de referência selecionada. Isto requer o acesso a dados empíricos credíveis de um número suficiente de projetos pertencentes à classe de referência para que as conclusões a que se possa chegar sejam estatisticamente significativas.
3. Comparação do projeto específico com a distribuição respeitante à classe de referência correspondente, a fim de estabelecer o resultado mais provável para o projeto específico.

Ou seja, a metodologia proposta não tenta prever os eventos incertos que irão afetar o projeto particular, mas, em vez disso, coloca o projeto numa distribuição estatística construída com os resultados dos projetos semelhantes pertencentes à respetiva classe de referência.

Não obstante, como Flyvbjerg (2006) salienta, a maioria dos indivíduos e organizações, regra geral, estão mais inclinados a adotar a "visão interna" no planeamento de novos projetos. Esta é a abordagem convencional e intuitiva. A maneira tradicional de pensar um projeto complexo é colocar o foco no projeto em si e nos seus detalhes, dar relevo ao que se sabe sobre ele, prestando especial atenção às suas características únicas ou incomuns, tentando prever os eventos que irão influenciar o seu futuro desenvolvimento. A ideia de sair do âmbito do projeto em consideração e de proceder à coleta de estatísticas simples sobre projetos relacionados raramente é assumida pelos planeadores e gestores.

Embora compreensível, a preferência pela "visão interna" em detrimento da "visão externa" é lamentável. Quando ambos os métodos de previsão são aplicados com a mesma habilidade, a "visão externa" é muito mais capaz de conduzir a uma estimativa realista, visto que se concentra diretamente nos resultados, o que torna possível ultrapassar os vieses cognitivos e políticos, tais como a propensão para o otimismo e a deturpação estratégica. Na "visão externa", os gestores e

analistas não são obrigados a fazer cenários, a imaginar eventos ou a calibrar os seus próprios, ou de outros, níveis de competência e de controlo, de modo que podem evitar os erros que advenham dessas atividades. Logo, o viés humano é ultrapassado. Certamente que a “visão externa”, baseada em precedentes históricos, pode falhar na previsão de resultados extremos, isto é, daqueles que ficam de fora de todos os precedentes históricos. Mas, para a maioria dos projetos, a “visão externa” conduz a resultados mais precisos, sendo que, em contraste, a focalização nos detalhes internos é o caminho para a imprecisão (Flyvbjerg, 2006).

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na Secção 2 mostrou-se que: i) um aspeto determinante da probabilidade de rotura (quando esta for inferior a 10^{-3}) é a forma da cauda “esquerda” da distribuição da capacidade resistente; ii) para a definir há que dispor da caracterização da capacidade resistente em torno dos valores do quantil de ordem 0,1%; iii) na caracterização experimental de parâmetros geotécnicos para se obter valores inferiores ao quantil de ordem 0,1% é, em regra, necessário realizar um número de ensaios superior a 100; iv) tal quantidade de ensaios é completamente inusual, donde se deriva a dificuldade, mesmo impossibilidade de caracterização experimental da cauda “esquerda” da distribuição da resistência. Ainda assim, considera-se que, sempre que possível, nas verificações da segurança, para além de se usar os fatores de segurança, se deve também procurar avaliar a probabilidade de rotura, o que proporciona uma visão bastante mais profunda e completa da questão da segurança da estrutura em estudo. Para realizar essa avaliação, entende-se que, sendo possível, se deve estudar a forma da dependência das variáveis secundárias em relação às primárias e decidir em conformidade a forma da distribuição a adotar.

Na Secção 3 mostra-se que o erro humano é a causa da maioria dos incidentes e acidentes que ocorrem na construção civil, na linha, aliás, do que ocorre noutras atividades. Por isso, a fiabilidade estrutural tradicional, que não considera os erros humanos como fatores de incerteza, tem de ser complementada com outras metodologias se se pretende ter uma avaliação adequada da fiabilidade das construções.

Na Secção 4 apontam-se as razões que justificam o atraso na consideração adequada do erro humano e os benefícios de o fazer, procede-se à tipificação e classificação dos erros humanos e descrevem-se sumariamente as quatro perspetivas de abordagem do erro humano em sistemas industriais: i) metodologia de segurança tradicional; ii) apreciação dos fatores humanos / ergonomia; iii) análise dos processos cognitivos (engenharia cognitiva); iv) abordagem sociotécnica. A primeira procura incentivar os comportamentos seguros; a segunda busca conceber os sistemas de forma a garantir que existe uma correspondência entre as capacidades humanas e as exigências desses sistemas; a terceira tenta compreender as causas subjacentes aos erros para que as condições indutoras de erro possam ser eliminadas na fonte; a quarta entra em consideração com o impacto das políticas de gestão e da cultura organizacional. Estas abordagens são complementares, mais do que concorrentes; todas têm um papel a desempenhar no âmbito de uma gestão integrada do erro humano, tendo em vista a redução dos acidentes. Neste capítulo trata-se também das metodologias para a consideração explícita do erro humano, descrevendo-se e discutindo-se algumas das que têm sido propostas.

Finalmente, na última Secção descrevem-se algumas características das previsões de custos e de benefícios e discutem-se as razões que justificam a imprecisão das previsões, a saber, razões técnicas, psicológicas e político-económicas. As explicações técnicas não parecem convincentes porque as distribuições das imprecisões estão longe de ser normais ou quase normais, com uma média perto de zero, (de fato, são não-normais, com médias expressivamente diferentes de zero) e porque a precisão das previsões não tem melhorado ao longo do tempo. Por isso, Flyvbjerg (2006) considera que as explicações psicológicas (propensão otimista) e políticas (deturpação estratégica) são mais adequadas para justificar as previsões imprecisas. Por fim introduz-se uma metodologia para lidar com as imprecisões.

7 – AGRADECIMENTO

O autor agradece a revisão do texto feita pelo colega António Topa Gomes, bem como as suas sempre oportunas e perspicazes contribuições.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Allen, D. E. (1983). *Structural failures due to human error: what research to do?* NCR Publications Archive, National Research Council Canada.
- AICE (American Institute of Chemical Engineers) (1994). *Guidelines for Preventing Human Error in Process Safety*. Center for Chemical Process Safety of the American Institute of Chemical Engineers, New York.
- Atkinson, A. R. (1999). *The role of human error in construction defects*. Structural Survey, Vol. 17, Number 2, pp. 231-236.
- Bea, R. G. (1995). *Quality, Reliability, Human and Organization Factors in Design of Marine Structures*. Proceedings of 14th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Paper OMAE 1232, Copenhagen, Denmark.
- Bea, R. G. (2000a). *Achieving Step Change in Risk Assessment & Management (RAM)*. Centre for Oil and Gas Engineering, University of Western Australia Press, Nedlands, Western Australia.
- Bea, R. G. (2000b). *Human & Organizational Factors in Design & Reliability of Offshore Structures*. Doctor of Philosophy Thesis, Centre for Oil and Gas Engineering, University of Western Australia Press, Nedlands, Western Australia.
- Bea, R. G. (2002a). *Human and Organizational Factors in Reliability Assessment and Management of Offshore Structures*. Risk Analysis, 22 (1), Soc. for Risk Analysis, New York, pp. 29-45.
- Bea, R. G. (2002b). *Human & Organizational Factors in Design and Operation of Deepwater Structures*. Proceedings of the Offshore Technology Conference, OTC 14293, Society of Petroleum Engrs., Richardson, TX, pp. 1-19.
- Bea, R. G. (2006). *Reliability and Human Factors in Geotechnical Engineering*. J. Geotech. Geoenviron. Eng., ASCE, 132 (5), pp. 631-633.
- Benjamim, J. R.; Cornell, C. A. (1970). *Probability, Statistics and Decision for Civil Engineering*. McGraw-Hill Book Company, New York.
- Branco, L. D. (2011). *Aplicação de Conceitos de Fiabilidade a Solos Residuais*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Geotecnia, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Butikofer, R. E. (1986). *Safety Digest of Lessons Learned*. American Petroleum Institute, API Publication 758, Washington, DC.
- Caldeira, L. (2002). *As análises de risco e as incertezas*. Atas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 4, pp. 2295-2311, Lisboa.
- Caldeira, L. (2005). *Análises de Risco em Geotecnia: Aplicação a Barragens de Aterro*, I&D Programa de Investigação em Geotecnia, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Cardoso, A. S. (2002). *Segurança e fiabilidade*. Atas do 8º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 4, pp. 2263-2294, Lisboa.

- Cardoso, A. S. (2004). *Modelação e segurança*. Atas do 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 4, pp. 133-176, Aveiro.
- Cardoso, A. S.; Matos Fernandes, M. (2001). *Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according to Eurocode 7*. Géotechnique 51, No. 6, pp. 519-531.
- Cardoso, A. S.; Matos Fernandes, M.; Brito, J. M. (1999). *Application of structural Eurocodes to gravity retaining wall seismic design conditioned by base sliding*. Proceedings of 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, pp. 413-420, Lisboa.
- Cardoso, A. S.; Topa Gomes, A. (2010). *Gestão de riscos de construção. Instrumentação e observação. Planos e medidas de emergência. O Caso do Metro do Porto*. Tema 10, do 2º Curso da Comissão Portuguesa de Túneis e Obras Subterrâneas, Túneis e Obras Subterrâneas em Meio Urbano, 69 p., Lisboa.
- Duncan, J. M. (2000). *Factors of safety and reliability in geotechnical engineering*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 4, pp. 307-316.
- Flyvbjerg, B. (2006). *From Nobel prize to project management: getting risks right*. Project Management Journal, Vol. 37, No. 3, pp. 5-15.
- Flyvbjerg, B.; COWI. (2004a). *Procedures for dealing with optimism bias in transport planning: Guidance document*. UK Department for Transport, London.
- Flyvbjerg, B.; Holm, M. K. S.; Buhl, S. L. (2002). *Underestimating costs in public works projects: Error or lie?* Journal of the American Planning Association, 68(3), pp. 279-295.
- Flyvbjerg, B.; Holm, M. K. S.; Buhl, S. L. (2004b). *What causes cost overrun in transport infrastructure projects?* Transport Reviews, 24(1), pp. 3-18.
- Flyvbjerg, B.; Holm, M. K. S.; Buhl, S. L. (2005). *How (in)accurate are demand forecasts in public works projects? The case of transportation*. Journal of the American Planning Association, 71(2), pp. 131-146.
- Joschek, H. I. (1981). *Risk Assessment in the Chemical Industry*. Proceedings of the International ANS/ENS Topical Meeting on Probabilistic Risk Assessment, American Nuclear Society, New York.
- Kahneman, D. (1994). *New challenges to the rationality assumption*. Journal of Institutional and Theoretical Economics, 150, pp. 18-36.
- Kahneman, D.; Tversky, A. (1979a). *Prospect theory: An analysis of decisions under risk*. Econometrica, 47, pp. 313-327.
- Kahneman, D.; Tversky, A. (1979b). *Intuitive prediction: Biases and corrective procedures*. Studies in the management sciences: Forecasting. S. Makridakis & S. C. Wheelwright (Eds.), North Holland, Amsterdam.
- Kletz, T. A. (1994). *Learning from Accidents*. 2nd ed., Butterworth-Heinemann, Stoneham, MA.
- Lambe, T. W. (1973). *Predictions in soil engineering*. Géotechnique 23, No. 2, pp. 149-202.
- Lovaglio, D.; Kahneman, D. (2003). *Delusions of success: How optimism undermines executives' decisions*. Harvard Business Review, pp. 56-63.
- Madsen, H. O.; Krenk, S.; Lind, N. C. (2006). *Methods of Structural Safety*. 2nd ed., Dover Publications, Inc., New York.

- Matos Fernandes, M.; Brito, J. M.; Cardoso, A. S.; Vieira, C. S. (1997). *Estruturas de suporte: apresentação do Eurocódigo 7 e alguns estudos de aplicação*. Atas do Seminário Eurocódigo 7 (Projecto Geotécnico), pp. IV-35-59, Lisboa.
- Matousek, M.; Schneider, J. (1976). *Untersuchungen Zur Struktur des Sicherheit-problems bei Bauwerken*. Institut für Baustatik und Konstruktion der ETH Zürich, Bericht No. 59, ETH. (referido por Allen, 1983).
- Meister, D. (1977). *Methods of Predicting Human Reliability in Man-Machine Systems. Human Aspects of Man-Machine Systems*. S. Brown & J. Martin (Eds.). Open University Press, Milton Keynes, UK.
- Neufville, R.; Weck, O.; Frey, D.; Hastings, D.; Larson, R.; Simchi-Levi, D.; Oye, K.; Weigel, A.; Welsch, R. (2004). *Uncertainty management for engineering systems planning and design*. Engineering Systems Symposium, MIT.
- Rasmussen, J. (1989). *Chemical Process Hazard Identification*. Reliability Engineering and System Safety, Vol. 24, pp. 11-20. Elsevier Science Publishers Ltd., New York.
- Rasmussen, J. (1990). *Human Error and the Problem of Causality in Analysis of Accidents*. Human Factors in Hazardous Situations. D. E. Broadbent, J. Reason, & A. Baddeley (Eds.). Clarendon Press, Oxford, UK.
- Reason, J. T. (1990). *Human Error*. Cambridge University Press, Cambridge.
- SCOSS (2006). *A risk managed framework for ensuring robustness*. Standing Committee on Structural Safety, London.
- Soane, A. (2007). *CROSS spotlight on failures*. The Structural Engineer, August 2007.
- Sowers, G. F. (1993). *Human Factors in Civil and Geotechnical Engineering Failures*. J. Geotech. Eng., 119 (2), pp. 238-256.
- Stewart, M. G. (1992). *Simulation of Human Error in Reinforced Concrete Design*. Research in Engineering Design. Theory, Applications and Concurrent Engineering, 4, pp. 51-60.
- Swain, A. D. (1987). *Accident Sequence Evaluation Program Human Reliability Analysis Procedure*. NUREG/CR-4772, US Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC.
- Uehara, Y.; Hasegawa, H. (1986). *Analysis of Causes of Accident at Factories Dealing with Hazardous Materials*. 5th International Symposium on Loss Prevention and Safety Promotion in the Process Industries, Vol. 1, Ch. 23, Société de Chimie Industrielle, Paris.
- U. S. Army Corps of Engineers (1999). *Risk-Based Analysis in Geotechnical Engineering for Support of Planning Studies*. CECW-EG, Technical Letter No. 1110-2-556, Department of the Army Washington, DC 20314-1000, USA.
- Vanston, J. H.; Vanston, L. K. (2004). *Testing the tea leaves: Evaluating the validity of forecasts*. Research-Technology Management, 47(5), pp. 33–39.
- Veiga Pinto, A. (2008). *Gestão de Riscos e Segurança de Barragens*. 3^o Simpósio de Segurança de Barragens e Riscos Associados, Lisboa (notas da apresentação oral).
- Vieira, J. (2011). *Só um Milagre nos Salva*. Editora Objectiva, Lisboa.
- Vrouwenvelder, T.; Holicky, M.; Sykora, M. (2009). *Modelling of human error*. Joint Workshop of COST Actions TU0601 and E55 (Robustness of Structures).

- Wachs, M. (1990). *Ethics and advocacy in forecasting for public policy*. Business and Professional Ethics Journal, 9(1–2), pp. 141–157.
- Wagenaar, W. A.; Hudson, P. T.; Reason, J. T. (1990). *Cognitive Failures and Accidents*. Applied Cognitive Psychology 4, pp. 273-294.
- Whitman, R. V. (2000). *Organizing and Evaluating Uncertainty in Geotechnical Engineering*. J. Geotech. Eng, ASCE, 126 (7), pp. 583-592.
- Williams, R. (2009). *This one will bring the house down*. ICE IStructE HSE SCOSS Prestige Lecture, Institution of Civil Engineers, London.
- Yao, J. T. P.; Kawamura, H. (2001). *On Structural Reliability*. Journal of Temporary Design in Architecture and the Environment, Vol. 1, No. 1, pp. 1-5.
- Zhou, C.; Kou, X. J. (2010). *Method of Estimating Human Error Probabilities in Construction for Structural Reliability Analysis Based on Analytic Hierarchy Process and Failure Likelihood Index Method*. J. Shanghai Jiaotong Univ. (Sci.), 15(3), pp. 291-296.

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACAS CURTAS DE SOLO-CIMENTO EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Load capacity of plastic soil-cement short piles in collapsible soils

Antonio Anderson da Silva Segantini*

Agatha Stela de Moraes**

Adriano Souza***

David de Carvalho****

RESUMO – Estacas curtas de pequeno diâmetro são bastante utilizadas em obras de pequeno porte, inclusive em locais de solos colapsíveis, razão pela qual se objetivou neste trabalho estudar o comportamento deste tipo de fundação. São apresentados e discutidos resultados de provas de carga axiais de compressão em estacas com diâmetro $D = 0,2$ m e comprimento $L = 4,5$ m. Foram confeccionadas 6 estacas, sendo 3 de solo-cimento plástico e 3 de betão. Realizaram-se provas de carga com o solo na umidade natural e com molhagem prévia. Visando também realizar o controle tecnológico dos materiais em estudo, foram realizados ensaios à compressão simples em corpos-de-prova cilíndricos, cujos resultados evidenciaram a possibilidade técnica de utilização do solo-cimento plástico neste tipo de fundação. São apresentados resultados de ensaios SPT-T e CPT realizados no local. São feitas análises comparativas entre os resultados obtidos nas provas de carga e os previstos por fórmulas empíricas.

ABSTRACT – Short piles of small diameter are largely used in small-sized construction, even in sites with collapsible soils. For this reason, it was aimed to study this foundation type in this work. Results of axial compression load tests in piles of diameter $D = 0.2$ m and length $L = 4.5$ m are presented and discussed. Six piles, three of plastic soil cement and three of concrete were made. Load tests were carried out with natural soil moisture and then previous wetting. For technological control of the materials, compression tests on cylindrical specimens were made. The results showed the technical possibility of using this foundation type. Results of SPT-T and CPT tests carried out in the site of the load tests are also presented. Comparative analyses between the results of the load tests and the values predicted by empirical formulas are made.

PALAVRAS CHAVE – Fundações, prova de carga, solo-cimento, solos colapsíveis.

1 – INTRODUÇÃO

A presença de solos colapsíveis, de modo geral, inviabiliza o uso de fundações diretas. Nesse caso, a utilização de fundações profundas é uma alternativa de uso frequente, sendo as estacas de betão moldadas *in loco* uma solução bastante indicada nas construções de pequeno porte. Tem-se

* Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista.

E-mail: anderson@dec.feis.unesp.br

** Professora MSc, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista.

E-mail: agatha@dec.feis.unesp.br

*** Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista.

E-mail: adriano@dec.feis.unesp.br

**** Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Campinas.

E-mail: david@agr.unicamp.br

observado, na grande maioria dos casos, que a resistência do betão é muito superior às tensões de trabalho usuais nessas construções. Dessa forma, objetivando-se estudar um material alternativo ao betão, mas com resistência compatível com as cargas de trabalho usuais nesse tipo de construção, surgiu a ideia de se avaliar a possibilidade de utilização do solo-cimento plástico na confecção destas estacas. Visando uma análise comparativa, foram confeccionadas 6 estacas, sendo 3 de solo-cimento plástico e 3 de betão. A abertura do fuste das estacas foi executada com a queda de um pilão de aço (apiloamento). Foram realizadas duas provas de carga em cada estaca, sendo a primeira com o solo na umidade natural e a segunda com molhagem prévia do solo, totalizando 12 provas de carga. Nos ensaios com molhagem prévia do solo, uma vala quadrada com 1,2 m de largura por 0,2 m de profundidade foi escavada ao redor da estaca, dentro da qual se confeccionaram quatro furos de drenagem com diâmetro de 0,1 m e comprimento de 3,0 m. A molhagem do solo com água, por intermédio da vala e dos furos de drenagem foi iniciada com 24 horas de antecedência à realização das provas de carga, colocando a água dentro da vala a uma vazão constante de 0,1 litros/segundo para compensar o volume drenado nos furos. Procurou-se, deste modo, fazer com que o nível da água dentro da vala se mantivesse constante. Realizaram-se ensaios de laboratório em corpos-de-prova de solo-cimento plástico e de betão, cujos resultados permitiram uma análise do comportamento mecânico e da segurança dos materiais, no que se refere à resistência à compressão e ao módulo de elasticidade, ao longo do tempo.

2 – CAMPO EXPERIMENTAL

2.1 – Considerações gerais

Visando consubstanciar os resultados da pesquisa, um Campo Experimental de Mecânica dos Solos e Fundações, denominado *Campo Experimental de Ilha Solteira*, foi implantado nesta cidade do Estado de São Paulo (Fig.1).

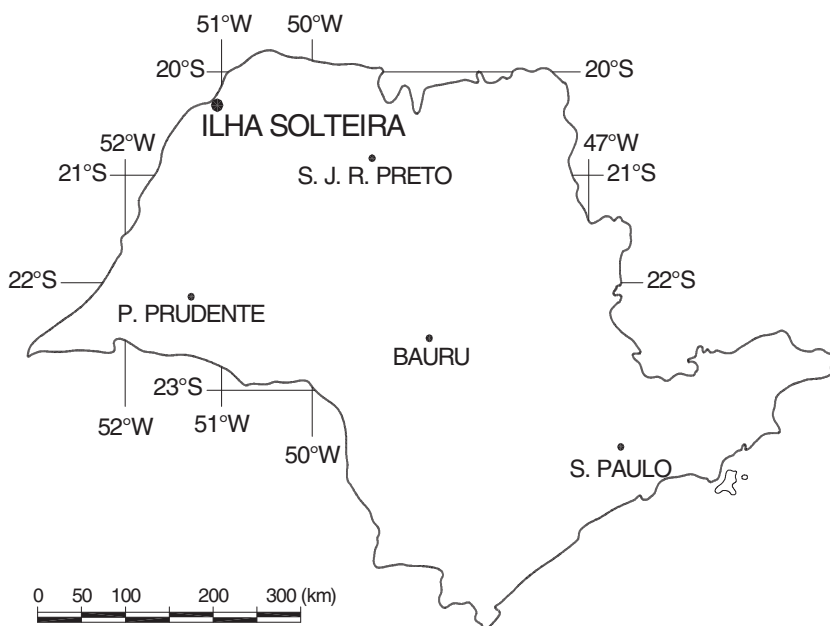


Fig. 1 – Localização da cidade de Ilha Solteira no Estado de São Paulo.

A caracterização deste Campo Experimental foi efetuada por intermédio de cinco sondagens de simples reconhecimento (SPT) e cinco ensaios do cone de penetração estática (CPT), utilizando-se o cone de *Begemann*. Foram também realizados ensaios de laboratório em amostras indeformadas de solo, as quais foram coletadas a cada metro de profundidade em um poço de inspeção aberto com diâmetro de 1,1 m e profundidade de 16,5 m. Cavalcante *et al.* (2007) fazem uma descrição de vários Campos Experimentais, onde se realizam ensaios em escala real, dentre os quais se tem a descrição do Campo Experimental de Ilha Solteira. Diversos trabalhos já foram realizados neste Campo Experimental, entre os quais se destacam Menezes (1997), Segantini (2000) e Souza (2001).

2.2 – Caracterização do Campo Experimental

Na Figura 2 tem-se uma ilustração esquemática do Campo Experimental, com o posicionamento das sondagens, do poço de inspeção e das estacas ensaiadas no local. O Quadro 1 mostra os valores dos resultados obtidos nas sondagens de reconhecimento realizadas.

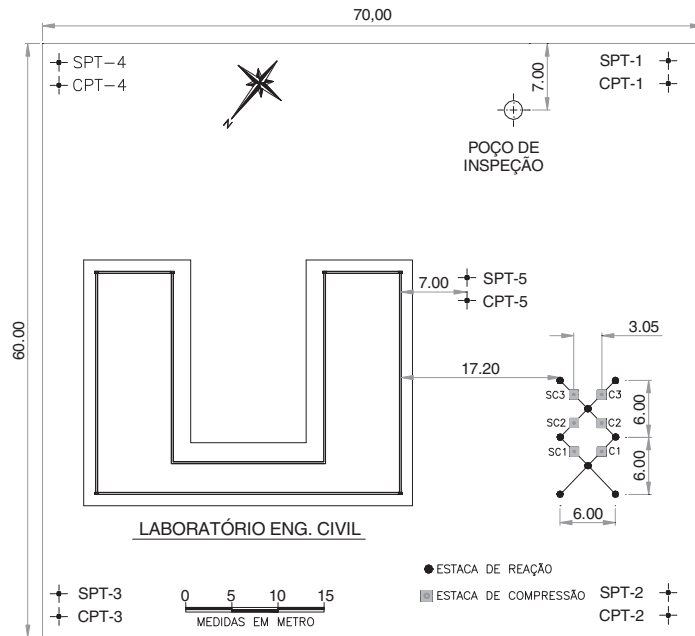


Fig. 2 – Esquema de implantação das estacas no Campo Experimental.

Quadro 1 – Parâmetros dos ensaios de penetração (Morais, 2002).

H(m)	N					q _c (MPa)					f _c (kPa)				
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5	D-1	D-2	D-3	D-4	D-5	D-1	D-2	D-3	D-4	D-5
1	4	5	12	9	3	4,7	5,8	4,7	4,2	4,2	35,2	112,1	54,5	62,0	39,8
2	2	2	3	2	2	1,8	1,8	1,9	1,6	1,7	41,1	36,9	22,9	61,5	38,2
3	3	2	2	3	2	1,9	1,7	1,7	2,2	1,9	40,6	24,4	26,2	61,5	50,5
4	3	3	5	3	3	2,1	1,7	6,9	2,0	1,9	31,1	30,0	68,6	61,0	48,0
5	3	3	12	3	3	2,9	1,8	8,3	2,2	2,1	28,7	24,0	126,0	76,8	76,0
6	4	1	12	4	4	2,7	2,3	8,0	2,6	1,9	32,0	27,7	133,5	143,8	91,7
7	5	0	21	3	4	4,5	2,5	10,5	2,6	2,5	38,2	29,2	181,9	116,7	131,9
8	6	5	15	3	5	3,5	3,2	11,0	3,1	3,2	43,6	35,5	173,3	126,5	218,3
9	10	6	8	7	7	5,0	4,3	7,0	3,2	3,8	74,8	65,9	102,9	139,5	187,1
10	11	8	10	8	8	7,0	6,8	7,2	3,8	5,3	139,4	113,3	97,6	184,2	291,3
11	10	9	11	8	9	7,7	7,9	8,5	4,1	5,7	140,8	188,6	82,7	256,7	473,1
12	9	8	9	9	10	8,3	7,5	8,9	4,0	5,8	257,3	281,0	83,2	337,7	466,5
13	9	9	11	10	12	8,0	6,9	8,9	4,1	5,7	395,8	180,3	116,3	400,6	479,4
14	4	5	12	6	3	7,5	7,8	8,6	3,6	6,4	311,6	277,5	84,1	313,6	460,6
15	2	2	3	2	2	7,8	7,8	7,3	4,5	7,1	227,7	250,3	126,0	261,0	480,4
16	2	2	2	3	2	8,0	6,7	7,7	5,30	7,5	243,9	301,2	217,3	201,4	343,3

N = índice de resistência à penetração (SPT); q_c = resistência de ponta (CPT); f_c = atrito lateral (CPT).

Na Figura 3 são mostrados os perfis de sondagem obtidos por meio dos ensaios SPT.

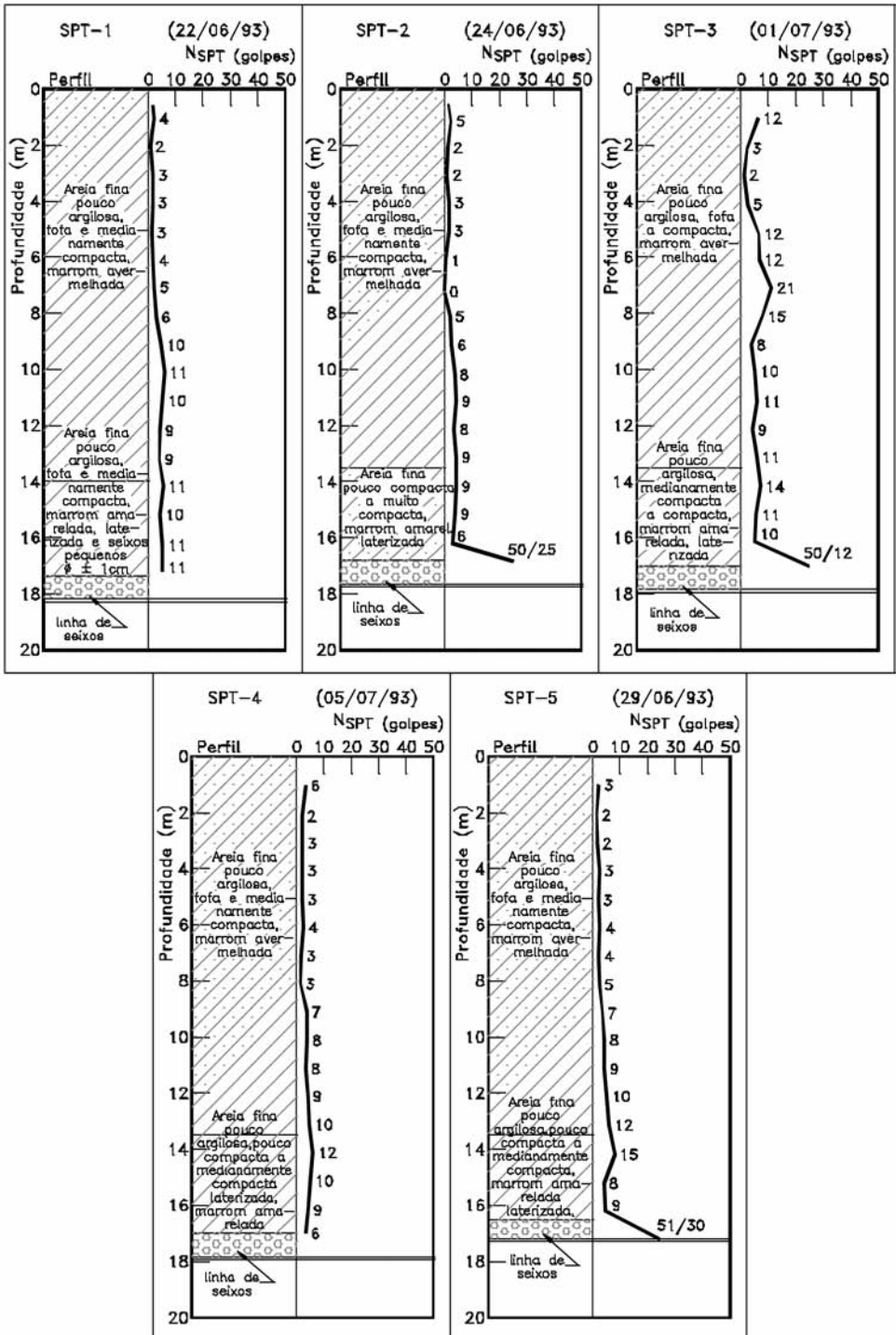


Fig. 3 – Perfis de subsolo do Campo Experimental (Morais, 2002).

3 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Foram realizados ensaios de laboratório visando a obtenção dos valores de resistência à compressão simples e módulo de elasticidade do betão e do solo-cimento plástico utilizados nas estacas. Na confecção do betão foi utilizado o traço volumétrico 1:3:3 (cimento: areia: pedra), sendo este traço bastante utilizado em estacas moldadas *in loco*. Com relação ao solo-cimento plástico, utilizou-se o traço volumétrico 1:8 (cimento: solo). Na confecção do solo-cimento plástico foi utilizado um solo A4 (HRB, 1945), composto por 50% de areia fina, 30% de argila e 20% de silte. Nas Figuras 4 e 5, respectivamente, são apresentados resultados dos ensaios de laboratório realizados com vistas à determinação da resistência à compressão simples (f_{bj}) e do módulo de elasticidade (E) do betão e do solo-cimento plástico em função da idade de cura. Nos Quadros 2 e 3 são apresentados os valores numéricos, os quais foram obtidos a partir da média dos valores de ruptura de três corpos-de-prova para cada idade de cura.

Quadro 2 – Módulo de elasticidade e resistência à compressão simples do betão em função da idade de cura.

Idade (dias)	f_{bj} (MPa)	E_b (GPa)
07	13,8	29,0
28	19,4	38,0
56	20,8	40,0
120	23,0	42,0

f_{bj} = Resistência à compressão simples;

E_b = Módulo de elasticidade do betão.

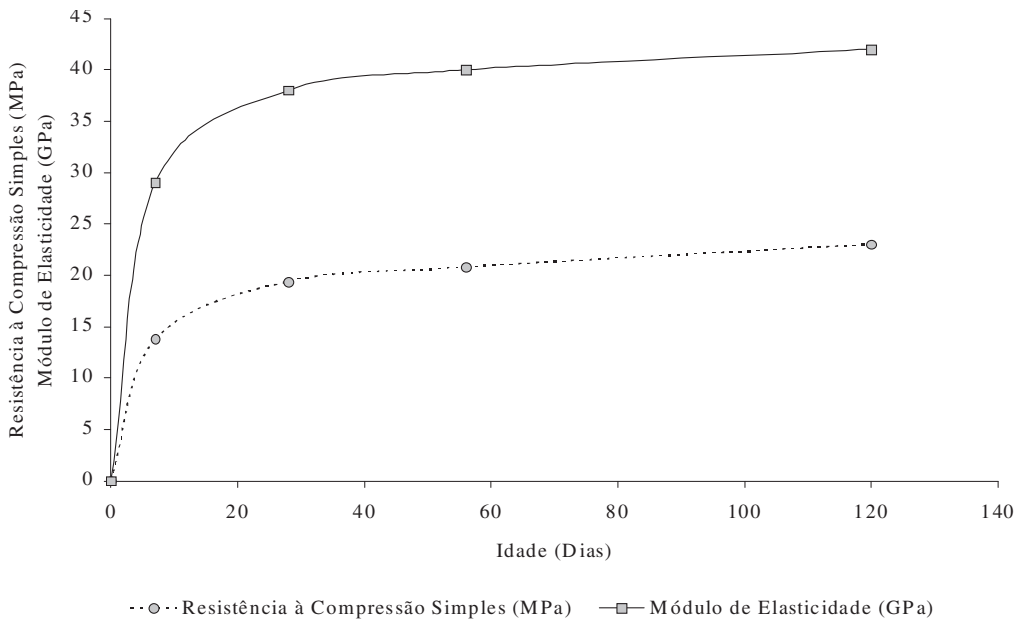


Fig. 4 – Resistência à compressão simples e módulo de elasticidade do betão em função da idade de cura.

Quadro 3 – Características do solo-cimento plástico em função da idade de cura.

Idade de Cura	γ_{scp} (kN/m ³)	Absorção (%)	f_{scp} (MPa)	E_{scp} (GPa)
28 dias	16,3	21,3	4,4	5,9
56 dias	16,2	20,9	6,2	8,8
120 dias	16,3	20,5	8,9	9,3
240 dias	16,6	20,9	10,6	10,1
1 ano	16,5	21,3	11,0	10,5
1,5 anos	16,6	21,1	11,1	10,5
2 anos	16,7	21,5	11,7	10,5
5 anos	16,7	21,6	11,7	10,7

γ_{scp} = Peso volúmico do solo-cimento plástico;

f_{scp} = Resistência à compressão simples do solo-cimento plástico;

E_{scp} = Módulo de elasticidade do solo-cimento plástico.

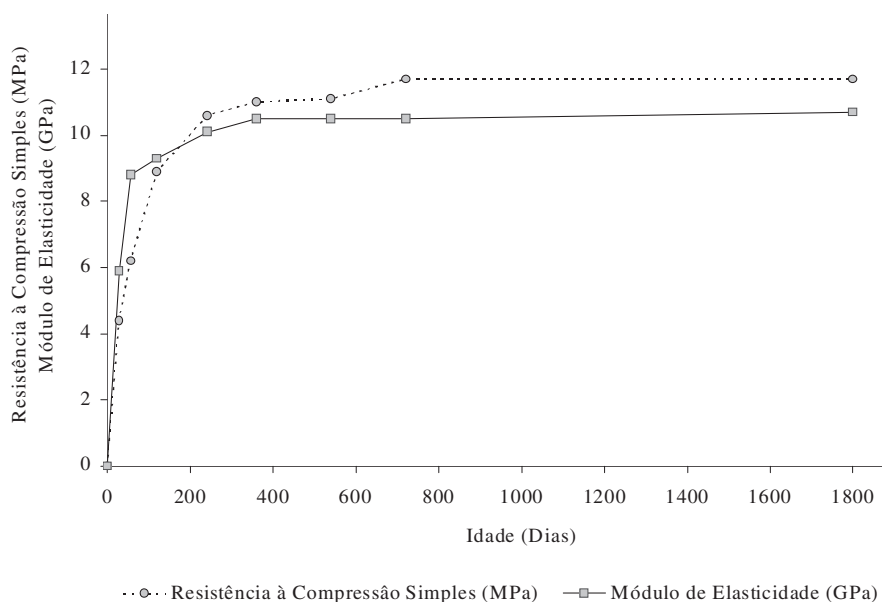


Fig. 5 – Resistência à compressão simples e módulo de elasticidade do solo-cimento-plástico.

4 – CONFEÇÃO DAS ESTACAS

Foram utilizadas estacas do tipo moldadas *in loco*, tendo sido os furos abertos através da queda de um pilão com peso de 5 kN e diâmetro de 0,2 m, conforme se observa na Figura 6. A execução deste tipo de estaca é bastante comum nos solos arenosos do Estado de São Paulo. No fundo dos furos, conforme se observa na Figura 6, foi colocado um elemento de poliestireno expandido, com 5 cm de espessura, com a finalidade de evitar a mobilização da reação de ponta da estaca no início das provas de carga. Desta forma foi possível no início das provas de carga avaliar a resposta da reação por atrito lateral e, posteriormente, após o esmagamento do poliestireno expandido, a mobilização da resistência de ponta.

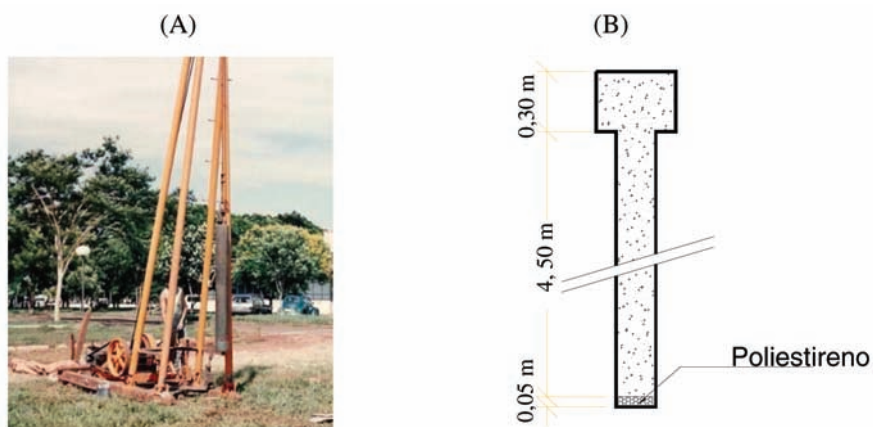


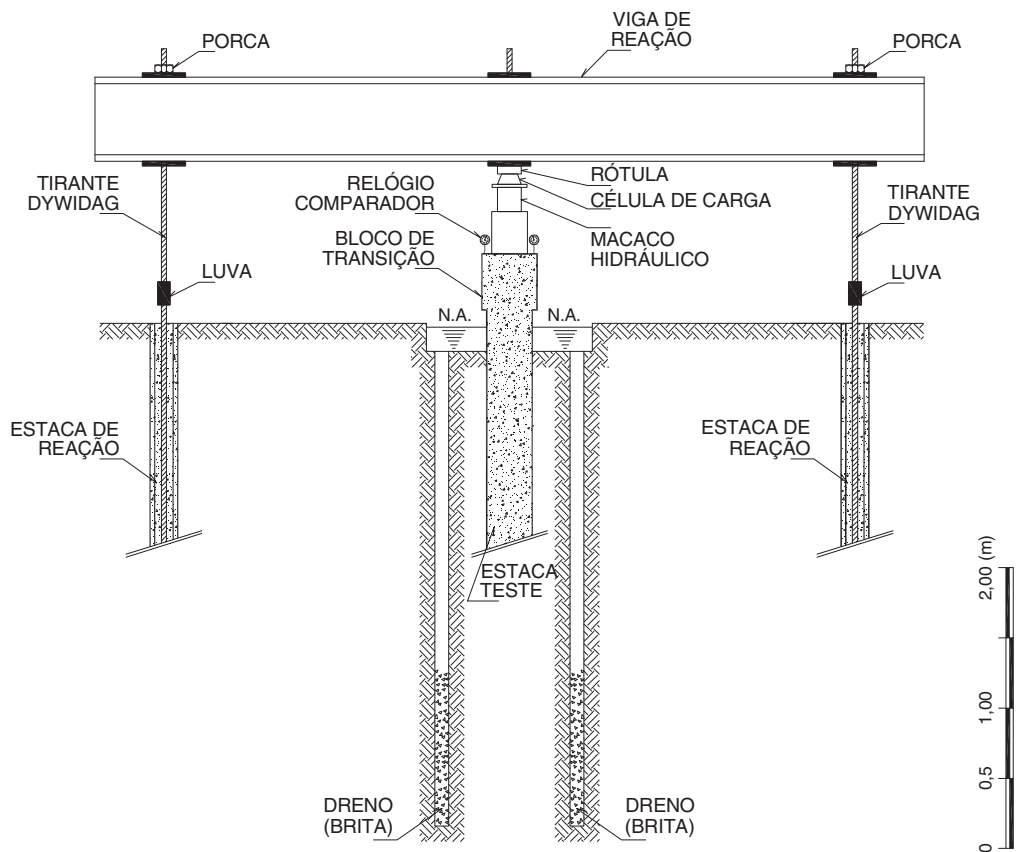
Fig. 6 – Bate-estaca utilizado (A) e croquis das estacas (B).

5 – PROVAS DE CARGA

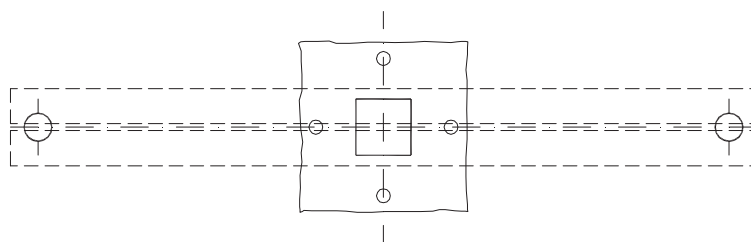
As provas de carga foram realizadas adotando-se carregamento rápido em estágios iguais e sucessivos, com duração de cinco minutos. Este procedimento é permitido e está prescrito na norma técnica brasileira NBR 12131, *Estacas - provas de carga estática* (ABNT, 2006). O descarregamento, após ser atingida a carga máxima do ensaio, foi efetuado em quatro estágios também sucessivos de cinco minutos, com a última leitura efetuada após dez minutos. Ilustra-se, na Figura 7, o momento da realização de um dos ensaios com molhagem prévia do solo e, na Figura 8, o esquema de reação utilizado.



Fig. 7 – Prova de carga com molhagem prévia do solo.



ELEVAÇÃO



PLANTA

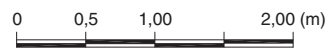


Fig. 8 – Esquema do sistema de reação e carregamento.

Nas Figuras 9 e 11 são mostradas as curvas obtidas nas provas de carga realizadas com o solo na umidade natural e nas Figuras 10 e 12, com molhagem prévia do solo. No Quadro 4 são mostrados os valores das cargas máximas aplicadas nos ensaios.

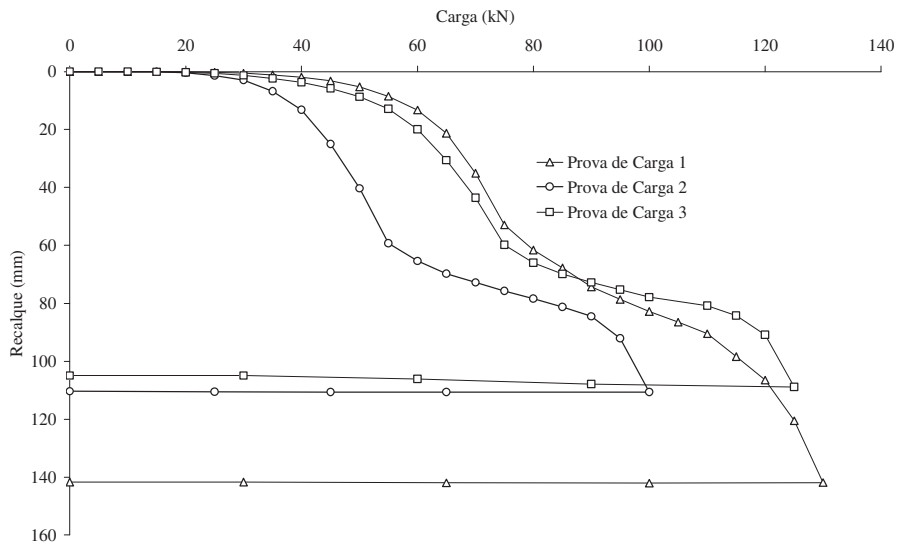


Fig. 9 – Carga \times recalque das estacas de betão com o solo na umidade natural.

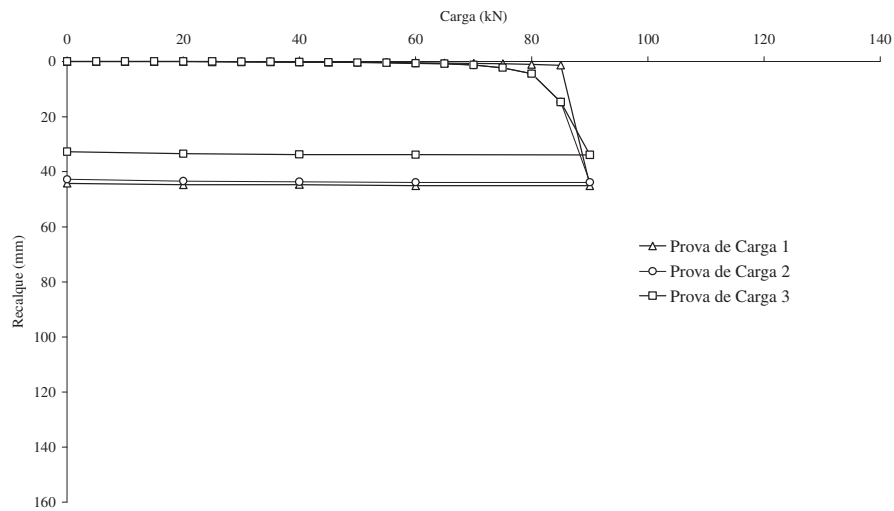


Fig. 10 – Carga \times recalque das estacas de betão com molhagem prévia do solo.

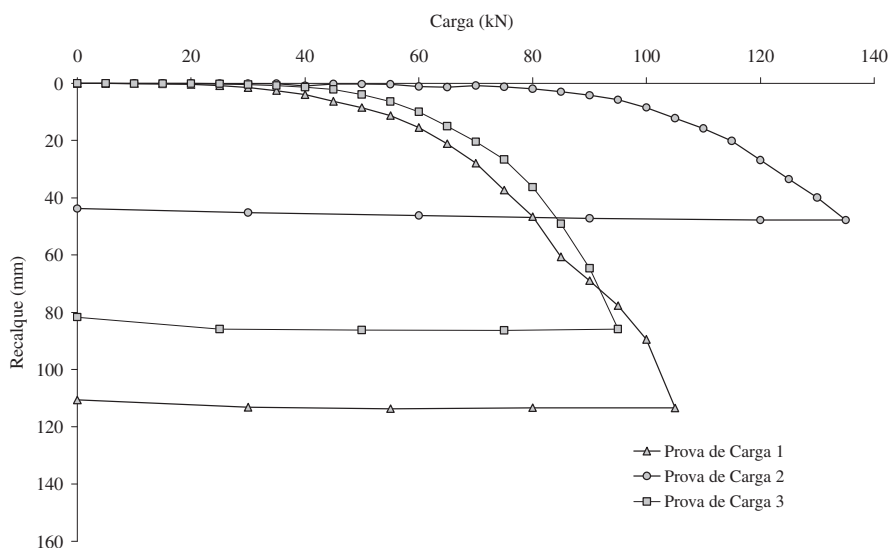


Fig. 11 – Carga \times recalque das estacas de solo-cimento plástico com o solo na umidade natural.

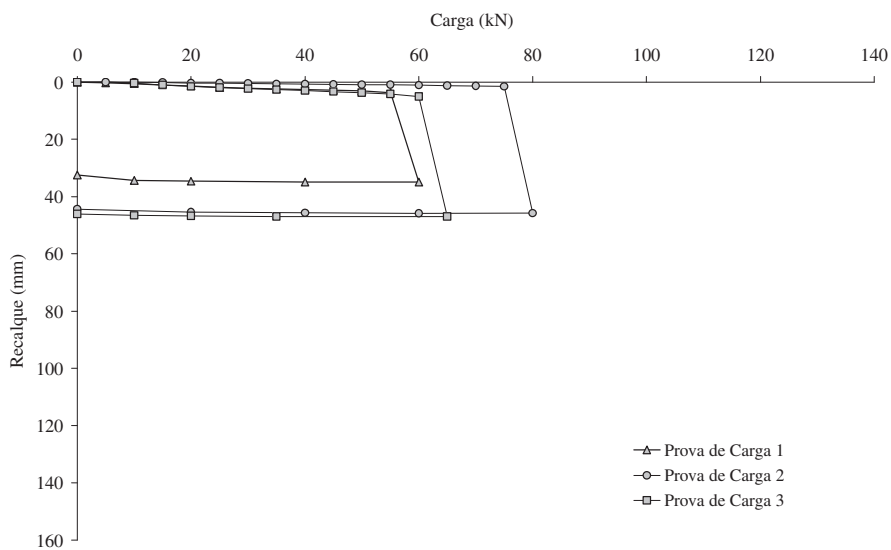


Fig. 12 – Carga \times recalque das estacas de solo-cimento plástico com molhagem prévia do solo.

Quadro 4 – Características das estacas e resultados das provas de carga.

Estacas	D (m)	L (m)	Q máx, nat (kN)	Q máx, sat (kN)	Redução (%)	\bar{Q} máx, nat (kN)	\bar{Q} máx, sat (kN)	Redução (%)
E _{1, BETÃO}	0,2	4,5	130	90	31	118	90	23
E _{2, BETÃO}	0,2	4,5	100	90	10			
E _{3, BETÃO}	0,2	4,5	125	90	28			
E _{1, SCP}	0,2	4,5	105	60	43	100	62	38
E _{2, SCP}	0,2	4,5	135 (*)	80 (*)	41 (*)			
E _{3, SCP}	0,2	4,5	95	65	32			

Q máx, nat = Carga máxima com o solo na umidade natural;

Q máx, sat = Carga máxima com molhagem prévia do solo;

\bar{Q} máx, nat = Carga máxima média com o solo na umidade natural;

\bar{Q} máx, sat = Carga máxima média com molhagem prévia do solo;

E_{i, SCP} = Estaca de solo-cimento plástico.

(*) Notou-se na prova de carga realizada na estaca E_{2, SCP} a ocorrência de deslocamento lateral da estaca, ocasionando outros esforços, além da carga axial de compressão, razão pela qual os valores obtidos nesta estaca não foram considerados nas análises efetuadas.

O Quadro 4 mostra que a molhagem do solo provocou redução de 23% na carga máxima das estacas de betão e de 38% nas de solo-cimento plástico.

6 – UTILIZAÇÃO DE FÓRMULAS EMPÍRICAS

Segundo Carvalho *et al.* (1997), diversas fórmulas teóricas e empíricas são encontradas na literatura para a determinação da carga de ruptura de estacas. No Brasil são bastante utilizadas as fórmulas de Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Diversos outros autores também apresentam fórmulas para a obtenção das cargas de ruptura de estacas, como Bustamante & Gianceselli (1981), Philipponnat (1980) e Décourt *et al.* (1996). No Quadro 5 são mostrados os valores obtidos para as estacas de betão a partir da aplicação de algumas dessas fórmulas, comparando-se estes valores com os resultados obtidos nos ensaios. Para a determinação da carga máxima estimada ($Q_{\text{máx. estimado}}$) foram utilizados os dados das sondagens S-5 (SPT) e D-5 (CPT), que foram executadas bem próximas às estacas ensaiadas (ver a Fig. 2).

Quadro 5 – Comparação dos valores médios das provas de carga com os das fórmulas.

Método	Parâmetros Utilizados	Q máx. estimado (kN)	$\frac{Q \text{ máx. ensaio}}{Q \text{ máx. estimado}}$
Aoki e Velloso – SPT (1975)	$\alpha = 0,03$ K = 600 kPa $F1 = 1+[D(\text{cm})/80] = 1,25^*$ $F2 = 2.F1 = 2,50^{**}$	92,7	1,27
Aoki e Velloso – CPT (1975)	$F1 = 1+[D(\text{cm})/80] = 1,25^*$ $F2 = 2.F1 = 2,50^{**}$	94,3	1,25
Décourt <i>et al.</i> (1996)	$\alpha = 1,00$; $\beta = 1,00$ K = 400 kPa	90,5	1,30
Velloso (1981)	$\alpha = 1,00$; $\beta = 1,00$ $\lambda = 1,00$	173,3	0,68

Observações:

Foram utilizados parâmetros de estacas cravadas, uma vez que a abertura do fuste foi realizada com a queda de um martelo (pilão);

* Proposta de Aoki (1985);

** Proposta de Aoki (1996).

7 – DISCUSSÃO

7.1 – Campo Experimental

O Campo Experimental possui uma camada de solo superficial mais resistente até a profundidade de 1,0 m, com valor médio de N-SPT = 6. Para profundidades de 1,0 a 8,0 m, os valores obtidos foram sempre menores do que 6. A partir dos 9,0 m, observa-se a ocorrência de aumento dos valores de N-SPT, obtendo-se, contudo, valores sempre inferiores a 15. Na identificação do subsolo se constatou a presença de areia fina pouco argilosa, fofa a medianamente compacta até a profundidade de 13,5 m. A partir desta profundidade, até 16,0 m, encontrou-se areia fina pouco argilosa, medianamente compacta, e presença de seixos dispersos. As sondagens foram interrompidas com 16,0 m em razão da presença da linha de seixos, que dificultou a continuidade dos trabalhos. O lençol freático não foi encontrado.

Utilizando as amostras indeformadas coletadas no poço de inspeção, Segantini (2000) realizou ensaios de laboratório com inundação em determinados níveis de pressão, obtendo-se índices de colapso, segundo a fórmula de Vargas (1978), que indicam que o solo local, dependendo da pressão aplicada, pode ser considerado colapsível até 7,0 m de profundidade.

7.2 – Estacas de betão

O uso do poliestireno expandido na ponta das estacas possibilitou diferenciar a resistência de ponta da resistência por atrito lateral, conforme se observa nas curvas apresentadas na Figura 9. Nota-se que a resistência de ponta pode representar uma parcela importante na capacidade de carga das estacas curtas, com comprimento de 4,5 m, no solo em estudo. Na primeira prova de carga houve inflexão da curva *carga* × *recalque* a partir da aplicação da carga de 75 kN, sendo que a carga máxima aplicada no ensaio foi de 130 kN, ou seja, a inflexão na curva aconteceu após a aplicação de 58% da carga máxima do ensaio. Na segunda prova de carga a inflexão aconteceu a partir da aplicação da carga de 55 kN, sendo de 100 kN o valor da carga máxima aplicada, ou seja, 55%. Na terceira prova de carga, assim como na primeira, a inflexão ocorreu a partir da aplicação da carga

de 75 kN, sendo de 125 kN o valor da carga máxima aplicada, ou seja, 60%. Nota-se que a inflexão das curvas aconteceu para recalques próximos a 50 mm, que correspondem justamente à espessura do poliestireno deixado na ponta das estacas. Desta forma, admite-se que antes da inflexão da curva, a resistência de ponta não havia sido mobilizada, pois o poliestireno ainda estaria sendo esmagado. Então, obviamente, os valores de carga aplicada até aquele momento, corresponderiam somente à parcela do atrito lateral. Na média das três estacas, portanto, a carga aplicada até o momento da inflexão da curva, associada à resistência por atrito lateral, equivale a aproximadamente 57,5% da carga máxima aplicada. Nos ensaios com molhagem prévia do solo, atingiu-se carga máxima de 90 kN nas três estacas em estudo. Em média, conforme se observa no Quadro 4, houve uma redução no valor da carga de ruptura da ordem de 23%. Há que se chamar à atenção, no entanto, para o fato de que cada estaca foi duas vezes ensaiada, sendo que a primeira prova de carga foi feita com o solo na umidade natural e a segunda, com molhagem prévia do solo, havendo possibilidade de a resistência do solo na ponta da estaca ter aumentado após a realização do primeiro ensaio e, portanto, não se pode descartar a possibilidade de que a carga máxima no ensaio realizado com molhagem prévia do solo seja ainda inferior aos 90 kN obtidos no segundo ensaio.

Portanto, para este tipo de solo o fenômeno da colapsibilidade não pode ser ignorado. Carvalho e Souza (1990) analisaram a influência da colapsibilidade na capacidade de carga de elementos de fundação, discutindo o comportamento de fundações diretas e de fundações profundas em solos colapsíveis, analisando, para o caso de fundações diretas, a solução de remoção do solo de apoio e sua recolocação em camadas compactadas. Ferreira *et al.* (1989) avaliaram aspectos relacionados ao comportamento de solos colapsíveis, os quais concluíram que além da colapsibilidade, também a heterogeneidade do solo pode ter influência na magnitude do colapso. De acordo com Cintra (1998), as estacas são as mais afetadas pela colapsibilidade do solo, apresentando geralmente redução de mais de 50% na capacidade de carga, e isso ocorre usualmente em estacas curtas, o que as torna quase sempre flutuantes na camada colapsível.

7.3 – Estacas de solo-cimento plástico

No caso das estacas de solo-cimento plástico, o uso do poliestireno expandido não possibilitou uma diferenciação com clareza entre a resistência de ponta e a resistência por atrito lateral, conforme se observa nas curvas apresentadas na Figura 11. Nota-se apenas, na primeira prova de carga, a ocorrência de uma ligeira inflexão na curva. Na segunda prova de carga, em razão da ocorrência de um deslocamento lateral no topo da estaca, por segurança o ensaio foi interrompido após a aplicação da carga de 135 kN. Esse deslocamento ocorreu em razão de uma excentricidade provocada por falha na execução das estacas, as quais ficaram desalinhas. Desconsiderando-se o resultado obtido nessa prova de carga, obtém-se em média para as outras duas carga máxima de 100 kN. Nas provas de carga realizadas com molhagem prévia do solo, Figura 12, considerando-se apenas essas duas estacas, o valor médio da carga máxima obtida foi de 62,5 kN, representando uma redução da ordem de 38%.

7.4 – Aplicação de fórmulas empíricas

Observa-se que tanto a Fórmula de Décourt *et al.* (1996) como a de Aoki e Velloso (1975) conduzem a valores que se aproximaram dos valores obtidos nas provas de carga, indicando que podem ser utilizadas para estacas semelhantes neste tipo de solo, em sua umidade natural.

7.5 – Ensaios de laboratório

No que tange aos parâmetros de resistência à compressão simples e de módulo de elasticidade, os resultados obtidos nos ensaios de laboratório mostraram que o betão utilizado no preenchimento das estacas apresentou comportamento de acordo com os padrões esperados para a dosagem utili-

zada. Este traço é usualmente utilizado na confecção de estacas moldadas *in loco* na região em que o estudo foi realizado.

Em vista dos resultados obtidos nos ensaios de laboratório, nos quais se obtiveram resistência média de 19,4 MPa aos 28 dias para o betão, pode-se afirmar que para este valor, portanto, a carga de ruptura do material de uma estaca com 0,2 m de diâmetro seria equivalente 609,6 kN. No entanto, considerando-se a interação solo-estrutura de fundação, a carga máxima aplicada nas provas de carga foi de 130 kN. Logo, o material da estaca possui um coeficiente de segurança que corresponde a 4,7 vezes o valor da carga de trabalho aplicada. Fazendo esta mesma análise para o solo-cimento plástico, obtiveram-se no laboratório resistência à compressão de 4,4 MPa aos 28 dias. Portanto, se fosse considerada uma estaca com 0,2 m de diâmetro, a carga de ruptura do material seria de 138,2 kN. Como a carga de ruptura na prova de carga das estacas foi de 100 kN, então o coeficiente de segurança do solo-cimento, considerando-se o diâmetro de 0,2 m, correspondeu a cerca de 1,4 vezes o valor da carga máxima aplicada na prova de carga.

No Quadro 6 são apresentados os valores de deformação linear (ΔL) das estacas, os quais foram determinados a partir das cargas máximas aplicadas nas provas de carga, considerando-se as características dimensionais das estacas e os valores dos módulos de elasticidade obtidos para os materiais em estudo aos 28 dias.

Quadro 6 – Determinação da deformação linear das estacas.

Estacas	Umidade do solo	$Q_{\text{máx}}$ (kN)	L (mm)	E (GPa)	A (cm ²)	$\Delta L = \frac{QL}{2EA}$ (mm)
Betão	Natural	118	4500	38	314	0,22
	Com molhagem prévia	90	4500	38	314	0,17
Solo-cimento plástico	Natural	100	4500	5,9	314	1,21
	Com molhagem prévia	62	4500	5,9	314	0,75

$Q_{\text{máx}}$ (kN) = Carga máxima aplicada na prova de carga; A (cm²) = Área das estacas;
L (mm) = Comprimento das estacas; E (GPa) = Módulo de Elasticidade.

Conforme se observa no Quadro 6, as deformações lineares, ou encurtamento das estacas com a aplicação das cargas máximas, foram de 0,17 a 0,22 mm para as estacas de betão e de 0,75 a 1,21 mm para as de solo-cimento plástico. Estes valores podem ser considerados compatíveis com os deslocamentos previstos em obras pequenas. Ademais, pensando-se em termos de cargas admissíveis, ou seja, dividindo-se as cargas máximas das provas de carga com o solo na umidade natural por dois, notam-se que os recalques obtidos são muito superiores aos encurtamentos das estacas, que neste caso seriam ainda menores e plenamente aceitáveis, tanto para as estacas de betão como para as de solo-cimento plástico.

Desta forma, os resultados mostraram que o módulo de elasticidade e a resistência à compressão do solo-cimento plástico são compatíveis com as cargas de trabalho usualmente empregadas nas fundações das construções de pequeno porte. Obviamente, assim como para o betão, a aplicação do solo-cimento plástico em fundações deve estar associada a ensaios de laboratório que visem definir a dosagem a ser trabalhada em função dos carregamentos utilizados. Nota-se no Quadro 3 que o material continua ganhando resistência à compressão simples de forma considerável após os 28 dias de cura, chegando a 8,9 MPa aos 120 dias, ou seja, aproximadamente duas vezes superior aos 4,4 MPa obtidos aos 28 dias. Miranda *et al.* (2008) avaliaram diversos sistemas de cura para o solo-cimento plástico, obtendo resultados que confirmaram esta tendência do material, ou seja,

aumentos substanciais da resistência e do módulo de elasticidade até a idade de 240 dias. Este fato pode ser explorado pelos projetistas em função do cronograma de execução das construções. Outras dosagens e possibilidades para se melhorar as características de resistência do solo-cimento plástico devem ser investigados. Miranda *et al.* (2006) estudaram a possibilidade de utilização de resíduos de construção na composição do solo-cimento plástico, encontrando resultados bastante superiores aos obtidos neste trabalho.

8 – CONCLUSÕES

Em vista dos resultados obtidos e das análises efetuadas, conclui-se que:

1 – Os resultados das provas de carga, para as estacas em estudo, mostraram que a ruptura na interação solo-estrutura de fundação ocorre para valores de carga muito abaixo dos valores de resistência do betão utilizado neste tipo de fundação, indicando a possibilidade de utilização de materiais de menor resistência.

2 – O solo-cimento plástico mostrou-se tecnicamente viável para uso em estacas moldadas *in loco* sujeitas a pequenas cargas. Contudo, a realização de ensaios de laboratório, assim como se faz para o betão, também é necessária e indispensável, no caso de se optar por esse material.

3 – Observou-se que tanto a resistência à compressão como o módulo de elasticidade do solo-cimento plástico continuaram aumentando de forma substancial após a idade de 28 dias, com esta - bilização após 240 dias. Portanto, este aspecto pode ser considerado em projetos em função dos cronogramas executivos das construções.

4 – Os valores dos encurtamentos elásticos das estacas de solo-cimento, calculados a partir de seu módulo de elasticidade, mostraram-se muito inferiores aos recalques observados nas provas de carga, indicando que são plenamente aceitáveis.

5 – O uso de poliestireno expandido nas estacas de betão mostrou que a mobilização da ponta aconteceu, em média, após a aplicação de 57,5% da carga máxima, evidenciando que a resistência de ponta, neste tipo de estaca, representa parcela considerável na sua capacidade de carga.

6 – Havendo possibilidade de um grande aumento da umidade do solo ao longo do fuste das estacas, tanto para estacas de betão como para estacas de solo-cimento plástico, o fenômeno da colapsibilidade obrigatoriamente deverá ser considerado, pois caso isto ocorra, haverá uma redução substancial na capacidade de carga das estacas.

7– Caso haja possibilidade de um grande aumento de umidade do solo na ponta de estacas curtas, pelo fato dos solos da região apresentarem características de colapsibilidade até 7,0 m de profundidade, uma redução da capacidade de carga da ponta deve ser considerada.

9 – AGRADECIMENTOS

FAPESP – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo; FUNDUNESP – Fundação para o Desenvolvimento da UNESP; LCEC - Laboratório CESP de Engenharia Civil.

10 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 12131:2006 (2006). *Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio.*

- Aoki, N.; Velloso, D. A. (1975). *An approximated method to estimate the bearing capacity of piles*. Proc. 5th Pan-American Conf. Soil Mech. and Found. Eng., vol.2, pp.367-376, Buenos Aires.
- Aoki, N. (1985). *Prática de fundações em estacas pré-moldadas em terra*. Palestra proferida no Curso “Pile Foundations for Offshore Structures”, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 45p.
- Aoki, N. (1996). *Engenharia de fundações*. Notas de aula, Curso de Pós-graduação, Departamento de Geotecnia, EESC-USP, São Carlos-SP.
- Bustamante, M. G.; Gianceselli, L. (1981). *Reajustement des paramètres de calcul des pieux*. Proceedings of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.2, pp.643-646, Estocolmo.
- Carvalho, D.; Souza, A. (1990). *Análise do efeito do umedecimento do solo em fundações rasas e profundas em solos porosos*. Anais do 9^o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, vol.2, pp.109-114, Salvador.
- Carvalho, D.; Segantini, A. A. S.; Claro, A. T.; Mantilla, J. N. R. (1997). *Comportamento de estacas escavadas como elemento de fundação em solos arenosos*. Anais das 28^{as} Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, ASAAE, vol.2, pp.527-536, São Carlos.
- Cavalcante, E. H.; Danzinger, F. A. B.; Giacheti, H. L.; Coutinho, R. Q.; Souza, A.; Kormann, A. C. M.; Belincanta, A.; Pinto, C. S.; Branco, C. J. M. C.; Ferreira, C. V.; Carvalho, D.; Marinho, F. A. M.; Cintra, J. C. A.; Dourado, K. C. A.; Moraes, L. S.; Albuquerque Filho, L. H.; Almeida, M. S. S.; Gutierrez, N. H. M.; Albuquerque, P. J. R.; Chamecki, P. R.; Cunha, R. P.; Teixeira, R. S.; Menezes, S. M.; Lacerda, W. A. (2007). *Campos Experimentais Brasileiros*. Geotecnia, vol. 111, pp. 99-205.
- Cintra, J. C. A. (1998). *Fundações em solos colapsíveis*. 1^a edição, EESC-USP, Projeto Reenge, São Carlos, 116p.
- Décourt, L.; Quaresma, A. R. (1978). *Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT*. Anais do 6^o Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, vol.1, pp.45-53, Rio de Janeiro.
- Décourt, L.; Albiero, J. H.; Cintra, J. C. (1996). *Análise e projeto de fundações profundas*. In: Fundações: Teoria e Prática, W. Hachich, F. F. Falconi, J. L. Saes, R. G. Frota, C. S. Carvalho, S. Niyama (Eds.), Editora Pini, São Paulo-SP, pp. 265-327.
- Ferreira, R. C.; Monteiro, L. B.; Peres, J. E. E.; Benvenuto, C. (1989). *Some aspects on the behavior of Brazilian collapsible soils*. Proceedings of 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ABMS, v. suppl., pp.117-120, Rio de Janeiro.
- HRB - Highway Research Board (1945). *Report of committee on classification of materials for sub grades and granular type roads*. Proceedings, Highway Research Board, v.25, pp.376-384.
- Menezes, S. M. (1997). *Análise do comportamento de estacas pré-moldadas em solo de alta porosidade no interior do Estado de São Paulo*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 377 p.
- Miranda, D. E. O.; Machado, A. F.; Souza, M. I. B.; Segantini, A. A. S.; Carvalho, D. (2006). *Estudo das características de resistência e deformabilidade ao longo do tempo do solo-cimento plástico obtido através de resíduos sólidos de construção, visando a sua aplicação em fundações de obras de pequeno porte*. Anais do XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2006, Curitiba-PR, pp. 61-70.

- Miranda, D. E. O.; Segantini, A. A. S.; Souza, A.; Fiorati, N. A. (2008). *Avaliação de sistemas de cura do solo-cimento plástico composto com agregados reciclados*. Anais do XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRAMSEG 2008, Búzios-RJ, v. 1. pp. 683-690.
- Morais, A. S. (2002). *Estudo das características de resistência do solo-cimento plástico e aplicação em estacas moldadas in loco*. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual Paulista, Campus de Ilha Solteira, 123 p.
- Philipponnat, G. (1980). *Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique*. Revue Française de Géotechnique, vol. 10, pp. 55-64.
- Segantini, A. A. S. (2000). *Utilização de solo-cimento plástico em estacas escavadas com trado mecânico em Ilha Solteira-SP*. Tese de Doutorado, Universidade Estadual de Campinas, 176 p.
- Souza, A. (2001). *Estaca piloto instrumentada: uma ferramenta para o estudo da capacidade de carga de estacas quando submetidas a esforços axiais de compressão*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 302 p.
- Vargas, M. (1978). *Introdução à Mecânica dos Solos*. Editora McGraw-Hill do Brasil, 509 p.
- Velloso, P. P. C. (1981). *Considerações sobre a estimativa de capacidade de suporte e dos deslocamentos vertical e horizontal de estacas em solo*. Publicações, Universidade de Brasília.

DESENVOLVIMENTO DE CLASSES E UNIDADES GEO-PEDOLÓGICAS A PARTIR DA INTERAÇÃO ENTRE A PEDOLOGIA E A GEOTECNIA

Development of geo-pedological classes and units through the interaction between pedology and geotechnics

Franklin dos Santos Antunes*

Tácio Mauro Pereira de Campos**

Helena Polivanov***

Sebastião Barreiros Calderano****

Aluisio Granato de Andrade*****

RESUMO – Por considerarem informações compreendendo características do meio físico, descrições de perfis e propriedades morfológicas, químicas, físicas e mineralógicas, trabalhos de mapeamentos de solos desenvolvidos dentro do contexto pedológico propiciam informações relevantes de caráter geológico-geotécnico. Porém, possivelmente em virtude do grau de especialização e por não envolverem dados que permitam uma adequada inferência de condições prováveis do subsolo, tais informações podem não ser plenamente entendidas na prática da engenharia. Dentro deste contexto, o presente artigo tem como objetivo relacionar informações contidas em trabalhos de levantamentos de solos passíveis de serem utilizadas como indicadores relevantes a atividades geológico-geotécnicas e propor o desenvolvimento de unidades geo-pedológicas de classificação de solos. Assim, são desenvolvidas correlações entre as características pedológicas das 13 classes de solos que ocorrem no território brasileiro, com os respectivos significados geotécnicos. Legendas de abrangência geral são propostas, definindo unidades de solos dentro de um contexto geo-pedológico.

ABSTRACT – Works developed within the pedological dominium are relevant within the geological-geotechnical context, as they include information comprising characteristics of the natural, physical media, such as profile descriptions and morphological, physical, chemical and mineralogical soil properties. However, probably due to the specialization degree and because such informations do not include, directly, data related to sub-soil conditions, they may not be fully understood or adequately used in geotechnical engineering practice. Bearing this in mind, this paper presents selected information from pedological works that can be used as relevant indicators to geological-geotechnical activities and, based on that, the development of a geo-pedological soil classification is suggested. In such context, correlations are proposed between the 13 classes of soil that occur in Brazil, including their respective geotechnical meaning. Designations of general use are proposed, defining soil units within the geo-pedological context.

PALAVRAS CHAVE – Pedologia, geotecnia, classificação de solos, classificação geo-pedológica.

* Professor Emérito do Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio. E-mail: franklin@esp.puc-rio.br

** Professor Associado do DEC/PUC-Rio. E-mail: tacio@puc-rio.br

*** Professora Associada do Departamento de Geologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro. E-mail: hpolivanov@gmail.com

**** Pesquisador do Centro Nacional de Pesquisa de Solos da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (CNPQ/EMBRAPA). E-mail: sebast@cnpq.embrapa.br

***** Pesquisador do Centro Nacional de Pesquisa de Solos da Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (CNPQ/EMBRAPA). E-mail: aluisio@cnpq.embrapa.br

1 – INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem como objetivo correlacionar conhecimentos pedológicos e geotécnicos visando um aproveitamento efetivo em investigações e diagnósticos geotécnicos preliminares no que diz respeito, por exemplo, ao desenvolvimento de obras civis lineares tais como rodovias, ferrovias, dutovias e linhas de transmissão de energia elétrica, bem como estudos relativos ao uso do solo incluindo impactos ao meio físico e riscos associados. Estudos nesse sentido já foram abordados por diversos pesquisadores, podendo-se citar, entre outros: Medina (1961), Nogami (1965), Santana (1970), Antunes (1978, 1989), Nogami *et al.* (1981, 1995), Santos *et al.* (1981), Barroso *et al.* (1981), Antunes *et al.* (1987), Dias (1987, 1989), Medina e Castro (1989), Marangon e Motta (2001, 2002), Gusmão Filho (2002), Demuelenaere *et al.* (2002), Marangon (2004), Mendonça-Santos *et al.* (2009).

Dentre as informações constantes nos levantamentos pedológicos, passíveis de serem correlacionadas diretamente, estão dados gerais sobre o meio físico da região de interesse (e.g. relevo, clima, geologia e vegetação) além de dados mais específicos sobre as condições ambientais (e.g. distribuição de áreas inundáveis, solos saturados e não saturados, características mineralógicas, químicas e físicas dos solos) e, sob o ponto de vista mais aplicado, a ocorrência de solos expansivos, compressíveis, agressivos e com maior suscetibilidade à erosão.

Embora as informações advindas dos trabalhos de levantamento de solos não substituam os ensaios rotineiros convencionais físicos, mecânicos e hidráulicos típicos da Geotecnia, entende-se que a sua utilização direta nas fases de avaliação preliminar seja extremamente útil no planejamento do uso do solo para várias finalidades. Conforme Gusmão Filho (2002) *é de muita valia o mapa pedológico para fins do seu uso pelo Engenheiro. Como base preliminar, para os problemas a enfrentar pelo engenheiro, e dependendo da obra, os resultados trazidos pelo mapa pedológico servem de base para inter-relacionar seus resultados com problemas de engenharia na área.*

Trabalhos de mapeamentos de solos, desenvolvidos dentro do contexto pedológico, fornecem informações relevantes de caráter geológico-geotécnico. Porém, possivelmente em virtude do grau de especialização e por não envolverem dados que propiciem uma adequada inferência de condições prováveis do subsolo, tais informações podem não ser plenamente entendidas ou adequadamente utilizadas no desenvolvimento de estudos preliminares de ordem geológico-geotécnica requeridos em projetos de engenharia e em avaliações geo-ambientais. O presente trabalho procura, desta forma, cobrir uma lacuna constatada na interação entre diferentes áreas do conhecimento, propondo unidades geo-pedológicas de classificação de solos e discutindo como se pode potencialmente utilizá-las para diferentes fins, a partir da interpretação das unidades pedológicas com enfoque geotécnico e do uso combinado de mapas pedológicos pré-existentes e de cartas plano-altimétricas.

2 – LEVANTAMENTO DE SOLOS E CONCEITUAÇÕES BÁSICAS

Os trabalhos de levantamentos pedológicos se referem apenas ao estudo da camada superficial dos solos, abrangendo geralmente profundidades médias de 1,50m, podendo em determinados casos ultrapassar 3,00m.

Após avaliar dados pré-existentes da área de interesse, procede-se a uma investigação exploratória de campo, tendo como objetivo a seleção dos perfis identificados, que podem ser em cortes de estradas ou em trincheiras. Quando necessário faz-se a limpeza do perfil, destacando-se os diversos horizontes identificados tátil-visualmente através das suas características morfológicas. Após a identificação dos horizontes eles são descritos morfológicamente, abrangendo informações quanto à cor do material, textura (que se refere à granulometria), estrutura, porosidade, cerosidade, consistência e demais informações relevantes.

Após essa etapa procede-se à coleta de amostras representativas de cada horizonte, sendo as mesmas conduzidas para laboratórios onde são submetidas a ensaios rotineiros químicos, físicos e mineralógicos. Considerando-se tais parâmetros, além dos morfológicos, procede-se à conceituação das diversas classes de solos.

Cada unidade dos mapas pedológicos caracteriza um ambiente e possui associações intrínsecas com a geologia, geomorfologia, hidrologia e o clima da região. Na caracterização de uma unidade pedológica são ainda considerados dados sobre as propriedades morfológicas além de dados mineralógicos, físicos, químicos e biológicos. Estas informações, quando interpretadas em conjunto, podem indicar limitações e potencialidades do meio físico para fins de aplicação na área geotécnica. Dentro deste contexto, entende-se por:

Unidade de Mapeamento: Cada unidade de mapeamento é constituída por uma ou mais classes de solos, que por sua vez são definidas por perfis representativos e são correlacionadas com a paisagem. Uma unidade de mapeamento é um conjunto de áreas de solos com relações e posições definidas na paisagem, o que possibilita a representação cartográfica e a distribuição espacial de classes de solos. Cada perfil é composto por um ou mais horizontes sobre substratos variados, como rochas cristalinas, rochas sedimentares e sedimentos. Normalmente o perfil apresenta horizontes A-B-C ou A-C, conforme definidos no que se segue.

Fases de Relevo: As fases de relevo podem ser qualificadas pelas condições de declividade, comprimento de encostas e configuração superficial dos terrenos, que afetam as formas do modelo (formas topográficas) de áreas de ocorrência das unidades de solo, cujas descrições são encontradas em Embrapa (2006). São reconhecidas as seguintes classes de relevo:

Plano – superfície de topografia abatida ou horizontal, onde os desnivelamentos são muito pequenos, com declividades variáveis de 0 a 3%;

Suave ondulado – superfície de topografia pouco movimentada, constituída por conjunto de colinas e/ou outeiros (elevações de altitudes relativas até 50m e de 50 a 100m, respectivamente), apresentando declives suaves, predominantemente variáveis de 3 a 8%;

Ondulado – superfície de topografia pouco movimentada, constituída por conjunto de colinas e/ou outeiros apresentando declives moderados, predominantemente variáveis de 8 a 20%;

Forte ondulado – superfície de topografia movimentada, formada por outeiros e/ou morros (elevações de 50 a 100m e de 100 a 200m de altitudes relativas, respectivamente) e raramente colinas, com declives fortes, predominantemente variáveis de 20 a 45%;

Montanhoso – superfície de topografia vigorosa, com predomínio de formas acidentadas, usualmente constituídas por morros, montanhas, maciços montanhosos e alinhamentos montanhosos, apresentando desnivelamentos relativamente grandes e declives fortes e muito fortes, predominantemente variáveis de 45 a 75%;

Escarpado – áreas com predomínio de formas abruptas, compreendendo superfícies muito íngremes e escarpadas, tais como: aparados, itaimbés, frentes de cuevas, falésias, vertentes de declives muito fortes, usualmente ultrapassando 75%.

Material de Origem: O material de origem dos solos é definido como sendo o produto da decomposição de rochas cristalinas e sedimentares e de sedimentos de naturezas diversas. Sobre eles se processa a pedogênese, adição, transformação, translocação e perda, formando os horizontes pedológicos A e B (Simonsen, 1959). Após a formação dos horizontes pedogenéticos o material de origem passa a ser designado de horizonte C, que pode ser autóctone (solo residual) ou alóctone (solo transportado).

Para a geotecnia, o solo residual é aquele que permanece em seu local de formação, ou seja, é formado *in situ*, a partir da ação dos processos intempéricos sobre a rocha matriz. Já o solo trans-

portado é aquele cujos grãos ou partículas foram removidos de seu ambiente original por processos erosivos (pluviais, fluviais, eólicos, glaciais e marinhos) e depositados em outros ambientes.

É interessante ressaltar que, na pedologia, o sedimento pode ser considerado como um perfil de solo quando ocorre pelo menos um processo pedogenético na sua formação (e.g. adição de matéria orgânica formando o horizonte A). Dessa forma, no conceito pedológico, já se tem um perfil de solo, que foi desenvolvido de um sedimento de natureza diversa com adição de matéria orgânica, gerando assim um perfil formado por um horizonte A, com matéria orgânica, e o C, originado pelo sedimento. Ou seja, no caso de solos desenvolvidos de sedimentos, o horizonte C é o próprio sedimento. Conforme já mencionado, para o geólogo ou geotécnico trata-se de um perfil de solo transportado ou sedimentar.

Mineralogia da Fração Argila: Conforme o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos - SiBCS (Embrapa, 2006), quanto à composição mineralógica da fração argila (fração < 2 μ m), os solos são classificados como:

Cauliníticos: predominância de argilominerais do grupo da caulinita;

Esmectíticos: predominância de argilominerais do grupo da esmectita;

Vermiculíticos: predominância de argilominerais do grupo da vermiculita.

Atividade da Fração Argila: Na pedologia, refere-se aos valores do complexo sortivo, T, dado pela soma dos elementos sódio, potássio, hidrogênio, cálcio, magnésio e alumínio ($T = Na^+ + K^+ + H^+ + Ca^{++} + Mg^{++} + Al^{+++}$) sendo usados os termos Ta (atividade alta) e Tb (atividade baixa). Difere, portanto, do conceito proposto por Skempton (1953) para a geotecnia, dado por: $A_c = IP / \%<2\mu m$, onde IP = índice de plasticidade, definido pela diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade do solo, e $\%<2\mu m$ corresponde à porcentagem da fração argila (e.g. Lambe e Whitman, 1969; Souza Pinto, 2006). Valores que definem o grau de atividade de solos dentro dos contextos da pedologia e da geotecnia estão incluídos no Quadro 1.

Quadro 1 – Atividade de solos de acordo com a pedologia e a geotecnia.

Pedologia		Geotecnia	
Atividade	T (meq/100g)	Atividade	A_c
Alta (Ta)	>27	Alta	>1,25
Baixa (Tb)	≤27	Média	0,75-1,25
		Baixa	<0,75

Perfil de Solo: Entende-se como perfil de solo à seção, geralmente vertical, contendo um ou mais horizontes ou camadas, bem definidas por suas características químicas, físicas, mineralógicas e biológicas. Para a Engenharia Geotécnica e a Geologia de Engenharia, a camada superficial, de espessura variável, é constituída essencialmente por minerais secundários ou transformados e recebe o nome de Solo Maduro, independentemente do fato do solo local ter sido transportado ou não. A camada subsuperficial, que guarda características herdadas das rochas de origem é denominada de Solo Residual Jovem ou Solo Saprolítico, abaixo do qual está o Saprolito. Esta seção, na Geologia de Engenharia, recebe a denominação de perfil de intemperismo (e.g. Pastore, 1995; Oliveira e Brito, 1998).

Horizontes: Os horizontes pedológicos podem ter as denominações A, E, B e C, ocorrendo em diferentes seqüências:

Horizontes A, E e B - Representam o solo maduro para a Geotecnia e abrangem a camada superficial do perfil de solo, constituído essencialmente por minerais secundários, tais como argilo-minerais,

óxidos e hidróxidos além de detritos orgânicos. O horizonte A, superficial, apresenta o maior teor de matéria orgânica. Tipicamente apresenta espessura de até 15cm. O horizonte E é caracterizado por apresentar intensa perda de materiais coloidais, contendo essencialmente minerais primários. O horizonte B é o que apresenta maior concentração de minerais secundários e características pedogenéticas mais desenvolvidas. Sua espessura varia de acordo com as condições de relevo, clima e composição mineralógica da rocha matriz. Tipicamente é superior a 0,5m, podendo chegar a mais de 10 metros (por exemplo, em presença de rochas básicas);

Horizonte C - Em pedologia se refere ao material de origem dos solos provenientes de rochas ígneas, metamórficas, sedimentares e de sedimentos de natureza diversa. Para a geotecnia se refere à camada subsuperficial do perfil de solo que ainda guarda as características reliquias da rocha matriz, e é denominado, conforme já mencionado, solo residual jovem ou solo saprolítico. Em geral compreende materiais complexos e heterogêneos, especialmente quando desenvolvidos a partir de rochas metamórficas. Suas propriedades de engenharia são influenciadas à medida que o intemperismo evolui até a formação de uma nova estrutura, dando origem ao solo residual maduro (horizonte B para a designação pedológica). Este conceito não se aplica quando o perfil se desenvolve a partir de sedimentos, recebendo nesse caso a denominação de solos transportados ou sedimentares em geotecnia. Sua espessura é variável em função do relevo, clima e composição mineralógica da rocha matriz, podendo alcançar dezenas de metros em particular em presença de rochas quartzo-feldspáticas.

Várias classes de solos podem apresentar parâmetros morfológicos, químicos, físicos e mineralógicos semelhantes. A diferença entre as classes de solos se dá pela presença de horizontes diagnósticos, que se referem aos que apresentam um determinado conjunto de atributos pedogenéticos inerentes às classes de solos. Tais horizontes diagnósticos são os horizontes A e B.

Para facilitar a compreensão das correlações entre os termos pedológicos e seus significados geotécnicos são descritos, a seguir, alguns atributos de acordo com o SiBCS (Embrapa, 2006). Apenas atributos considerados de relevância geotécnica são relacionados.

Caráter Eutrófico e Distrófico: Refere-se à alta saturação de bases (Eutrófico – igual ou superior a 50%) e baixa saturação de bases (Distrófico – valores inferiores a 50%).

Caráter Carbonático: Propriedade referente à presença de 150g/kg de solo ou mais de CaCO_3 equivalente sob qualquer forma de segregação, desde que não seja formado por enriquecimento.

Caráter Coeso: Refere-se aos horizontes pedogenéticos subsuperficiais compactos ou adensados, muito resistentes à escavação sem o uso de água.

Caráter Dúrico: Refere-se aos horizontes pedogenéticos subsuperficiais cimentados, que incluem os duripans e ornstein. Os duripans são horizontes minerais, sub-superficiais, cimentados com sílica, podendo conter óxidos de ferro e carbonatos de cálcio, contínuos ou não, e não variam a sua consistência em função da umidade. Os ornstein são horizontes minerais, sub-superficiais, consolidados, fortemente cimentados por complexos organometálicos e ou alumino-silicatos amorfos.

Caráter Epiáquico: Em pedologia são solos que apresentam lençol freático temporariamente superficial, em decorrência da má condutividade hidráulica de alguns horizontes do perfil de solo, com o aparecimento de coloração variegada ou mosqueada devida a processos de oxidação e redução.

Vale ressaltar, aqui, que as cores amarelas, vermelhas ou similares são típicas de solos desenvolvidos na zona de oxidação e, portanto indicativas de solos não saturados. As cores preta, cinza ou esverdeada são características de solos desenvolvidos na zona de redução e, portanto, saturados. As cores variegadas ou mosqueadas podem indicar zonas de oscilação do lençol freático.

Caráter Flúvico: Refere-se a solos formados por sedimentos aluvionares.

Caráter Concrecionário: Refere-se a solos que apresentam concreções e nódulos de óxido de ferro em um ou mais horizontes.

Caráter Sódico e Solódico: Refere-se a solos que apresentam saturação com sódio entre 6 e 15%.

Caráter Salino e Sáfico: Refere-se a solos com a presença de sais solúveis em várias proporções.

Caráter Litoplíntico: Refere-se a solos que apresentam petroplintita contínua e consolidada em um ou mais horizontes em algumas partes das seções.

Plintita: É uma formação caracterizada por apresentar mosqueados vermelhos ou vermelho-amarelados, resultantes da segregação de ferro.

Petroplintita: Material resultante do endurecimento da plintita, dando lugar à formação de nódulos ou concreções ferruginosas, concreções lateríticas e canga de dimensões e formas variadas.

Tiomorfismo: Solos que se formam em condições de abundância de enxofre e seus derivados. Termo usado para solos que possuem quantidades expressivas de sulfetos e/ou sulfatos (Curi *et al.*, 1993).

3 – CLASSES DE SOLOS E CORRELAÇÃO PEDOLOGIA–GEOTECNIA

No que se segue é feita uma descrição resumida das treze classes de solos compreendidas no Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (Embrapa, 2006), incluindo seus ambientes de ocorrência, e apresentada uma proposta de nomenclatura classificatória a ser adotada dentro de um contexto geo-pedológico. Procurou-se, nesta proposta, utilizar símbolos similares aos empregados na Pedologia, introduzindo a letra G acompanhada do respectivo símbolo pedológico.

Como o relevo é um parâmetro importante em atividades geotécnicas, são acrescidos números às respectivas legendas geo-pedológicas em casos em que a mesma classe de solo ocorre em várias fases de relevo. Assim, quando considerado relevante, para relevos plano e suave ondulado é acrescentada à respectiva legenda geo-pedológica o número 1 (um). Para relevo ondulado acrescenta-se o número 2 (dois) e para os relevos forte ondulados, montanhosos e escarpados, o número 3 (três).

Argissolos (P): São solos que apresentam seqüência de horizontes A-B-C, tendo como horizonte diagnóstico o B textural (Bt), que representa um horizonte de acumulação de argila. Desta forma, apresentam aumento do teor de argila no horizonte B em relação ao A.

A fração argila é de atividade baixa, sendo constituída basicamente por caulinita e óxi-hidróxidos de ferro e alumínio. Pode também conter, em pequenas proporções, illita e vermiculita com hidróxido de alumínio entre as camadas da estrutura do mineral.

Esta classe de solos, muito comum no território brasileiro, é distribuída em várias fases de relevo. Sua gênese está ligada a diferentes materiais de origem, desde rochas cristalinas até sedimentares.

Propõe-se para a classificação geo-pedológica a legenda GP (Classe Geo-Pedológica Argissolo) acrescida dos números 1, 2 e 3 conforme as fases de relevo ocupadas. Assim, tem-se:

GP1: Classe Geo-pedológica Argissolo que ocorre em relevo plano e suave ondulado;

GP2: Classe Geo-pedológica Argissolo que ocorre em relevo ondulado;

GP3: Classe Geo-pedológica Argissolo que ocorre em relevo forte ondulado, montanhoso e escarpado.

Para a geotecnia compreendem solos não saturados que podem estar associados a perfis de intemperismo, principalmente os que ocorrem em relevo suave ondulado e ondulado (GP1 e GP2), tendo como material fonte as rochas cristalinas. Os que ocorrem em relevo forte ondulado (GP3) podem estar associados a afloramentos de rochas.

Em função da diferença textural entre os horizontes A e B, tais solos são propensos a processos erosivos, intensificados por desmatamentos. Assim, em presença da Classe Geo-pedológica GP3 é recomendável uma destinação da área à preservação ambiental.

Os solos desta classe que ocorrem em relevo suave ondulado e ondulado (GP1 e GP2) podem constituir jazidas de saibro, em virtude de tipicamente apresentarem horizonte C espesso. Por outro lado, por possuírem solo maduro (horizonte B) de pequena espessura (menor que 1 metro) não são adequados para extração de argila. O conjunto de características das classes GP1 e GP2 torna as mesmas adequadas à ocupação urbana, respeitadas as condições de relevo.

Cambissolos (C): Compreende solos com horizonte diagnóstico Bi (incipiente), que representa um horizonte pouco desenvolvido podendo conter materiais primários e fragmentos de rocha. Apresentam seqüência de horizontes A, Bi e C com ou sem r (rocha).

Podem ocorrer em relevos acidentados ou planos. Ocupam áreas de pequena expressão no território brasileiro. São derivados de diversos materiais de origem encontrados em diversos ambientes climáticos e tipos de relevos.

Propõe-se para a classificação geo-pedológica a legenda GC dividida em 3 sub-classes, função do relevo e de suas características descritivas:

GC1: Classe Geo-pedológica Cambissolo que ocorre em relevo plano e suave ondulado;

GC2: Classe Geo-pedológica Cambissolo que ocorre em relevo ondulado;

GC3: Classe Geo-pedológica Cambissolo que ocorre em relevo forte ondulado, montanhoso e escarpado.

As Classes Geo-pedológicas GC2 e GC3 são indicativas de presença de solos residuais e/ou de depósitos coluviais ou de tálus. A Classe GC1 indica a ocorrência de sedimentos não consolidados.

Chernossolos (M): São solos que apresentam seqüência de horizontes A, B, C, tendo o horizonte A chernozêmico como horizonte diagnóstico. Ocorrem em diversas áreas do país, desenvolvidos de rochas de caráter intermediário a básico. Não ocupam áreas de grande expressão. Podem apresentar o horizonte B textural (Bt) ou incipiente (Bi), sendo a fração argila de alta atividade.

Propõe-se para a classificação geo-pedológica a legenda GM.

Sob o ponto de vista geotécnico são solos não saturados, podendo apresentar argilominerais do tipo 2:1 nas frações finas. É comum a ocorrência de fragmentos de rochas no horizonte superficial A.

Espodossolos (E): São solos minerais desenvolvidos de materiais arenosos de qualquer origem. Ocupam predominantemente áreas de relevo plano. Podem, contudo, ocorrer em relevo suave ondulado. Ocupam áreas mais extensas no extremo noroeste do estado do Amazonas e no centro-sul do estado de Roraima. Áreas esparsas de ocorrência desses solos se encontram nas baixadas litorâneas na parte leste do país. Apresentam seqüência de horizontes A, E e B diagnóstico espódico (Bs, Bh, Bhs), que representam acumulação de ferro e/ou matéria orgânica. Podem estar associados aos Neossolos Quartzarênicos. Em se tratando de Espodossolos não hidromórficos, podem ocupar relevo movimentado.

Propõe-se para a classificação geo-pedológica a legenda GE.

Sob o ponto de vista geotécnico, são solos transportados, tipicamente arenosos. Ocupam as baixadas topográficas, sob ambiente de maior energia. Podem possuir cimentação no horizonte sub-superficial com oxi-hidróxido de ferro, o que os torna muitas vezes semelhantes a um arenito com cimento ferruginoso ou organo-ferruginoso. Podem apresentar hidromorfismo.

Gleissolos (G): São solos minerais hidromórficos desenvolvidos de sedimentos recentes. Ocupam relevo plano, tendo como característica diagnóstica a presença de um horizonte Glei, formado em ambiente hidromórfico, caracterizado por cores de redução de ferro (cinza, preto, esverdeado).

Ocorrem indiscriminadamente em todo o território brasileiro, em várzeas, planícies aluvionares mal ou muito mal drenadas, onde o lençol freático fica elevado durante grande parte do ano. Podem também ser encontrados em áreas de baixa declividade ocupando, principalmente, posições colúvio-alúvio.

São solos geralmente argilosos com seqüência de horizontes A e C, desenvolvidos de sedimentos fluviais e flúvio-marinhos. Podem ser divididos em Gleissolos Tiomórficos (Gj), Gleissolos Salinos (Gz), Gleissolos Melânicos (Gm) e Gleissolos Háplicos (Gx). Estas Classes podem estar associadas entre si.

Propõe-se para a classificação geo-pedológica as Classes: GGj,z e GGm,x.

De acordo com Embrapa (2006), vários solos minerais foram incluídos na classe de Gleissolos, como o Glei Húmico, Glei Pouco Húmico, Glei Tiomórfico, parte dos hidromórfico cinzento (sem mudança textural abrupta) e solonchak (solo salino) com horizonte glei.

Os Gleissolos Salinos e Salinos Tiomórficos (Classe geo-pedológica GGj,z) ocorrem em áreas costeiras podendo conter sais solúveis, materiais sulfídricos e sulfetos. O baixo pH os tornam com elevado potencial de corrosão. São solos compressíveis, conhecidos como solos moles ou argilas orgânicas. Estas Classes podem estar associadas com solos de mangue e solos orgânicos.

Os Gleissolos Melânicos são solos com horizonte A hístico, com menos de 40 cm de espessura ou horizonte A húmico, proeminente ou chernozêmico (Classe geo-pedológica GGm,x). O horizonte A hístico constitui um tipo de horizonte superficial formado por materiais orgânicos, resultantes do acúmulo de resíduos vegetais sob condições de excesso de água por longo período. O horizonte A chernozêmico se refere a um tipo de horizonte superficial rico em carbono orgânico, de cor escura e saturado por cátions bivalentes. O horizonte A húmico compreende um tipo de horizonte superficial rico em carbono orgânico, cuja espessura pode chegar a 1,0m. Por sua vez, o horizonte A proeminente é semelhante ao A chernozêmico, diferenciando-se por possuir menores proporções de cátions bivalentes.

Sob o ponto de vista geotécnico, são solos saturados, que ocorrem em relevo plano e em vários casos sujeitos a alagamentos em épocas de precipitação mais intensa, principalmente os Gleissolos de textura argilosa.

Com os devidos cuidados, as GGm,x são boas para agricultura.

Latossolos (L): São solos que apresentam os horizontes minerais A, B, C, tendo como horizonte diagnóstico o horizonte B latossólico (Bw), caracterizado por ser um horizonte altamente intemperizado. Este horizonte é constituído por fração argila de baixa atividade, tendo quantidades variáveis de caulinita e oxi-hidróxidos de ferro e alumínio. Possui espessura mínima de 0,50m.

Estes solos estão distribuídos em várias fases de relevo, ocorrendo praticamente em todo o território brasileiro. Em muitas áreas estão associados a Cambissolos e são formados a partir de depósitos colúviais, tendo como substratos rochas metamórficas e ígneas e até sedimentos de naturezas diversas.

Propõe-se para a classificação geo-pedológica dos Latossolos o termo GL, com as seguintes subdivisões em função do relevo e de suas características descritivas:

GL1: Classe Geo-pedológica Latossolo que ocorre em relevo plano e suave ondulado;

GL2: Classe Geo-pedológica Latossolo que ocorre em relevo ondulado;

GL3: Classe Geo-pedológica Latossolo que ocorre em relevo forte ondulado, montanhoso e escarpado.

Sob o ponto de vista geotécnico, as Classes GL constituem solos não saturados, cuja fração argila é de baixa atividade. Em presença da Classe GL3 (relevo forte ondulado e montanhoso) o potencial de ocorrência de movimentos de massa é majorado. Assim, é recomendável que áreas de ocorrência de tal Classe sejam destinadas à preservação ambiental.

Luvissolos (T): São solos que apresentam os horizontes minerais A, B, C, tendo como horizonte diagnóstico o horizonte B textural (Bt). Ocorrem no território nacional em regiões de ambiente climático de baixa precipitação.

Estes solos são distribuídos em várias fases de relevo. Assim, para classificá-los, propõe-se a legenda GT acrescida dos números 1,2 e 3 conforme as fases de relevo que ocupam:

GT1: Classe Geo-pedológica Luvissolo que ocorre em relevo plano e suave ondulado;

GT2: Classe Geo-pedológica Luvissolo que ocorre em relevo ondulado;

GT3: Classe Geo-pedológica Luvissolo que ocorre em relevo forte ondulado, montanhoso e escarpado.

Sob o ponto de vista geotécnico os solos GT são não saturados, com fração argila de alta atividade. Podem variar de bem a imperfeitamente drenados.

Neossolos (R): São solos pedologicamente pouco evoluídos, constituídos de matéria mineral, que apresentam seqüência de horizontes A-R, A-C ou A-Cr não tendo um horizonte B bem definido. É importante notar que a seqüência A-R representa o horizonte A diretamente sobre a rocha; A-C é o horizonte A sobre o C (não indicando estar acima de um material formado “in situ”) e o A-Cr é o horizonte A sobre o C residual. Ocupam várias fases de relevo e podem ser desenvolvidos de vários materiais de origem. Dentro do SiBCS (Embrapa, 2006), englobam as seguintes Classes: Neossolos Litólicos (RL), Neossolos Regolíticos (RR), Neossolos Flúvicos (RU) e Neossolos Quartzarênicos (RQ).

Os Neossolos Litólicos e Regolíticos apresentam seqüência de horizontes A-Cr ou A-R, com contato lítico, ou seja, contato direto com a rocha. Ocorrem em relevo montanhoso e forte ondulado, associados a Cambissolos e afloramento de rocha e outras Classes que aparecem nas mesmas fases de relevo. Neossolos Litólicos são encontrados em todo território brasileiro, associados a rochas cristalinas e sedimentares, ocupando relevos muito movimentados. Os Neossolos Regolíticos ocorrem em áreas de rochas cristalinas em relevo forte ondulado ou montanhoso, em associação com Neossolos Litólicos e Cambissolos. São encontrados também em regiões de relevos plano e suave ondulado, desenvolvidos de depósitos sedimentares bastante arenosos em ambiente climático com precipitação reduzida.

Os Neossolos Flúvicos apresentam seqüência de horizontes A-C. Correspondem aos antigos solos aluviais e ocupam áreas de relevo plano. São derivados de sedimentos areno-argilosos ou argilosos e possuem origem fluvial, sendo a sua ocorrência restrita às margens dos cursos de água, lagoas e planícies costeiras, onde geralmente ocupam pequenas porções das várzeas.

Os Neossolos Quartzarênicos também apresentam seqüência de horizontes A-C. São desenvolvidos de sedimentos arenosos quartzosos de várias origens, ocupando áreas de relevo plano.

Propõe-se, aqui, a seguinte classificação geo-pedológica dos Neossolos:

GRLR: Classe Geo-pedológica Neossolos Litólicos e Regolíticos;

GRU: Classe Geo-pedológica Neossolo Flúvico;

GRQ: Classe Geo-pedológica Neossolo Quartzarênico.

A Classe GRLR pode compreender afloramentos de rochas (tipicamente cristalinas) e estar associada a Cambissolos (Classe GC3) e outras Classes que ocorrem na mesma fase de relevo (áreas de relevo forte ondulado e montanhoso). Ocupam relevo movimentado e podem ser indicativas de solos residuais. Em princípio, áreas contendo tais Classes devem ser consideradas como de preservação ambiental quando ocorrem em relevo acidentado.

A Classe GRU compreende solos transportados, desenvolvidos de sedimentos areno-argilosos ou argilosos. Ocupa áreas de relevo plano e, embora podendo potencialmente envolver solos não saturados, pode estar sujeita a inundações em períodos mais chuvosos.

A Classe GRQ compreende solos arenosos desenvolvidos de sedimentos areno-quartzosos (solos transportados), ocupando áreas de relevo plano. Pode estar associada aos Espodosolos.

Nitossolos (N): São solos que apresentam os horizontes minerais A, B, C, tendo como horizonte diagnóstico o horizonte B Nítico (horizonte de textura argilosa, sem translocação significativa de argila). Apresentam cerosidade forte. Ocorrem em várias fases de relevo inclusive em altitudes de 800m. São derivados principalmente de rochas ígneas basálticas, podendo ser encontrados também desenvolvidos de rochas sedimentares.

Propõe-se a designação GN para a Classe Geo-pedológica Nitossolo.

Sob o ponto de vista geotécnico, a GN compreende solos não saturados, cuja fração argila pode ser rica em óxido de ferro quando desenvolvida de rochas básicas. Pode ser indicador de perfil de intemperismo com solo residual jovem pouco espesso.

Organossolos (O): São solos orgânicos e/ou organominerais, hidromórficos, desenvolvidos preponderantemente de detritos orgânicos em várias fases de transformação e podem apresentar misturas de sedimentos flúvio-marinhos. Ocupam áreas de relevo plano e apresentam seqüência de horizontes orgânicos (H ou O) sobre Cg. São encontrados nas áreas mais baixas ou deprimidas e mal drenadas das várzeas. Os orgânicos tiomórficos ocorrem em áreas úmidas da orla marinha, em pântanos ou banhados.

Para estes solos propõe-se a denominação GO (Classe Geo-pedológica Organossolo).

A Classe GO compreende solos saturados com alto teor de matéria orgânica, desenvolvida de detritos orgânicos e organominerais e podem estar associados a sedimentos flúvio-marinhos quando ocorrem nas áreas costeiras. Podem permanecer permanentemente ou esporadicamente alagados. Podem conter sais solúveis, materiais sulfídricos e sulfetos.

Os solos GO são susceptíveis a apresentarem grandes deformações, sendo conhecidos como solos orgânicos na geotecnia. Apresentam potencial de corrosão. Esta Classe pode estar associada aos gleissolos e a solos turfosos tiomórficos.

Planossolos (S): São solos minerais que apresentam seqüência de horizontes A, (E), B e C, imperfeitamente ou mal drenados, tendo como horizonte diagnóstico o B plânico (Bt). O horizonte B pode ser Bt, Btg, Btn ou Btng. O horizonte B é compacto, com acentuada concentração de argila e baixa permeabilidade, podendo apresentar alagamento em períodos de alta precipitação. Ocorrem em áreas de relevo plano, onde as ocorrências mais expressivas estão no nordeste brasileiro e no pantanal Mato-Grossense. Compreendem as Classes pedológicas SN (Planossolos Nátrico) e SX (Planossolo Háplico).

Propõe-se a designação GS para a Classe Geo-pedológica Planossolos.

As ocorrências mais expressivas dos solos GS estão em terrenos sedimentares, podendo ser alagados nas áreas mais deprimidas durante precipitações mais intensas incluindo a presença temporária de lençóis suspensos. Apresentam diferença textural marcante entre os horizontes superficial e sub-superficial, que os tornam suscetíveis à erosão superficial. Podem ocorrer planossolos com elevados teores de sais solúveis. Alguns apresentam argilominerais do tipo 2:1.

Plintossolos (F): São solos minerais, que apresentam seqüência de horizontes diversificada, tendo como horizonte diagnóstico o B plíntico. São formados em ambiente hidromórfico. No entanto, caso ocorra mudanças nas suas condições originais de formação podem ocorrer também em ambientes com boa drenagem. Portanto, em função das suas condições geológicas atuais podem ser encontrados em ambientes diferentes. Apresentam coloração variegada. Em certos casos podem apresentar propriedades solódica e sódica. Ocorrem em relevos plano ou suave ondulado ou em áreas deprimidas e planícies aluvionares. É menos comum a ocorrência em relevo ondulado.

Propõe-se a designação GF para a Classe Geo-pedológica Plintossolo.

Sob o ponto de vista geotécnico o GF compreende solos desenvolvidos de sedimentos em várias fases de evolução, podendo conter desde materiais mosqueados até petroplintita. As suas características geotécnicas dependem do seu grau de desenvolvimento e dos ambientes de ocorrência, que podem variar de região para região. Podem ocorrer em ambientes hidromórficos até oxidados e podem ou não apresentar petroplintita.

Vertissolos (V): São solos minerais que apresentam seqüência de horizonte A-Cv ou A-Biv-C. A fração argila é maior ou igual a 30%. Possuem horizonte diagnóstico vértico com pequena variação textural entre os horizontes. O horizonte vértico apresenta argila 2:1, com expansão e contração acentuadas. Ocorrem em relevos plano, suave ondulado e, menos freqüentemente, em áreas movimentadas, desenvolvidos de material de origem ricos em Cálcio e Magnésio, em ambiente climático adequado. Sua maior ocorrência está na zona seca do nordeste brasileiro e no pantanal Mato-Grossense, ocorrendo também em outros estados brasileiros.

Propõe-se para a classificação geo-pedológica dos Vertissolos a designação GV (Classe Geo-pedológica Vertissolo).

Sob o ponto de vista geotécnico os solos GV apresentam mudança de volume com variações de umidade, podendo apresentar trincas profundas ao longo do perfil em períodos de secas. As frações finas podem apresentar teores variáveis de minerais do grupo das esmectitas. São solos mal drenados e de baixa permeabilidade, sujeitos a variações de volume sazonais.

O Quadro 2 apresenta a correspondência entre as legendas Pedológicas conforme consta em Embrapa (2006) e as Geo-pedológicas propostas no presente trabalho.

Quadro 2 – Correlação entre as legendas Pedológica e Geo-pedológica.

Designação (Legenda) Pedológica	Legenda Geo-pedológica	
	Principal	Sub-Legenda
Argissolo (P)	GP	1, 2, 3 em função do relevo
Cambissolo (C)	GC	1, 2, 3 em função do relevo
Chernossolo (M)	GM	
Espodossolo (E)	GE	
Gleissolo (G)	GG	j (tiomórfico); z (salino), m (melânico); x (háplico)
Latossolo (L)	GL	1, 2, 3, em função do relevo
Luvisso (T)	GT	1, 2, 3 em função do relevo
Neossolo (R)	GR	L (Litólico); R (Regolítico); U (Flúvico), Q (Quartzarênico)
Nitossolo (N)	GN	1, 2, 3 em função do relevo
Organossolo (O)	GO	
Planossolo (S)	GS	
Plintossolo (F)	GF	
Vertissolo (V)	GV	

O Quadro 3 mostra uma síntese dos principais significados geotécnicos que, de acordo com a experiência dos autores, podem ser associados, de um modo geral, às diferentes classes de solos definidas na Pedologia.

Quadro 3 – Síntese da correlação Geo-pedológica.

Classes de Solos	Significados Geotécnicos
Argissolos (antigo podzólico): Desenvolvidos de rochas cristalinas. Horizonte diagnóstico B textural (Bt), com estrutura em blocos.	Perfil de solo residual não saturado. Raros casos de material de origem alóctone. Diferença textural entre os horizontes A e B. Suscetível à erosão superficial.
Cambissolos: Desenvolvidos de rochas cristalinas (fragmentos de rochas na matriz argilosa com relação silte/argila > 0,7) ou de depósitos de encostas (relevo acidentado) e de sedimentos aluviais (relevo plano). Horizonte diagnóstico B incipiente (Bi). Ricos em minerais primários facilmente intemperizáveis quando residuais.	Pode indicar a presença de colúvio ou tálus quando ocupam relevos acidentados. Neste caso é indicativo de áreas potenciais de movimentos de massas.
Chernossolos (antigos Brunizens e Rendzinas): Horizonte diagnóstico A chernozêmico. Percentagem de carbono orgânico $\geq 0,6\%$. Saturado com cátions bivalentes. Ocorre sobre Bt ou Bi ou C. Alta saturação por bases e alta atividade da fração argila. Desenvolvem-se de rochas ricas em cálcio e magnésio. Ocupam relevo forte ondulado.	Solo residual não saturado. Horizonte B pouco espesso. Predominam argilominerais do tipo 2:1 nas frações finas.
Espodossolos (antigo Podzol): Horizonte diagnóstico B espódico (Bs, Bh e Bhs). Complexação de ferro, alumínio e matéria orgânica. Ocorrem em relevos planos desenvolvidos de sedimentos arenosos.	Solo transportado, arenoso. Pode possuir grau de cimentação variável por óxi-hidróxido de ferro no horizonte sub-superficial. Pode apresentar hidromorfismo. Indicativo de água do lençol freático ferruginosa ou com colóides orgânicos, quando apresenta Bs ou Bh respectivamente.
Gleissolos: Horizonte diagnóstico Glei de coloração cinzenta, esverdeada ou azulada, em função da redução de ferro ou manganês. Ocupam áreas de relevo plano, desenvolvidos de sedimentos recentes. Os sálicos e tiomórficos são desenvolvidos de sedimentos marinhos ou flúvio-marinhos. Indicativo de hidromorfismo.	Solo transportado, saturado, sujeito a inundações em períodos de precipitação intensa. Quando desenvolvidos de sedimentos argilosos ou silto-argilosos de origem marinha ou flúvio-marinhas são suscetíveis a grandes deformações. Quando possuem sais solúveis e materiais sulfídricos podem ser potencialmente corrosíveis.
Latossolos: Horizonte diagnóstico B latossólico (Bw), profundo, com mais de 2 metros de espessura. Argilas floculadas (100%). Textura muito argilosa ou argilosa ou média, dependendo do material de origem (basaltos, gnaisses, rochas alcalinas, sedimentos e arenitos). Presença de oxihidróxidos de ferro e alumínio. Relação silte / argila < 0,7.	Solo não saturado. O horizonte B pode ser residual, transportado ou coluvial. Baixa saturação por bases e atividade da argila baixa. Fração argila caulínica ou oxidica ou mistura de ambos. Solos de boa drenabilidade. Indicativos de jazidas de argila.
Luvissolos (antigo Bruno não cálcico e alguns Podzólicos de alta atividade): Horizonte diagnóstico B textural (Bt). Saturação por bases > 50%. Argila de atividade alta. Argilominerais tipo 1:1 e 2:1. Ocorre em clima semi-árido.	Solo residual não saturado. Diferença textural entre A e B. Suscetível à erosão superficial. Presença de argilominerais 2:1 nas frações finas. Indicação de perfil de intemperismo.
Neossolos: Solos pouco evoluídos. Sequência de horizontes A-R, A-C ou A-Cr. Ocupam várias fases de relevo. Os formados em relevos montanhosos ou forte ondulados são os Neossolos Litólicos e os Neossolos Regolíticos. Ambos apresentam caráter lítico. Os formados em relevos planos, desenvolvidos de sedimentos fluviais, areno-argilosos e argilosos, são denominados de Neossolos Flúvicos. Os formados em relevos planos, desenvolvidos de sedimentos arenosos, são designados Neossolos Quartzarênicos.	Podem ser indicativos de solos residuais, afloramentos de rocha quando desenvolvidos de rochas cristalinas e ocupam relevo movimentado. Podem ser indicativos de solos transportados, quando desenvolvidos de sedimentos em relevos planos.
Nitossolos (antigos Terra Roxa Estruturada Similar e Podzólico Vermelho Escuro): Horizonte diagnóstico B nítico (também uma espécie de B textural-Bt). Cerosidade forte e estrutura muito desenvolvida. Ocorrem em relevo forte ondulado e montanhoso, desenvolvidos de rochas básicas / intermediárias.	Solo residual não saturado. Solo de textura argilosa, rico em oxihidróxidos de ferro, quando desenvolvidos de rochas básicas. É um perfil de intemperismo onde o solo residual jovem é pouco espesso.

Quadro 3 – Síntese da correlação Geo-pedológica (cont.).

Classes de Solos	Significados Geotécnicos
Organossolos: Depósitos de tecidos vegetais em decomposição. Horizonte diagnóstico hístico. Mínimo de 8% de carbono orgânico (80g/Kg). Desenvolve-se de resíduos orgânicos em ambientes saturados.	São solos orgânicos, saturados, de elevada deformabilidade e compressibilidade.
Planossolos: Horizonte diagnóstico B plânico (similar ao B textural). Relevo plano e pode apresentar hidromorfismo. Desenvolvidos de sedimentos areno-argilosos e argilosos.	Solo transportado. Diferença textural entre o horizonte superficial e sub-superficial pode torná-los suscetíveis à erosão. Pode apresentar hidromorfismo. Partes mais elevadas adequadas para ocupação urbana. Restrições somente nos vales, porque o lençol freático pode atingir a superfície, ocorrendo inundações.
Plintossolos: Horizonte diagnóstico B plíntico. Drenagem restrita, presença de plintita (material pobre em matéria orgânica, argiloso, rico em ferro). Mosqueados abundantes (pontos de coloração variada, desde avermelhado até amarelado, resultantes da segregação de óxidos de ferro, podendo ser originado das variações do lençol freático, ou do material de origem).	Solos desenvolvidos de sedimentos, imperfeitamente drenados, mosqueados, fortemente influenciados pelo lençol freático, ou drenagem impedida.
Vertissolos: Horizonte diagnóstico vértico. Teor de argila $\geq 30\%$. Sem variação textural. Com fendilhamentos. Argilominerais expansivos. Sequência de horizontes A-Cv. Ocorrem em relevo plano, desenvolvidos de materiais de origem ricos em Ca e Mg.	Solo expansivo. Origem sedimentar ou residual. Materiais de origem ricos em Ca e Mg. Indicativo de ocorrência de argilomineral expansivo. Potencialmente sujeitos a deformações acentuadas em presença de variações de umidade.

4 – UNIDADES GEO-PEDOLÓGICAS

Considerando resultados de trabalhos de levantamento de solos, incluindo tanto mapas produzidos e respectivos textos explicativos quanto o significado de tais informações dentro do contexto geotécnico (Quadro 2), as treze classes de solos podem ser agrupadas, de acordo com a sua gênese, conforme mostrado no Quadro 4.

Quadro 4 – Unidades Geo-pedológicas e designações Pedológicas e Classes Geo-pedológicas correspondentes (ver Quadro 2).

Unidade Geo-pedológica	Classes de Solos Envolvidas	Classes Geo-pedológicas Envolvidas
Unidade I Ambiente oxidante (ambiente não hidromórfico)	L; P; T; N; M; C; R; V	GL; GP; GT; GN; GM; GC; GR; GV
Unidade II Ambiente redutor (hidromorfismo permanente)	G; O; F; E; S	GG; GO; GF; GE; GS

A primeira Unidade Geo-Pedológica reúne as classes de solos formadas em zona de oxidação, ou seja, sem influência do lençol freático na sua gênese. Incluem-se nesta Unidade I as classes de solos: Latossolos (L), Argissolos (P), Luvisolos (T), Nitossolos (N), Chernossolos (M) e alguns tipos de Cambissolos (C) e Neossolos (R). Estas classes ocupam várias fases de relevo e são formadas a partir de materiais geológicos de origens ígnea, metamórfica e sedimentar e de sedimentos de origens diversas.

Dos solos que compõem a Unidade I as classes Geo-pedológicas GL, GP e GC (Latosolos, Argissolos e Cambissolos) são as de ocorrências mais comuns no território brasileiro, distribuídas em relevos desde muito movimentados até suaves.

Muitas das áreas ocupadas pelos solos incluídos na Unidade I podem ser sujeitas a movimentos de massa, principalmente as desenvolvidas de materiais coluviais e de tálus em relevos montanhosos e escarpados.

Problemas de movimentos de massa podem também estar associados a perfis de solos onde o horizonte C ou solo residual jovem é de grande espessura, principalmente os desenvolvidos de rochas quartzo-feldspáticas ou micáceas, levando-se em consideração também a presença de estruturas reliquias do material de origem. Normalmente quando são executados cortes nestes solos para fins diversos, os taludes resultantes ficam predispostos ao desenvolvimento de escorregamentos e processos erosivos.

Os Chernossolos, quando desenvolvidos de rochas calcárias, podem ser indicativos de áreas suscetíveis à ocorrência de fenômenos de subsidência.

É interessante destacar que Latossolos e Argissolos desenvolvidos em climas tropicais e relevos ondulados e suave ondulados podem originar espessos perfis de solos com destaque para o horizonte C, que compreende o solo residual jovem ou saprolítico. A morfologia atual de seus maciços é decorrente de vários episódios da dinâmica externa com destaque para os processos intempéricos e erosivos. Adquirem, após várias décadas, uma morfologia que pode apresentar certa estabilidade a partir do desenvolvimento de mecanismos hidráulicos internos próprios. Entretanto, quando esses solos são submetidos a intervenções diversas, com diferentes fins, o equilíbrio adquirido no tempo geológico é comprometido, ficando os mesmos sujeitos a processos erosivos superficiais e subsuperficiais, inclusive com desenvolvimento de voçorocas e ocorrências de deslizamentos de várias proporções.

São muito comuns deslizamentos superficiais resultantes do contato solo-rocha em relevos montanhosos ou escarpados, principalmente em períodos mais chuvosos em áreas de ocorrência das Classes Geo-pedológicas GRLR (Neossolos Litólicos e Regolíticos). Esse fenômeno pode ser visto como um processo natural resultante da dinâmica externa no seu trabalho de modelamento contínuo do relevo terrestre, que ocorre mesmo em áreas vegetadas. Naturalmente, intervenções antrópicas podem acelerar a ocorrência de processos que, potencialmente, aconteceriam de forma natural.

A segunda Unidade Geo-pedológica abrange as classes de solos formadas nas áreas planas sob a influência ou não do lençol freático. São solos desenvolvidos de sedimentos de diferentes texturas, que foram depositados em vários ambientes, de origem fluvial, marinha, lacustre e eólica. Das classes de solos deste agrupamento, apenas os Gleissolos (G) e Organossolos (O) têm a sua gênese ligada à condição de hidromorfismo permanente.

Nesta Unidade II, algumas classes de solos sofrem influência da composição química do lençol freático, como por exemplo, os Gleissolos Salinos e Salinos Tiomórficos (classes Geo-pedológicas GGz e GGj, respectivamente). Deve-se ressaltar que os Vertissolos (classe Geo-pedológica GV) também ocupam terras baixas, porém, sua gênese é função da natureza química de seu material de origem e ambiente de climas áridos a semi-áridos.

As classes de Espodossolos (E), Neossolos Quartzarenicos (RQ) e Vertissolos (V) (Classes Geo-pedológicas GE, GRQ e GV, respectivamente) podem apresentar sinais de hidromorfismo. Tal parâmetro, entretanto, não é marcante na gênese desses solos.

Na Unidade Geo-pedológica II, algumas classes de solos podem ser indicativas de ocorrências de solos muito compressíveis, solos de elevada permeabilidade, solos expansivos e solos com elevado potencial de corrosão, ou seja, envolvem problemas geotécnicos potenciais diferentes dos associados ao primeiro agrupamento.

5 – EXEMPLOS DO POTENCIAL DE USO DAS CLASSES GEO-PEDOLÓGICAS NA CARACTERIZAÇÃO PRELIMINAR DO TERRENO SOB O PONTO DE VISTA GEOTÉCNICO

5.1 – Planejamento urbano

Como um primeiro exemplo, considerando aspectos associados a Planejamento Urbano, um fator relevante a ser avaliado é o de existência de áreas naturalmente sensíveis a fenômenos geológicos, associados ou não a eventos climáticos de monta (movimentos de massa e inundações), ou áreas com potencial de apresentar problemas tipicamente de ordem geotécnica. Neste caso, os principais indicadores oriundos de informações geo-pedológicas de solos correspondem a áreas associadas à ocorrência de:

- a) Neossolos litólicos e regolíticos (Classes Geo-pedológicas GRLR). Tais tipos de solos, geralmente encontrados sob condições não saturadas, em relevo forte ondulado a montanhoso, são sujeitos a deslizamentos superficiais resultantes da diferença de permeabilidade entre a camada delgada de solo e a rocha subjacente em períodos de intensas precipitações. Esse fenômeno é muito comum em áreas cujo embasamento é constituído por rochas quartzo-feldspáticas;
- b) Latossolos e Argissolos (Classes Geo-pedológicas GL e GP). Essas classes de solos desenvolvem perfis com horizonte C ou solo residual jovem de espessuras consideráveis associadas a elementos estruturais reliquiais, especialmente de rochas quartzo-feldspáticas e micáceas. Estas áreas, quando sujeitas à ação antrópica, podem ser consideradas como potencialmente susceptíveis à ocorrência de movimentos de massa (desenvolvimento de processos erosivos e deslizamentos);
- c) Cambissolos (Classes Geo-pedológicas GC2 e GC3). Normalmente associados a depósitos coluviais e de tálus, especialmente quando sob condições de relevo acidentado, tendem a mostrar problemas de estabilidade, ou seja, são potencialmente susceptíveis a processos de deslizamentos. É comum se observar a ocorrência de *creep* (movimentos lentos, muitas vezes sazonais) em presença de tais materiais. A possibilidade de ocorrência pretérita de corridas de detrito e de desenvolvimento de processos de erosão interna, resultando em movimentos de massa tipo subsidência, não pode ser descartada em presença de tálus.
- d) Gleissolos e Organossolos (Classes Geo-pedológicas GG e GO). Estes estão entre as classes de solos que ocorrem em regiões planas ou suaves. Tipicamente, são permanentemente saturados e sujeitos a alagamentos constantes. Assim, não devem ser usados para ocupação urbana sem obras de infra-estrutura adequadas. Os gleissolos salinos e salinos tiomórficos, desenvolvidos de sedimentos argilosos ou siltosos, de origem marinha ou flúvio-marinha, tipicamente apresentam elevada compressibilidade e baixa resistência, ou seja, são susceptíveis a desenvolver grandes deformações quando carregados, além de serem considerados solos corrosivos.
- e) Vertissolos (Classe Geo-pedológica GV). A presença de argilas expansivas caracteriza esta classe de solos. Logo, áreas que não sejam permanentemente inundadas são susceptíveis a sofrer processos de expansão. No caso de áreas que no passado eram inundadas e passaram a ser não saturadas em virtude de mudanças climáticas, a ocorrência potencial de solos colapsíveis deve também ser considerada.
- f) Chernossolos (Classe Geo-pedológica GM). Classe de solos que apresenta no horizonte B argilas de alta atividade (argilas expansivas, ex: esmectitas). Quando situada em relevos montanhosos tendem a apresentar problemas de estabilidade.

Sugere-se, aqui, que em processos de planejamento urbano as áreas de neossolos litólicos e regolíticos, gleissolos salinos e salinos tiomórficos e organossolos sejam, em princípio, consideradas como áreas de preservação ambiental; bem como as áreas de neossolos flúvicos, que ocorrem em zonas de várzea e estão sujeitas a alagamentos constantes (GRL, GRR, GGZ, GGJ, GO). Da mesma forma, sugere-se que as áreas de ocorrência de espodossolos, neossolos quartzarênicos, cambissolos flúvicos e neossolos flúvicos (GE, GRQ, GC1, GRU) são as mais indicadas para ocupação urbana.

5.2 – Obras lineares

Obras lineares, tais como rodovias, ferrovias, dutovias e linhas de transmissão envolvem, tipicamente, aspectos associados aos horizontes superficiais do solo, ou seja, onde indicadores de ordem geo-pedológica, conforme mostrado no Quadro 5, constituem elementos com elevado potencial de aplicação.

Tais tipos de obras de engenharia apresentam várias características comuns que devem ser observadas quando do planejamento dos seus traçados. Por exemplo, na medida do possível, há que se procurar evitar áreas de ocorrência de solos moles ou argilas orgânicas (principalmente no caso de dutovias e linhas de transmissão), ou minimizar a extensão de ocorrência das mesmas (em todos os casos). Em particular, considerando linhas de transmissão e, principalmente, dutovias, há que se procurar evitar áreas de ocorrência de solos com potencial de corrosão. Para todos estes tipos de obras há, também, que se procurar evitar áreas de ocorrências de talus e de materiais expansivos.

Tendo em vista a necessidade de se ter vias de acesso em diferentes pontos de dutovias e de linhas de transmissão, bem como se prever onde, potencialmente, haverá a necessidade de se efetuar cortes em perfis de solos saprolíticos, em interfaces solo-rocha ou em materiais predominantemente rochosos em rodovias e ferrovias, indicadores de ordem geo-pedológica específicos são requeridos, conforme indicado no Quadro 5.

Características únicas associadas a obras lineares do tipo rodovias e ferrovias compreendem a necessidade de se procurar ter, ao longo de seus traçados, materiais terrosos com propriedades adequadas para uso nos diferentes elementos que compreendem um leito de rodovia ou de uma ferrovia. Exemplos de indicadores geo-pedológicos apropriados a tal tipo de avaliação estão incluídos no Quadro 5.

Quadro 5 – Indicadores Geo-pedológicos relevantes em obras lineares.

Classe Geo-pedológica	Indicadores
Características Potencialmente Inadequadas ou Indesejáveis	
GRLR, GL e GP	Susceptibilidade a movimentos de massa em taludes de cortes
GC2 e GC3	Potencial elevado de ocorrência de movimentos de massa
GC	Elevada compressibilidade e baixa resistência. Potencial de corrosão
GV	Elevado potencial de expansibilidade e colapsibilidade
GN, GM e GT	Potencial ocorrência de material expansivo
GS	Degradação ambiental oriunda de exploração de areia
Características Potencialmente Adequadas	
GE	Baixa compressibilidade e resistência alta
GRU	Exploração racional de areia
GL	Exploração racional de argila (horizonte B ou solo maduro)
GL e GP	Exploração racional de saibro (horizonte C ou solo saprolítico)
GR e GF	Exploração racional de agregados

5.3 – Disposição de resíduos sólidos

No caso de disposição de resíduos sólidos, em particular resíduos sólidos urbanos, na forma de aterros sanitários, os principais indicadores Geo-pedológicos considerados estão incluídos no Quadro 6.

Dentro do contexto de escolha do local mais apropriado, do ponto de vista geotécnico, para a implantação de um aterro de disposição de resíduos urbanos, alguns aspectos específicos são, tipicamente, mandatários, quais sejam: necessidade do aterro se situar em local com nível de água inferior a pelo menos 3m abaixo da superfície do terreno e disponibilidade de material argiloso para cobertura diária, material pedregulhoso para construção de drenos de gás e drenagem superficial, e de areia para drenagem de base. Áreas compreendendo argilas moles ou orgânicas, zonas de talus e encostas muito íngremes são inadequadas para a implantação de tal tipo de empreendimento.

Quadro 6 – Indicadores Geo-pedológicos relevantes à localização de ARSU.

Classe Geo-pedológica	Indicadores
Características Potencialmente Inadequadas ou Indesejáveis	
GC1, GE, GG, GRU, GRQ, GO, GS e GF	Nível d'água potencialmente elevado
GC2, GC3, GRL e GRR	Potencial elevado de ocorrência de movimentos de massa
GP2, GP3, GL2, GL3, GT2 e GT3	Movimentos de massa em presença de cortes
GM, GN2 e GN3	Movimentos de massa e expansibilidade
Características Potencialmente Adequadas	
GR e GF	Exploração racional de agregados
GL e GP	Exploração racional de argila (horizonte B ou solo maduro)
GRU	Exploração racional de areia

6 – CONCLUSÕES

Trabalhos de mapeamento de solos e respectivos textos explicativos podem e devem ser utilizados para se programar uma ocupação racional do meio físico. Para isto, se faz necessário que o usuário considere que as classes de solos sob o enfoque pedológico definem vários ambientes, os quais são influenciados pela interação de fatores de formação do solo tais como clima, relevo, material de origem, tempo e organismos. Em outras palavras, os trabalhos de mapeamentos de solos podem conter informações relevantes quando devidamente interpretados. Tal, entretanto, nem sempre é ou pode ser adequadamente efetuado, seja pelo desconhecimento por parte de geotécnicos de termos e significados utilizados na pedologia, seja pelo desconhecimento, por parte de cientistas do solo, do significado de dados de mapeamento de solos do ponto de vista da geotecnia.

Dentro deste contexto, a classificação geo-pedológica aqui proposta constitui um primeiro passo para preencher um vácuo potencial existente entre as disciplinas associadas às áreas geotécnica e pedológica. Com base na interpretação das unidades pedológicas para fins geotécnicos, podem ser elaborados mapas geo-pedológicos das áreas de interesse, por meio do uso combinado de mapas pedológicos pré-existentes e de cartas plano-altimétricas, contribuindo para o desenvolvimento de projetos básicos melhor embasados a partir do cruzamento de informações oriundas de outros mapas temáticos.

Deve-se ressaltar, entretanto, que as informações geotécnicas contidas nos trabalhos geopedológicos não substituem a necessidade de serem realizadas as investigações geológico-geotécnicas rotineiras inerentes a cada tipo de ocupação ou uso do solo.

7 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi desenvolvido como parte dos Projetos PRONEX-Rio (E-26/171.544/2006) e Pensa-Rio (E-26/110.394/2007). Os autores agradecem o apoio propiciado pela FAPERJ em ambos os Projetos, em associação com o CNPq no Projeto PRONEX. Os autores também agradecem as contribuições dadas pelos pesquisadores Cláudio P. do Amaral (UERJ), Fernando A. M. Marinho (EPUSP), George de P. Bernardes (UNESP/EEG), Humberto G. dos Santos (EMBRAPA-Solos), Nelson F. Fernandes (UFRJ) e Sérgio Tibana (UENF).

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Antunes, F. S. (1978). *Ensaio para caracterização geológica, pedológica e mineralógica de argilas do Rio de Janeiro*. Relatório de Pesquisas, IPR/DNER.
- Antunes, F. S. (1989). *O uso da pedologia na engenharia*. In: Colóquio de Solos Tropicais e Sub-Tropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, pp. 25-33.
- Antunes, F. S.; Barroso, J. A.; Pedroto, A.; Polivanov, H. (1987). *A importância da utilização de levantamentos pedológicos para a elaboração de mapas geotécnicos*. In: Simpósio de Geologia Regional RJ-ES, 1, v. 1, pp. 227-235.
- Barroso, J. A.; Antunes, F. S.; Polivanov, H. (1981). *Correlações de características genéticas de solos e suas propriedades geotécnicas*. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, ABMS, pp. 187-198.
- Curi, N.; Larach, J. O.; Kämpf, N.; Moniz, A. C.; Fontes, L. E. F. (1993). *Vocabulário de ciência do solo*. Campinas, SBCS, 89 p.
- Demuelenaere, R. G. A.; Motta, L. M. G.; Marangon, M. (2002). *Aplicações dos conhecimentos da pedologia em diferentes áreas da engenharia*. In: 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Ouro Preto - MG.
- Dias, R.D. (1987). *Aplicação de pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão*. Tese (Engenharia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE, 349 p.
- Dias, R.D. (1989). *Investigações de solos utilizando levantamentos pedológicos*. In: Colóquio de Solos Tropicais e Sub-Tropicais e suas Aplicações em Engenharia Civil, 2, Porto Alegre, RS, pp. 17-36.
- Embrapa (2006). *Sistema brasileiro de classificação de solos*. 2ed. Brasília: Embrapa-Solos, 306p.
- Gusmão Filho, J. A. (2002). *Solos: da formação geológica ao uso na engenharia*. Recife. Ed. Universitária da UFPE, 198p.
- Lambe, T.W.; Whitman, R.V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc.
- Marangon, M. (2004). *Proposição de estruturas típicas de pavimentos para região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência*. Tese (Doutorado em Eng. Civil) – Univ. Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 460p.

- Marangon, M.; Motta, L. M. G. (2001). *Considerações sobre a utilização da pedologia na engenharia geotécnica a partir de um sistema de classificação de solos*. In: 33ª Reunião Anual de Pavimentação da ABPv, Florianópolis, Anais, V. Único. pp. 140-156.
- Marangon, M.; Motta, L. M. G. (2002). *Aplicação dos conhecimentos de pedologia em diferentes áreas de engenharia*. In: 10º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, Ouro Preto -MG. v. cd.
- Medina, J. (1961). *Lateritas e sua aplicação na pavimentação*. ABPv-II Reunião Anual, RJ.
- Medina, J.; Castro, F. J. C. O. (1989). *Considerações sobre o ensino da pedologia aplicada à engenharia*. In: XXII Congresso Brasileiro de Ciência do Solo, Recife, PE.
- Mendonça-Santos, M.L.; Antunes, F. S.; Calderano, S. B.; Santos, H. G.; Polivanov, H.; Campos, T. M. P.; Zaroni, M. J.; Donagemma, G. K.; Amaral, C. P. (2009). *Correlação pedológico-geotécnica do município do Rio de Janeiro*. Documentos / Embrapa Solos, 117, 42 p.
- Nogami, J. S. (1965). *A aplicação da geologia e da pedologia no estudo de solos para pavimentação*. SPT nº 42 - DER-SP.
- Nogami, J. S.; Villibor, D. F. (1981). *Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias*. Rio de Janeiro, Simpósio Brasileiro sobre Solos Tropicais em Engenharia - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1ª Seção, pp. 30-41.
- Nogami, J. S.; Douglas, F. V. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo, 240p.
- Oliveira, A. M.; Brito, S. A. (1998). *Geologia de engenharia*. ABGE. Oficina de Textos, São Paulo. 587p.
- Pastore, E. L. (1995). *Weathering profiles*. In: Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 7. Proceedings Guadalajara; ISSMFE, vol.1, pp. 353-364.
- Santana, H. (1970). *Os solos lateríticos e a pavimentação*. IME-RJ.
- Santos, M. T.; Salomão, F. X. T. (1981). *Utilização da pedologia em um estudo geológico-geotécnico para implantação de projeto de irrigação do distrito agro-industrial do Jaíba*. In: III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, Itapema. Anais do III Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. São Paulo: ABGE, vol. 1, pp. 401-416.
- Simonson, R. W. (1959). *Outline of a generalized theory of soil genesis*. Soil Sci. Soc. Am. Proc. (23):152-156.
- Skempton, A. W. (1953). *The colloidal activity of clays*. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., vol.1, pp. 57-61.
- Souza Pinto, C. (2006). *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. São Paulo: Oficina do Texto, 355p.

DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS MECÂNICOS DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS POR MEIO DE ENSAIOS REALIZADOS EM LABORATÓRIO

Determination of municipal solid waste mechanical parameters using laboratory tests

André Geraldo Cornelio Ribeiro*

Roberto Francisco de Azevedo**

Eliane Ferreira da Rocha***

Izabel Christina Duarte Azevedo****

Alessandro Saraiva Loreto*****

RESUMO – O objetivo deste trabalho foi determinar a resistência, a compressibilidade, a condutividade hidráulica e a capacidade de campo de resíduos sólidos urbanos (RSU), em função do peso específico e do teor de umidade dos resíduos, utilizando equipamentos de grandes dimensões. Amostras de RSU foram coletadas nos aterros controlados das cidades de Viçosa e Ponte Nova, no estado de Minas Gerais, no Brasil. O artigo apresenta detalhes dos equipamentos desenvolvidos, bem como da metodologia usada e os resultados encontrados. As conclusões apontam que os equipamentos mostraram-se adequados e os resultados obtidos forneceram valores coerentes com os encontrados na literatura.

ABSTRACT – The objective of this work was to determine strength, compressibility, hydraulic conductivity and field capacity of municipal solid waste (MSW) as functions of the specific weight and the moisture content of the waste, using equipments of large dimensions. MSW samples were collected in controlled landfills of Ponte Nova and Viçosa cities located in the State of Minas Gerais, Brazil. The article presents details of the equipments developed, as well as of the methodology used and the results obtained. The conclusions point out that the equipments were appropriate and the results obtained were coherent with the ones found in the literature.

PALAVRAS CHAVE – Resíduos sólidos urbanos, parâmetros mecânicos, ensaios de laboratório.

* Engenheiro Civil, Doutor em Engenharia Civil, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia, Setor de Engenharia Ambiental e Sanitária da Universidade Federal de Lavras. E-mail: andreribeiro@deg.ufla.br

** Engenheiro Civil, PhD em Engenharia Civil, Professor Titular do Departamento de Engenharia Civil do Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas da Universidade Federal de Viçosa. E-mail: razevedo@ufv.br

*** Engenheira Civil. Mestre em Engenharia Civil, área de concentração Geotecnia Ambiental, pela Universidade Federal de Viçosa. E-mail: eferocha@bol.com.br

**** Engenheira Civil. Doutora em Engenharia Civil. Professora Associada do Departamento de Engenharia Civil do Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas da Universidade Federal de Viçosa. E-mail: iazevedo@ufv.br

***** Engenheiro Civil. Mestre em Engenharia Civil, área de concentração Geotecnia Ambiental, pela Universidade Federal de Viçosa. E-mail: aloreto@funec.br

1 – INTRODUÇÃO

A escassez de áreas tem-se constituído em um dos maiores problemas na disposição de resíduos sólidos urbanos nos últimos anos em razão, principalmente, do crescente volume de resíduos gerado diariamente. Devido às regulamentações ambientais restritivas para esse tipo de obra é cada vez mais difícil encontrar novas áreas adequadas e próximas aos centros geradores e, além disso, existe grande resistência por parte da população na aceitação de depósitos na vizinhança de suas propriedades, o que leva à necessidade de otimizar a capacidade dos depósitos em operação (Oliveira, 2002). Para tentar solucionar esse problema tem-se construído aterros cada vez mais altos, o que, se por um lado ameniza o problema da escassez de áreas, por outro gera uma preocupação maior dos projetistas em relação a problemas com a estabilidade dos taludes e com recalques cada vez maiores. Portanto, a obtenção de propriedades dos RSU, como resistência e compressibilidade, tem importância fundamental na elaboração e execução de projetos de aterros sanitários.

Além dos parâmetros de resistência e de compressibilidade, o coeficiente de permeabilidade e a capacidade de campo são, também, parâmetros relevantes por serem necessários no estudo do balanço hídrico do aterro sanitário e, conseqüentemente, no dimensionamento dos sistemas de drenagem e tratamento dos percolados (Carvalho, 2002).

Ribeiro (2007) ressalta que os projetos de aterros sanitários no Brasil têm sido caracterizados pela adoção de critérios e parâmetros baseados na literatura internacional. Torna-se necessário, portanto, validar esses parâmetros para o tipo de resíduo local, já que suas propriedades mecânicas variam com a composição, teor de umidade e peso específico, dentre outros.

O comportamento mecânico dos resíduos sólidos urbanos tem por base as teorias da mecânica dos solos (Dixon e Jones, 2005). No entanto, devido à grande diversidade, degradabilidade e tamanho dos materiais que compõem os RSU, ainda não há ensaios padronizados para a determinação de suas propriedades mecânicas, diferentemente do que acontece com os solos (Durmusoglu *et al.*, 2006). Torna-se, portanto, necessário desenvolver equipamentos próprios para o estudo desses materiais.

Tendo em vista esses aspectos, o objetivo desse trabalho foi desenvolver equipamentos novos e de grandes dimensões para determinar parâmetros mecânicos de RSU oriundos dos aterros controlados de Viçosa-MG e Ponte Nova-MG. Foram realizados ensaios de resistência, compressibilidade, permeabilidade e capacidade de campo nos quais se buscou variar, além do peso específico, o teor de umidade dos resíduos.

Apresentam-se, em seguida, os materiais e os métodos usados nos ensaios, os resultados obtidos e as principais conclusões extraídas desse trabalho.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Coleta e caracterização das amostras

Para determinação dos parâmetros de resistência, foram coletados 12 tambores de 200 litros, aproximadamente 900 kg, de RSU da cidade de Viçosa-MG, antes de serem dispostos no aterro controlado do município. Nos ensaios de compressão confinada utilizaram-se os resíduos recém-coletados em bairros diversos da mesma cidade, aproximadamente 760 kg em 10 tambores de 200 litros. Para a determinação da condutividade hidráulica e da capacidade de campo, coletaram-se aproximadamente 155 kg de RSU em dois tambores de 200 litros no lixão do município de Ponte Nova-MG, imediatamente após serem descarregados pelos caminhões coletores.

Em todos os ensaios, o material coletado foi inicialmente homogeneizado. Em seguida fez-se seu quarteamento com o propósito de separar uma parte representativa para ser usada nos ensaios e na determinação da composição gravimétrica dos RSU (Figuras 1 e 2).



Fig. 1 – Espalhamento da amostra de RSU.



Fig. 2 – Processo de quarteamento dos RSU para ser feita a gravimetria.

2.2 – Determinação dos parâmetros de resistência

2.2.1 – Descrição do equipamento desenvolvido

O equipamento é constituído por uma caixa de madeira de $0,80 \times 0,80 \times 0,80$ m na qual a amostra de resíduos é compactada, e por um sistema de carga, que consiste, basicamente, em um atuador de pressão, com um pistão de 12 cm de curso, que aplica carga nos RSU através de uma sapata rígida de madeira de 0,70 m de comprimento por 0,10 m de largura e 0,10 m de altura (Figura 3) (Ribeiro, 2007).

Uma das paredes laterais da caixa de madeira é removível, de modo que, após a compactação dos resíduos e a retirada dessa parede, forma-se um talude vertical de lixo.

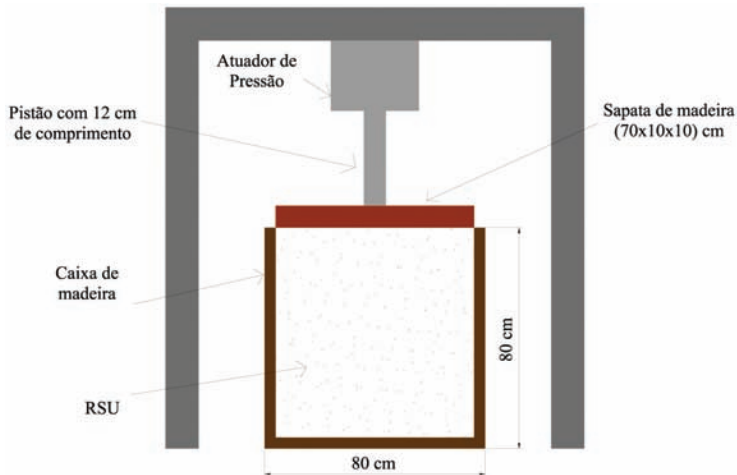


Fig. 3 – Esquema do equipamento desenvolvido para realização do ensaio de resistência de um talude de RSU.

O atuador de pressão com pistão é fixado a uma viga de 1,0 m de comprimento apoiada em canaletas soldadas em duas colunas de aço, como pode ser observado na Figura 4.

O pistão é acionado através da aplicação de pressão de ar regulada por uma válvula e por um manômetro localizados em um painel.

Além do painel para regular a pressão, o equipamento inclui outro painel, fixo no pilar ao lado da caixa, com quatro válvulas que servem para aplicação e liberação do ar no atuador de pressão, podendo-se assim realizar o carregamento e o descarregamento durante o ensaio.

Para monitorar os recalques dos resíduos foram adaptados ao equipamento dois relógios medidores de deslocamentos, como pode ser observado na Figura 4, com precisão de 0,01 mm e capacidade de medir até 0,1 m de deslocamento.

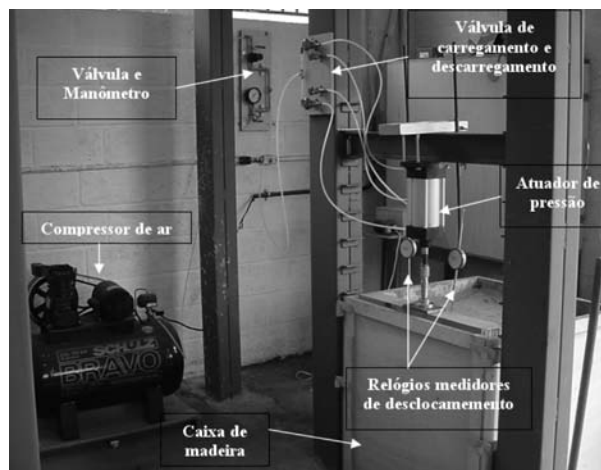


Fig. 4 – Vista geral do equipamento desenvolvido.

2.2.2 – Metodologia utilizada no ensaio

Foram realizados seis ensaios com resíduos com diferentes teores de umidade e pesos específicos. Primeiramente, ensaiaram-se três amostras de RSU, com peso específico de 7 kN/m^3 e diferentes teores de umidade. Posteriormente, ensaiaram-se outras três amostras com peso específico menor, 5 kN/m^3 , buscando-se alcançar, em cada um deles, os mesmos valores de teor de umidade usados nos ensaios anteriores. Em todos os ensaios seguiram-se as etapas descritas a seguir.

2.2.2.1 – Compactação dos RSU na caixa de madeira

Compactaram-se, manualmente, os RSU na caixa de madeira de modo a se alcançar os pesos específicos desejados de 7 kN/m^3 e 5 kN/m^3 , conforme pode ser observado na Figura 5. Para controlar a compactação marcou-se o interior da caixa, a partir do fundo, com oito linhas, distantes $0,10 \text{ m}$ umas das outras. Entre duas linhas, do fundo para o topo, compactaram-se 44 kg de resíduos para atingir o peso específico de 7 kN/m^3 e $31,5 \text{ kg}$ para 5 kN/m^3 . Após compactação da última camada, cobriram-se os resíduos com uma fina camada de areia, para evitar a presença de vetores e mau cheiro.

2.2.2.2 – Aplicação das cargas

Após a compactação dos resíduos, retirou-se a parede removível, posicionaram-se a peça rígida de madeira (sapata), o atuador de pressão e os medidores de deslocamento e iniciou-se a etapa de carregamento vertical da amostra (Figura 6). Para facilitar a ruptura colocou-se a sapata na extremidade do talude. Os estágios de carregamento foram executados de 20 em 20 minutos, medindo-se o recalque obtido ao final de cada estágio. No início do ensaio, os acréscimos de tensão foram de $5,5 \text{ kPa}$ e nos estágios finais, os acréscimos foram menores para permitir melhor definição da tensão de ruptura.

Os recalques foram monitorados por meio de dois relógios medidores de deslocamentos (deflectômetros), um em cada lado da sapata, conforme pode ser visto nas Figuras 4 e 6.



Fig. 5 – Compactação dos RSU em camadas.



Fig. 6 – Detalhe do equipamento depois da compactação dos RSU.

2.2.2.3 – Determinação do teor de umidade da amostra

Ao fim de cada ensaio, retirou-se do centro da caixa de madeira uma amostra com aproximadamente 6 kg de RSU para a determinação do teor de umidade. Utilizaram-se cinco recipientes para colocar os RSU em uma estufa, especialmente construída para esse propósito, onde ficaram a secar, a uma temperatura média de 68°C (Figura 7), até que atingissem peso constante. As pesagens para determinação das massas brutas úmida e seca foram realizadas em balança com precisão de 0,01 g.



Fig. 7 – Amostras na estufa para determinação do teor de umidade dos RSU.

2.2.3 – Cálculo dos parâmetros de resistência dos RSU

O cálculo dos parâmetros de resistência foi realizado por retro-análise da superfície de ruptura, usando-se o método de equilíbrio limite de Bishop Simplificado implementado no programa computacional SLOPE/W[®]. A carga de ruptura aplicada pela sapata entrou na análise como uma sobrecarga uniformemente distribuída na superfície do talude de RSU. Além disso, consideraram-se nulas as poro-pressões, ou seja, ruptura drenada.

A partir dessas premissas, arbitrou-se um valor de coesão (c) e determinou-se o ângulo de atrito (ϕ) correspondente ao fator de segurança $F=1$ para a superfície de ruptura observada no ensaio, para sobrecarga máxima (ruptura).

O cálculo dos parâmetros seguiu as seguintes etapas:

- Após cada ensaio, mediram-se os comprimentos da cunha de ruptura na superfície ($L1$) e no talude frontal vertical ($L2$) dos resíduos. Em seguida, desenhou-se no AutoCAD, o talude de lixo em escala, e determinaram-se as coordenadas do centro e o raio do círculo que passa pelos pontos a e b indicados na Figura 8.
- No programa GEO-SLOPE representou-se o talude de lixo, especificando-se, além das coordenadas do centro e o raio do círculo, o valor da tensão de ruptura representada por uma sobrecarga uniformemente distribuída nos 0,10 m de largura da sapata (Figura 9).
- Arbitraram-se valores de coesão entre 5 e 40 kPa e determinou-se, por tentativas, o valor do ângulo de atrito para cada valor de coesão arbitrada, de modo que o fator de segurança (F) pelo método de Bishop Simplificado fosse igual a 1 (Figura 9).

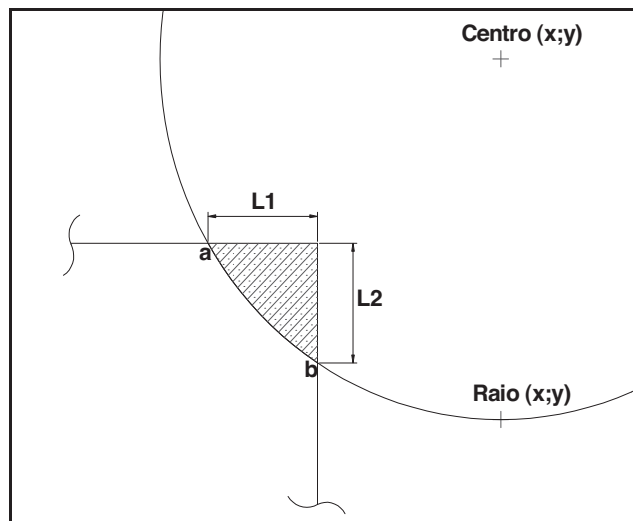


Fig. 8 – Esquema para calcular a superfície de ruptura.

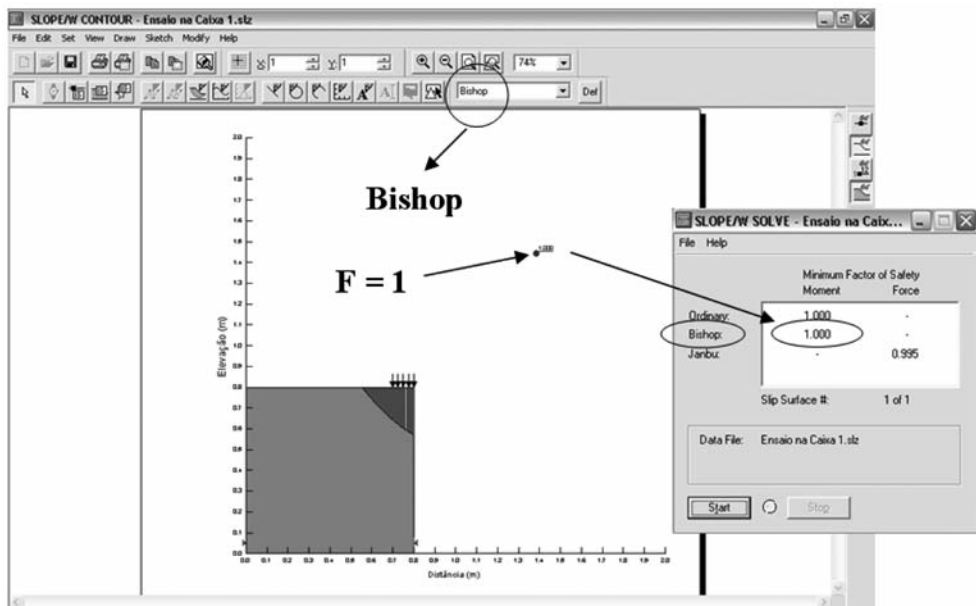


Fig. 9 – Superfície de ruptura para fator de segurança $F = 1$.

2.3 – Determinação dos parâmetros de compressibilidade

2.3.1 – Descrição do equipamento desenvolvido

Na Figura 10 apresenta-se um desenho esquemático do equipamento de grandes dimensões construído para realizar ensaios de compressão confinada em amostras de RSU (Loreto, 2003).

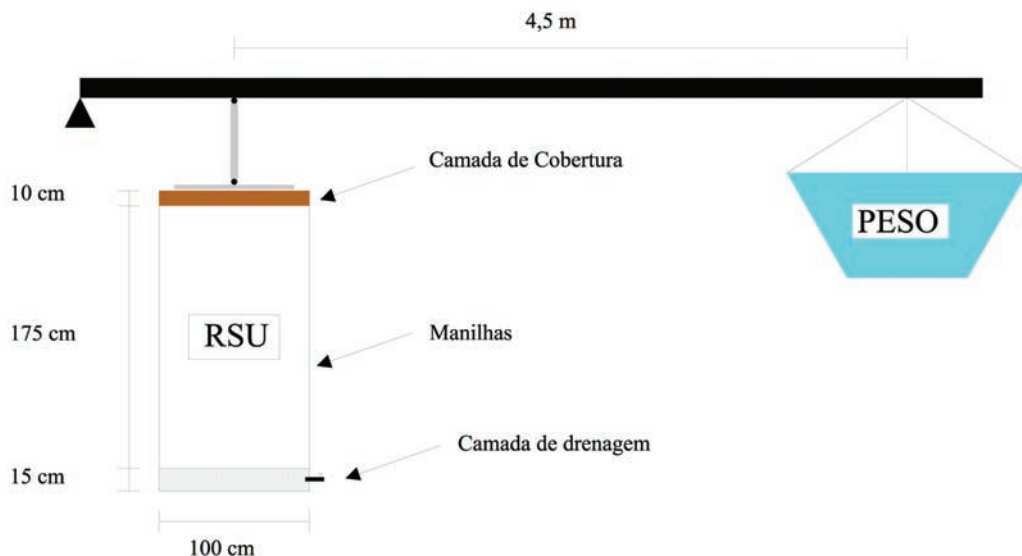


Fig. 10 – Vista esquemática do equipamento de grandes dimensões para realização de ensaios de compressão confinada em amostras de RSU.

O equipamento é composto de uma célula cilíndrica de paredes rígidas na qual a amostra é compactada e ensaiada, um sistema de aplicação de carga e um sistema de medição de deslocamento.

A célula cilíndrica consiste de duas manilhas sobrepostas de concreto armado reforçado, cada uma com diâmetro interno e altura de 1,0 m.

O sistema de aplicação de carga consiste de uma placa rígida, de 0,80 m de diâmetro e 0,03 m de espessura, ligada a uma haste rígida através de uma rótula, as três peças de aço de grande resistência. A haste rígida, em sua extremidade superior, é conectada a uma viga metálica que amplifica o carregamento por meio de um sistema de alavanca. A força aplicada na amostra de RSU origina-se do enchimento de uma caixa d'água de 500 litros e é amplificada cerca de quatro vezes e meia pelo sistema de alavanca.

O sistema de medição de deslocamento consiste de um nível topográfico de placas planas paralelas e duas referências: uma móvel, na haste de carregamento, e outra fixa na parede, atrás das manilhas.

A Figura 11 apresenta o equipamento durante a realização de um ensaio.

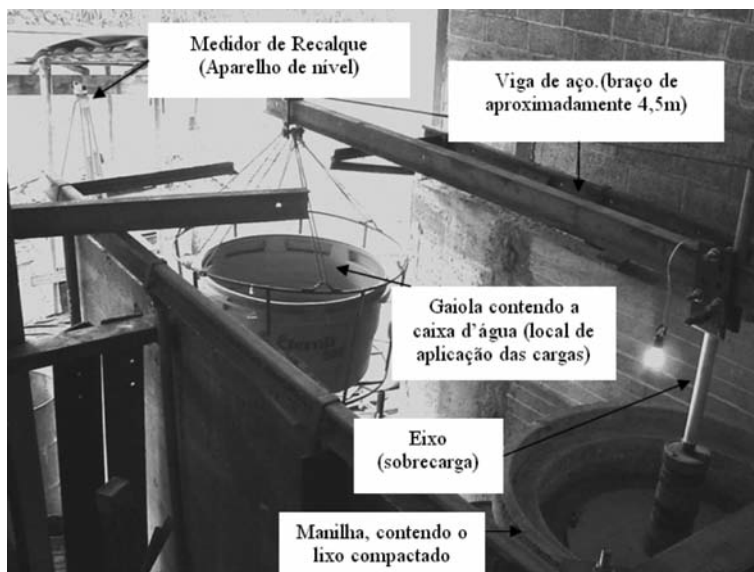


Fig. 11 – Visão geral do equipamento durante a realização de um ensaio.

2.3.2 – Metodologia utilizada no ensaio

Os ensaios foram realizados de acordo com a seguinte sequência.

2.3.2.1 – Compactação das amostras de RSU

Os resíduos foram dispostos nas manilhas em camadas compactadas de aproximadamente 15 cm de espessura, visando obter-se um peso específico inicial de 7 kN/m^3 . Cada camada de resíduo pesou, aproximadamente, 88 kg (Figura 12).

2.3.2.2 – Carregamento em etapas

Nesta fase, aplicaram-se vários estágios de carregamento vertical na amostra de RSU, procurando-se sempre aumentar a carga anterior em incrementos constantes iguais a 10,51 kPa. Iniciou-se com 10,51 kPa e carregou-se até 63,06 kPa (tensão máxima que pode ser usada com segurança, para 500 litros de água). Cada estágio de carregamento durou um dia.

2.3.2.3 – Medição dos deslocamentos

Durante o ensaio, os deslocamentos foram medidos por diferença, visando-se, com o nível topográfico, uma marca no pistão de carregamento e, em seguida, uma marca fixa na parede, atrás do experimento.

2.3.2.4 – Descarregamento

Após a aplicação do último estágio de carregamento, a amostra foi descarregada, também em etapas.



Fig. 12 – Representação da disposição do RSU em camadas.

2.4 – Determinação da condutividade hidráulica e da capacidade de campo dos RSU

2.4.1 – Descrição do equipamento desenvolvido

O permeâmetro de carga constante consiste de um reservatório de água no qual se mantém uma carga constante por meio do princípio de Mariotte, uma célula cilíndrica (permeâmetro) na qual se coloca a amostra e um painel de leitura (Figura 13) (Rocha, 2008).

O reservatório de água consiste de um recipiente de plástico, com capacidade de 200 litros, ao qual se adaptou uma tampa com dois registros e um furo central para passagem de um tubo. A posição da extremidade inferior desse tubo é ajustável e define a posição da pressão atmosférica dentro do reservatório.

O permeâmetro consiste de um tubo de PVC rígido com 0,30 m de diâmetro, 0,80 m de comprimento e paredes com 0,01 m de espessura, e de duas tampas, também em PVC, com 0,40 m de diâmetro e 0,02 m de espessura. Optou-se por usar PVC para evitar qualquer tipo de reação química com os RSU. As duas tampas fecham a peça cilíndrica por meio de quatro longos parafusos de rosca sem fim e porcas (Figura 13a). Dois anéis do tipo *O ring*, um em cada tampa, facilitam o encaixe e a vedação das tampas com a célula. No centro dessas tampas existem registros que possibilitam

a entrada e saída de água durante os ensaios. Na parte lateral da célula cilíndrica, ao longo da sua altura, existem quatro orifícios que são conectados por meio de tubulações ao painel de leitura.

O painel de leitura é feito de madeira e tubos de plástico. A madeira é revestida com fórmica branca para facilitar a leitura visual dos níveis de água nos tubos que permitem determinar as cargas piezométricas em quatro pontos da amostra. Na Figura 13b apresenta-se uma visão geral do equipamento.

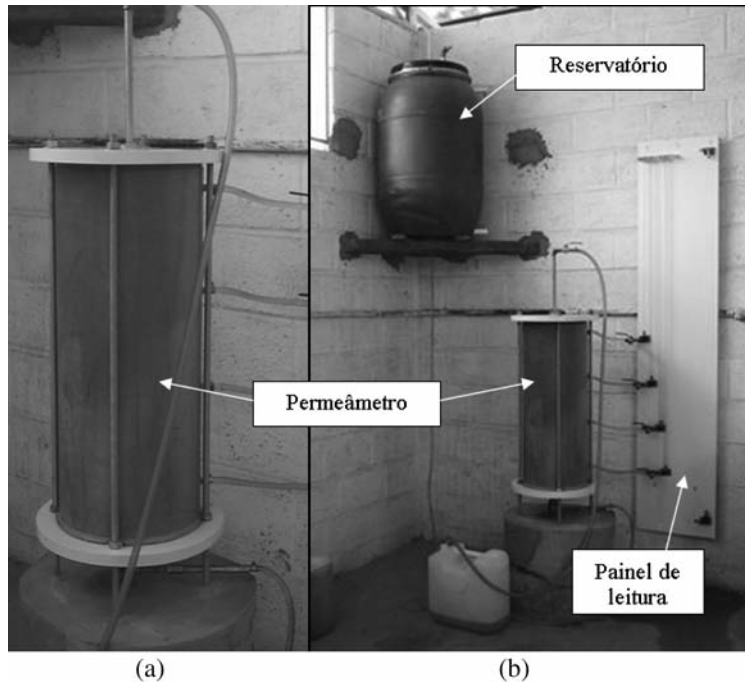


Fig. 13 – (a) Permeômetro; (b) Vista geral do equipamento completo: reservatório, célula e painel piezométrico.

2.4.2 – Metodologia utilizada no ensaio

2.4.2.1 – Condutividade hidráulica

Para a determinação da condutividade hidráulica realizaram-se ensaios nas amostras de RSU compactadas dentro da célula cilíndrica, com diferentes pesos específicos. No início de cada ensaio, os RSU foram devidamente pesados e compactados em camadas de 0,10 m, até que se alcançasse o peso específico total desejado (γ_t). O teor de umidade gravimétrico inicial da amostra (w_i) foi determinado de tal forma que seu peso específico seco (γ_d) era calculado por meio da Equação 1:

$$\gamma_d = \gamma_t (1 + w_i) \quad (1)$$

Durante o enchimento do reservatório de água, um registro da tampa superior foi conectado à linha de abastecimento, enquanto o outro ficou aberto para a atmosfera. O registro existente na parte inferior do reservatório e conectado à base do permeômetro permaneceu fechado até o reservatório estar suficientemente cheio. Quando isso ocorreu, os registros da tampa superior foram fechados para garantir, pelo princípio de Mariotte, carga constante durante a realização do ensaio. Os registros do permeômetro e da parte inferior do reservatório eram abertos, liberando-se o fluxo

d'água do reservatório para o permeâmetro. À medida que a amostra era saturada, os níveis das colunas do painel piezométrico subiam, indicando a carga de pressão em pontos específicos do permeâmetro. Quando esses níveis estabilizavam, considerava-se que a amostra estava “saturada” e um fluxo permanente estava estabelecido através da amostra. Nessa altura, faziam-se as leituras das cargas piezométricas que eram utilizadas para o cálculo do gradiente hidráulico.

Foram calculados os gradientes entre os diferentes pontos do permeâmetro. Para dar confiabilidade aos resultados, foi utilizada a metodologia do “Intervalo de Confiança”, após o cálculo da média e desvio padrão do conjunto, de acordo com Gomes (1987). Só os valores de gradientes hidráulicos que estavam dentro do limite determinado pelo intervalo de confiança (99%) foram utilizados para o cálculo do gradiente hidráulico médio.

Além da determinação do gradiente, durante o regime permanente de fluxo, o volume de líquido percolado (ΔV) em um determinado intervalo de tempo (Δt) era medido.

Conhecidos o gradiente (i) e a vazão ($Q = \Delta V/\Delta t$), o coeficiente de permeabilidade era calculado pela Lei de Darcy (Equações 2 e 3):

$$Q = k.i.A \quad (2)$$

$$k = \Delta V/(\Delta t.i.A) \quad (3)$$

em que A é a área da seção transversal da amostra.

2.4.2.2 – Capacidade de campo

Após a determinação da condutividade hidráulica dos RSU, realizava-se o ensaio para determinação da capacidade de campo dos mesmos. Para isso, os registros superior e inferior do permeâmetro eram fechados, e a mangueira que liga o reservatório ao permeâmetro desconectada. Em seguida, os registros eram abertos e o percolado que drenava pela saída inferior era coletado, enquanto que os registros do painel piezométrico permaneciam fechados.

Inicialmente, a vazão de percolado era grande, sendo, por esse motivo, medida em curtos intervalos de tempo. Com o passar das horas a vazão ia diminuindo, e passava a ser medida em intervalos de tempo maiores. De acordo com a sugestão de Carvalho (2002), as leituras eram interrompidas quando a vazão fosse igual ou menor que $0,01 \text{ cm}^3/\text{s}$, fazendo com que os ensaios durassem, em média, 2 dias.

Terminado o ensaio, o permeâmetro era aberto e amostras, com cerca de 2 kg, eram retiradas do topo, do meio e da base do corpo de prova para determinação da umidade gravimétrica correspondente à capacidade de campo (w_θ).

Para determinação da capacidade de campo (θ_c), a seguinte relação (Equação 4) era utilizada:

$$\theta_c = \gamma_d * w_\theta / \gamma_w \quad (4)$$

em que, γ_d é o peso específico seco da amostra calculado pela Equação 1.

3 – RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 – Caracterização física dos RSU

A caracterização física dos resíduos envolveu a composição gravimétrica e a composição volumétrica solta dos RSU ensaiados.

3.1.1 – Composição gravimétrica

No Quadro 1 apresentam-se as composições gravimétricas das amostras de RSU usadas nos ensaios de resistência, compressão confinada, permeabilidade saturada e capacidade de campo. Observa-se que a quantidade de matéria orgânica, próxima ou superior a 60%, é típica de resíduos brasileiros e, além disso, que as porcentagens dos diversos componentes das três amostras de resíduos são parecidas, principalmente quando se comparam os dados da cidade de Viçosa.

Quadro 1 – Composição gravimétrica (% em peso) das amostras de RSU ensaiadas.

Material	RSU de Viçosa				RSU de Ponte Nova	
	Resistência		Compressibilidade		Permeabilidade e Capacidade de Campo	
	Peso (kg)	Peso (%)	Peso (kg)	Peso (%)	Peso (kg)	Peso (%)
Matéria orgânica putrescível*	544,32	60,48	494,15	65,02	88,10	56,84
Papel e papelão	112,95	12,55	107,85	14,19	28,40	18,32
Plásticos	119,43	13,27	64,52	8,49	25,88	16,7
Vidros	18,18	2,02	7,90	1,04	1,26	0,81
Metais	16,65	1,85	12,01	1,58	2,65	1,71
Material particulado	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Madeira	5,94	0,66	3,42	0,45	1,64	1,06
Trapo e fraldas	26,55	2,95	16,49	2,17	5,81	3,75
Outros**	55,98	6,22	53,66	7,06	1,26	0,81
TOTAL	900,00	100,00	760,00	100,00	155,00	100,00

*Restos de alimentos (frutas, verduras, folhas etc.);

**Materiais de difícil classificação.

3.1.2 – Composição volumétrica

Para a determinação da composição volumétrica dos RSU, utilizou-se os valores de peso específico das frações constituintes dos resíduos propostos por Tchobanoglous *et al.* (1993) e adaptados para as frações constituintes dos resíduos considerados no presente trabalho. No Quadro 2 apresentam-se as composições volumétricas das amostras de RSU usadas nos ensaios de resistência, compressão confinada, permeabilidade saturada e capacidade de campo.

Quadro 2 – Composição volumétrica (% em volume) das amostras de RSU ensaiadas.

Material	Peso específico adaptado de Tchobanoglous <i>et al.</i> (1993) (kgf/m ³)	RSU de Viçosa				RSU de Ponte Nova	
		Resistência		Compressibilidade		Permeabilidade e Capacidade de Campo	
		Volume (m ³)	Volume (%)	Volume (m ³)	Volume (%)	Volume (m ³)	Volume (%)
Matéria orgânica putrescível*	290,62	1,87	29,55	1,70	34,00	0,30	24,65
Papel e papelão	69,34	1,63	25,70	1,56	31,10	0,41	33,31
Plásticos	65,26	1,83	28,88	0,99	19,77	0,40	32,26
Vidros	195,79	0,09	1,47	0,04	0,81	0,00	0,52
Metais	320,19	0,05	0,82	0,04	0,75	0,01	0,67
Material particulado	480,29	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Madeira	237,59	0,03	0,39	0,01	0,29	0,01	0,56
Trapo e Fraldas	65,26	0,41	6,42	0,25	5,06	0,09	7,25
Outros**	130,52	0,43	6,77	0,41	8,22	0,01	0,78
TOTAL	–	6,34	100,00	5,00	100,00	1,23	100,00

*Restos de alimentos (frutas, verduras, folhas etc.);

**Materiais de difícil classificação.

3.2 – Parâmetros de resistência

No Quadro 3 apresenta-se, além dos teores de umidade gravimétricos e do peso específico total das amostras, os valores dos comprimentos L1 e L2 que definem as superfícies de ruptura (Figura 8). Pode-se observar que, ainda que sucintamente, os comprimentos encontrados nos ensaios com peso específico igual a 5 kN/m³ foram maiores do que os resíduos compactados com o peso específico igual a 7 kN/m³.

Quadro 3 – Comprimentos L1 e L2 medidos nos ensaios.

Ensaio	w (%)	γ (kN/m ³)	L1 (m)	L2 (m)
1	63,52	7,00	0,25	0,24
2	80,87	7,00	0,26	0,25
3	41,75	7,00	0,27	0,27
4	41,75	5,00	0,30	0,32
5	62,40	5,00	0,26	0,28
6	78,62	5,00	0,29	0,30

Na Figura 14 encontram-se curvas tensão *versus* deslocamento, obtidas nos ensaios. Observa-se que as tensões de ruptura foram menores para os resíduos com maior teor de umidade e com menor com peso específico, como era de se esperar.

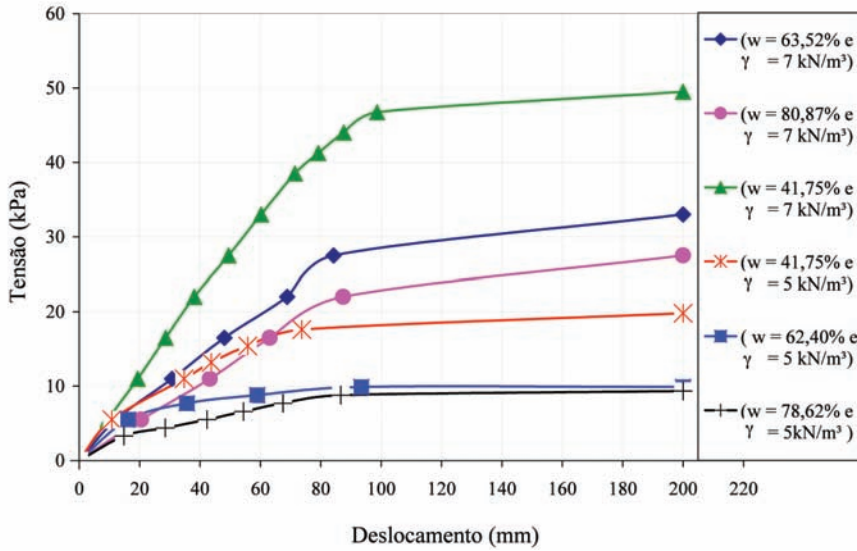


Fig. 14 – Curvas tensão vs. deslocamento em função do teor de umidade e peso específico.

Na Figura 15 apresentam-se os parâmetros de resistência encontrados de acordo com a metodologia descrita anteriormente. Algumas observações podem ser feitas.

Primeiro, os RSU são mais resistentes à medida que ficam mais densos e mais secos. Segundo, nota-se que os valores de coesão interferem mais significativamente nos valores dos ângulos de atrito para os RSU menos densos. Por fim observa-se que a envoltória proposta por Kavazanjian *et al.*

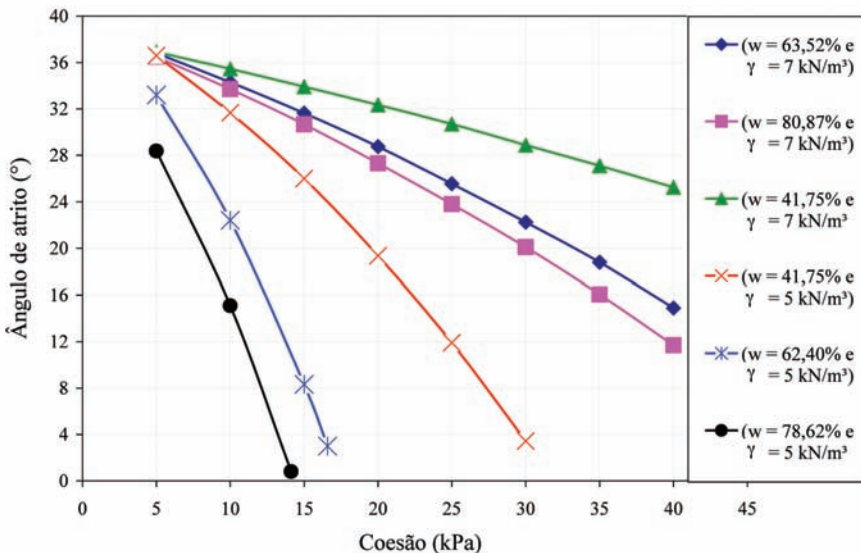


Fig. 15 – Parâmetros de resistência em função do teor de umidade.

(1995) que pode ser aproximada por uma reta com coesão e ângulo de atrito iguais a 10 kPa e 28°, respectivamente, corresponde a RSU com peso específico igual a 5 kN/m³ e teor de umidade em torno de 50%. Como nos aterros brasileiros procura-se compactar os RSU com peso específico igual a pelo menos 7 kN/m³, conclui-se que para uma coesão de 10 kPa corresponderia a um ângulo de atrito de 32°. Ou para um ângulo de atrito de 28° corresponderia a uma coesão pelo menos igual a 20 kPa.

3.3 – Parâmetros de compressibilidade

Na Figura 16 apresenta-se a curva recalque *versus* tempo das seis etapas de carregamento do ensaio de compressão confinada. Segundo Coduto e Huitric (1990), os recalques que ocorrem em RSU são habitualmente divididos em três partes: os recalques instantâneos, que ocorrem imediatamente após a aplicação do carregamento; os recalques ao longo do tempo, que ocorrem devido à dissipação do excesso de pressão gerada nos poros da massa de RSU em função do carregamento (adensamento primário); e os recalques ao longo do tempo devido à decomposição da matéria orgânica, normalmente bem mais demorados. Na mesma figura observa-se que 24 horas após a aplicação da carga, em todas as etapas de carregamento, os deslocamentos ainda não haviam cessado. Entretanto, como não se pretendeu estudar o recalque devido à decomposição da matéria orgânica, padronizou-se este tempo como o necessário para se atingir o fim do adensamento primário, como é habitual na Mecânica dos Solos.

Na Figura 17 encontra-se a curva tensão *versus* deformação vertical (recalque/altura inicial da amostra) correspondente ao recalque final (24 horas) de todas as etapas do ensaio de compressão confinada. A inclinação dessa reta corresponde ao módulo de compressão confinada (M) dos RSU. Da figura obtém-se o valor de M igual a 346,7 kPa.

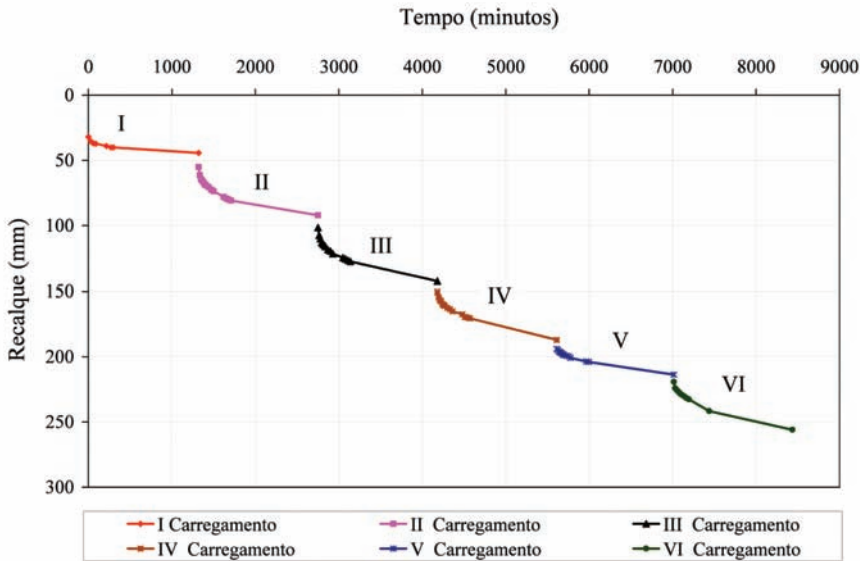


Fig. 16 – Curva recalque vs. tempo.

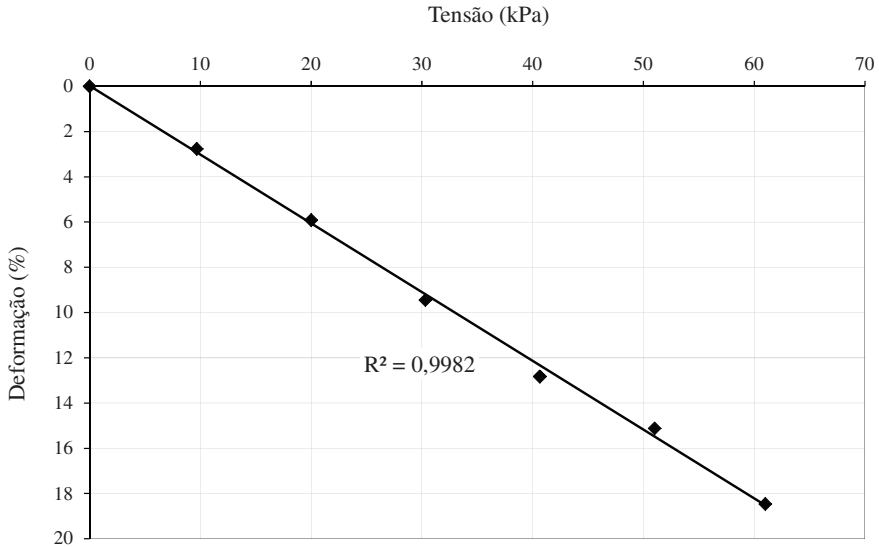


Fig. 17 – Determinação do módulo de compressão confinada (M).

A partir do valor de M calcula-se o módulo de elasticidade (E) através da Equação 5 tendo-se arbitrado um valor igual a 0,2 para o coeficiente de Poisson (ν) (Jessberger e Kockel, 1993):

$$E = M \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} = 312,34 \text{ kPa} \quad (5)$$

Para os valores de tensão vertical usados no ensaio, o valor do módulo de elasticidade calculado por meio da Equação 5 é compatível com os valores apresentados por Van Impe (1998).

Na Figura 18 apresenta-se, em escala logarítmica, a relação entre a deformação vertical e a tensão vertical correspondentes aos valores finais de todas as etapas do ensaio de compressão confinada. Na Mecânica dos Solos, essa relação é normalmente denominada curva de compressibilidade do material.

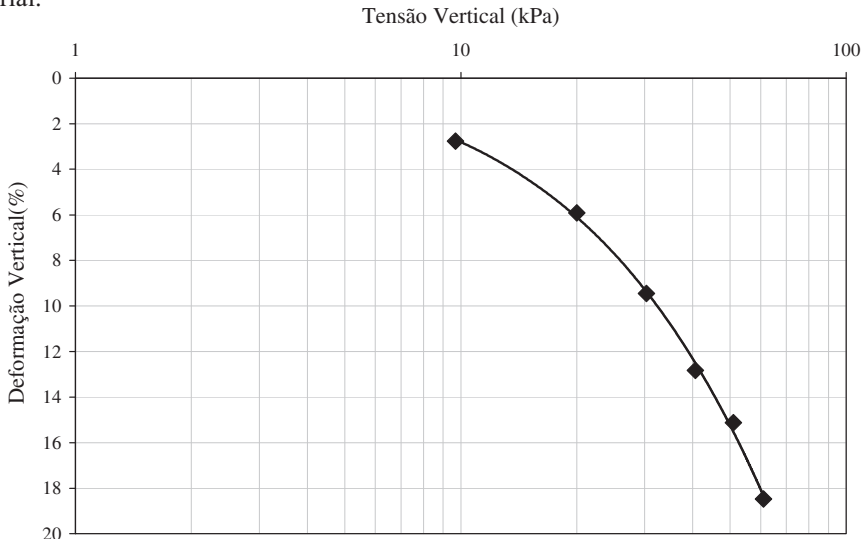


Fig. 18 – Curva de compressibilidade obtida no ensaio.

De acordo com Sowers (1973), o recalque primário de RSU pode ser expresso através da Equação 6:

$$\frac{\rho}{H_0} = C_c \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (6)$$

em que ρ é o recalque, H_0 é a altura correspondente a σ'_0 , σ'_0 é a tensão antes do acréscimo de tensão $\Delta\sigma$ e C_c é o índice de compressibilidade.

A partir da curva de compressibilidade, determinou-se o valor de índice de compressibilidade, C_c , igual a 0,24, bem de acordo com valores encontrados em outros trabalhos (Bosco e Abreu, 2000).

3.4 – Condutividade hidráulica

Na Figura 19 apresentam-se os valores de condutividade hidráulica, k (m/s), obtidos nos ensaios. Como pode ser observado, k (m/s) varia sensivelmente com o peso específico, sendo que a faixa de valores encontrada (10^{-6} a 10^{-4} m/s) é condizente com a relatada por Durmusoglu *et al.* (2006). No entanto, essa faixa de valores é um pouco mais elevada das encontradas nas literaturas nacionais, talvez isto se deva pelo fato que neste trabalho os resíduos usados são muito recentes, ou seja, mais "granulares".

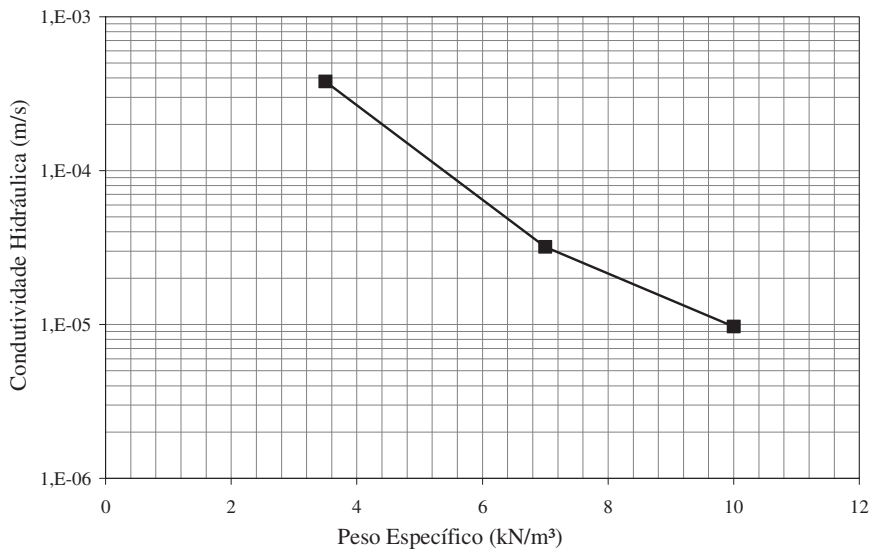


Fig. 19 – Comportamento da condutividade hidráulica em função do peso específico.

3.5 – Capacidade de campo

Na Figura 20 representa-se o comportamento da vazão em função do tempo para a determinação da capacidade de campo de RSU, para os respectivos valores dos pesos específicos. Observa-se que, apesar de alguma discrepância inicial, as vazões de saída diminuem consideravelmente com o tempo e após cerca de um dia são praticamente nulas, indicando que os resíduos, em média, praticamente atingiram a capacidade de campo.

Na Figura 21 apresentam-se os valores obtidos. Observa-se que a capacidade de campo aumenta à medida que o peso específico dos RSU é maior.

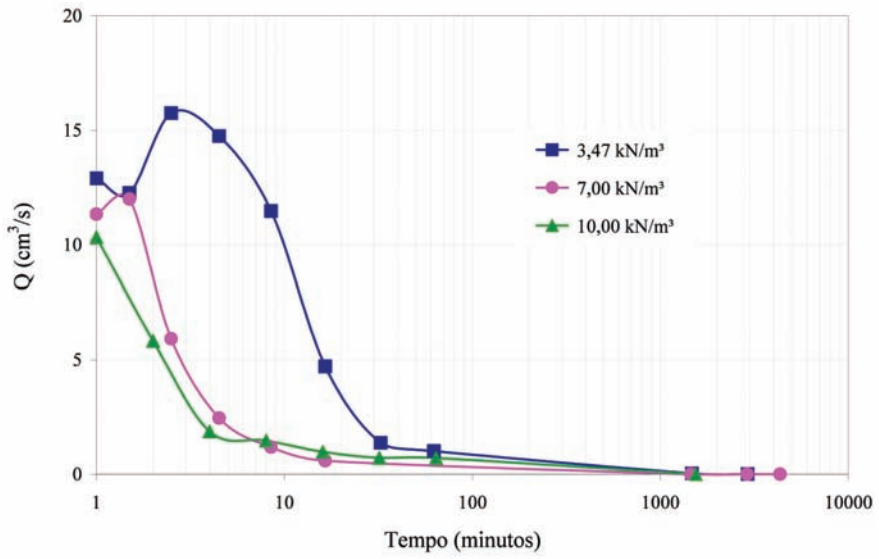


Fig. 20 – Variação da vazão de saída em função do tempo para determinação da capacidade de campo dos resíduos sólidos.

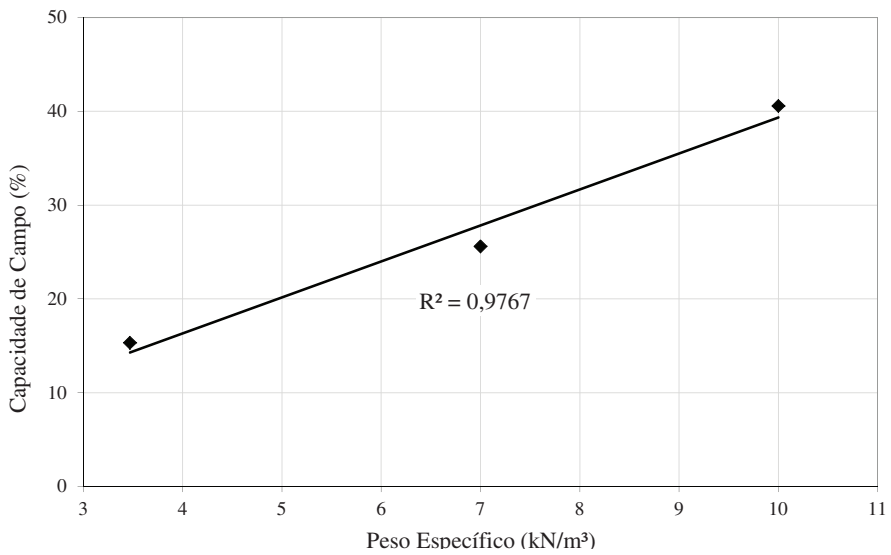


Fig. 21 – Comportamento da capacidade de campo em função do peso específico.

4 – CONCLUSÕES

Nesse trabalho foram desenvolvidos equipamentos de grandes dimensões para realizar ensaios de resistência, compressibilidade, permeabilidade e capacidade de campo de RSU. Nos ensaios variou-se tanto o peso específico quanto o teor de umidade das amostras de resíduos. Com base nos resultados encontrados chegou-se às seguintes conclusões:

- Os equipamentos desenvolvidos para a determinação da resistência, compressibilidade, condutividade hidráulica e capacidade de campo mostraram-se adequados e forneceram valores coerentes com os encontrados na literatura.
- Nos ensaios de resistência observou-se que, para RSU compactados com peso específico igual a 7 kN/m^3 , a envoltória de ruptura pode ter ângulo de atrito e coesão na faixa de, respectivamente, 28° a 32° e 10 kPa a 20 kPa.
- Nos ensaios de compressibilidade realizados em RSU com peso específico de 7 kN/m^3 encontraram-se valores de módulo de compressão confinada, módulo de elasticidade e índice de compressibilidade respectivamente iguais a 345 kPa, 312 kPa e 0,24.
- A condutividade hidráulica varia sensivelmente com o peso específico. Quanto menor é o peso específico, maior é a condutividade hidráulica e *vice-versa*. Foram obtidos valores de condutividade hidráulica de 4×10^{-4} a 10^{-5} m/s para pesos específicos variando de $3,5 \text{ kN/m}^3$ a $10,0 \text{ kN/m}^3$.
- A capacidade de campo aumenta à medida que o peso específico dos RSU é maior. Foram obtidos valores de capacidade de campo de 15 a 40% para pesos específicos variando de $3,5 \text{ kN/m}^3$ a $10,0 \text{ kN/m}^3$.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a CAPES pela concessão da bolsa de mestrado ao primeiro autor e a FAPEMIG pelo financiamento do projeto do qual originou o presente trabalho.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Boscov, M. E. G.; Abreu, R. C. (2000). *Aterros Sanitários*. In: Previsão de desempenho – comportamento real – aterros sanitários, taludes, túneis, fundações, aterros sobre solos moles, pp. 7-44, São Paulo: ABMS/NRSP.
- Carvalho, A. R. (2002). *Percâmetro: um novo equipamento para medidas de parâmetros geotécnicos de resíduos sólidos. Desenvolvimento e aplicação no aterro sanitário de Santo André – São Paulo*. Dissertação de Mestrado, UFV, Viçosa-MG, 120 p.
- Coduto, D. P.; Huitric, R. (1990). *Monitoring Landfill Movements Using Precise Instruments*. In: Geotechnics of Waste Fills – Theory and Practice. A. Landva e D. Knowles (Eds.). ASTM STP 1070, pp. 358-370.
- Dixon, N.; Jones, D. R. V. (2005). *Engineering properties of municipal solid waste*. Geotextiles and Geomembranes, vol. 25, n° 3, pp. 205-212.
- Durmusoglu, E.; Sanchez, I. M.; Corapcioglu, M. Y. (2006). *Permeability and compression characteristics of municipal solid waste samples*. Environmental Geology. vol. 50, n° 6, pp. 773-786.

- Gomes, F. P. (1987). *Curso de Estatística Experimental*. 12ª edição.
- Jessberger, H.L.; Kockel, R. (1993). *Determination and assessment of the mechanical properties of waste*. In: Proceedings of the Symposium Green'93 – Geotechnics Related to the Environment, pp. 313-322, Bolton, UK.
- Kavazanjian, E.; Matasovic, N.; Bonaparte, R.; Schmertman, G. R. (1995). *Evaluation of MSW properties for seismic analysis*. Geoenvironment 2000: Characterization, Containment, Remediation, and Performance in Environmental Geotechnics, ASCE GSP 46, Y. B. Acar e D. E. Daniel (eds.), vol. 2, pp. 1126-1142, New Orleans.
- Loreto, A. S. (2003). *Desenvolvimento de um Equipamento para Avaliação da Compressibilidade de Resíduos Sólidos Urbanos: Estudo de Caso do Aterro Sanitário de Viçosa-MG*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, 84 p.
- Oliveira, D. A. F. (2002). *Estabilidade de Taludes de Maciços de Resíduos Sólidos Urbanos*. Dissertação de Mestrado, G.DM-095^a/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 155 p.
- Ribeiro, A. G. C. (2007). *Determinação de parâmetros de resistência de resíduos sólidos urbanos por meio de retro-análises de testes em laboratório*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, 100 p.
- Rocha, E. F. (2008). *Determinação da Condutividade Hidráulica e da Capacidade de Campo de Resíduos Sólidos Urbanos*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, 73 p.
- Sowers, G. F. (1973). *Settlement of Waste Disposal Fills*, In: VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, pp. 207-210, Moscow, URSS.
- Tchobanoglous, G.; Theisen, H.; Vigil, S. (1993). *Integrated Solid Waste Management Engineering Principles and Management Issues*. McGraw-Hill Inc., 978 p.
- Van Impe, W. F. (1998). *Environmental geotechnics: ITC 5 activities. State of the art*. Proc. 3rd International Congress on Environmental Geotechnics, pp. 1163-1187, Lisbon, Portugal.

NOTA TÉCNICA



INVESTIGAÇÃO GEOFÍSICA EM ATERRO MUNICIPAL DE RESÍDUOS SÓLIDOS DOMICILIARES, CORDEIRÓPOLIS, BRASIL

Geophysical investigation in municipal solid waste landfill, Cordeirópolis, Brazil

César Augusto Moreira*

Antonio Celso de Oliveira Braga**

Cesar D'Abronzio Martinelli***

RESUMO – Este trabalho apresenta os resultados do método geofísico da Eletrorresistividade na avaliação de lixiviado percolado em solo, proveniente da decomposição de matéria orgânica contida em resíduos sólidos domiciliares. O sistema de operação do aterro consiste basicamente na escavação de valas com cinco metros de profundidade, deposição diária de 7m³ de resíduos sólidos domiciliares provenientes de um município de 17 000 habitantes e posterior cobertura pelo solo retirado durante a escavação das valas. A ausência de impermeabilização das valas ou de sistemas de coleta de gases e líquidos, justificam a aplicação da geofísica na caracterização e monitoramento do fluxo de percolados no solo e águas subterrâneas. A ocorrência de valores de resistividade inferiores a 30Ω.m nos resultados e ausência desta faixa de valores na linha de referência, aliado a característica de elevada quantidade de sólidos totais dissolvidos no líquido proveniente da decomposição da matéria orgânica, revelam zonas de concentração de chorume no solo. Esta faixa de valores foi descrita em diversas investigações geofísicas realizadas em áreas de aterros de resíduos sólidos na região Sudeste do Brasil, notadamente caracterizadas por solos espessos e teores variáveis de argila e areia.

ABSTRACT – This paper presents the results of the Electrical Resistivity geophysical method in the evaluation of leachate percolation in soil, originated from decomposition of organic matter contained in domestic solid waste. The landfill system operation consists basically in five meters deep ditch excavation, daily deposition of 7m³ of domestic solid waste from a city with 17.000 inhabitants and subsequent cover by soil removed during ditch excavation. Absence of ditch waterproofing and of gas and liquid collection systems, justify the application of geophysics in the characterization and monitoring of the percolated flux in soil and groundwater. The occurrence of resistivity values below 30Ω.m in the results and the absence of this range in the reference line, coupled with the presence of high total dissolved solids in the liquid derived from organic matter decomposition, reveal leachate concentration zones in soil. This range of values has been described in diverse geophysical investigations carried out in solid waste landfills in the Brazilian Southeast region, notably characterized by thick soil layers and variable clay and sand content.

PALAVRAS CHAVE – Aterro sanitário, chorume, geofísica, resistividade elétrica.

* Professor Assistente Doutor, Departamento de Geologia Aplicada, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista (UNESP). E-mail: moreirac@rc.unesp.br.

** Livre Docente, Departamento de Geologia Aplicada, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista (UNESP). E-mail: acobraga@rc.unesp.br.

*** Professor Adjunto, Departamento de Geologia, Centro de Ciências, Campus do Pici, Universidade Federal do Ceará (UFC). E-mail: cmartinelli@ufc.br.

1 – INTRODUÇÃO

A intensificação do convívio em cidades e a padronização das formas de fabricação e consumo são traduzidas no expressivo aumento da produção de resíduos sólidos, constituindo um grande desafio para os gestores públicos. As formas atualmente utilizadas para disposição final de resíduos sólidos podem ser resumidas em incineração, compostagem, disposição em lixões e aterros tipo sanitário ou controlado.

Aterro sanitário é uma forma de disposição de resíduos sólidos urbanos no solo, sem causar danos a saúde pública e a segurança da população com impactos ambientais mínimos, sob confinamento dos resíduos ao menor volume possível e recobrimento com camada de terra ao final de cada jornada de trabalho ou em intervalos menores de tempo, além de impermeabilização da base e laterais das células de disposição de resíduos (ABNT, 1989). Lixão é uma forma de disposição de resíduos sobre o solo sem quaisquer critérios técnicos, medidas de proteção ao meio ambiente ou a saúde pública (IPT/CEMPRE, 2000). Aterro controlado representa um passo sentido a um aterro sanitário, ou seja, é elaborado mediante critérios técnicos que visam minimizar essencialmente o impacto visual e o controle de vetores de doenças, sem requerer impermeabilização do substrato local, fato que o diferencia de um aterro sanitário (SMA, 2005).

Atualmente os aterros são alvos de críticas por não compreenderem reciclagem, necessitarem de grandes áreas para implantação, operação sujeita a condições climáticas favoráveis, além do conseqüente risco de contaminação do solo e água subterrânea pela disposição dos materiais diretamente sobre o solo.

Contudo, os aterros são a principal forma atualmente empregada na disposição final de resíduos sólidos urbanos, bem como resíduos provenientes de outras formas de destinação, como coleta seletiva, compostagem e incineradores.

O gerenciamento de aterros sanitários compreende uma série de procedimentos, como:

- Implantação de políticas de redução do volume de material destinado, pela implantação de programas de coleta seletiva e compostagem.
- Rígido controle operacional do material destinado, com minimização do período entre a chegada e destino final; cobertura do resíduo por solo ou material inerte e de baixa permeabilidade.
- Monitoramento da área de forma direta e indireta, para avaliação da área impactada pelo fluxo de chorume e variações diante das sazonalidades ambientais.

Numa tentativa de reverter um quadro de predomínio de lixões em centenas de municípios de pequeno porte, a Secretaria de Estado do Meio Ambiente do Estado de São Paulo em atendimento à Política Brasileira de Meio Ambiente, instituída pela lei 6938 de 1981, elabora em 2000 o projeto Aterro Sanitário em Valas, para conversão de lixões em aterros controlados no Estado.

No âmbito dos resíduos sólidos que devem ter tratamentos e destinos específicos, classificados genericamente em industriais, domésticos e serviços de saúde, são destacados os resíduos gerados pelas residências e comércio em geral, em cidades com até 100 000 habitantes, segundo os Inventários Estaduais de Resíduos Sólidos Domiciliares (CETESB, 2005), que no Estado de São Paulo somam 578 municípios, áreas alvo do projeto da Secretaria do Meio Ambiente.

O procedimento técnico operacional dos aterros controlados consiste no preenchimento de valas escavadas com dimensões apropriadas, onde os resíduos são depositados sem compactação e posteriormente cobertos com terra (SMA, 2005). O confinamento dos resíduos sem compactação impede o aproveitamento integral da área a ser aterrada, fato que torna esse processo não recomendado para a maioria das comunidades com produção de resíduos superior a 10 toneladas por dia.

A escavação de valas exige condições favoráveis no que se refere à profundidade do nível freático e constituição do solo. Terrenos com nível freático raso ou muito próximo da superfície são

impróprios, uma vez que possibilitam a contaminação do aquífero. Terrenos rochosos também não são indicados devido às dificuldades de escavação e a possibilidade de fluxo de contaminantes em fraturas. Solos excessivamente arenosos não apresentam coesão suficiente, causando o desmoronamento das paredes das valas.

O município de Cordeirópolis adere ao projeto Aterro Sanitário em Valas em 2000, numa tentativa de melhoria nas condições ambientais de destinação final de resíduos sólidos gerados por seus municípios, cujo volume na época era de aproximadamente 5m³ por dia.

Esta área foi estudada por meio do uso do método geofísico da Eletroresistividade. A ausência de impermeabilização das valas ou sistemas de coleta de gases e líquidos justifica a aplicação da geofísica na caracterização e monitoramento do fluxo de percolados no solo e águas subterrâneas.

O principal objetivo deste trabalho é determinar a existência de contrastes em termos de resistividade elétrica entre o aterro de Cordeirópolis e áreas adjacentes pela presença de lixiviados provenientes de decomposição de matéria orgânica contida nos resíduos sólidos domiciliares, investigar o eventual fluxo de lixiviado abaixo das valas e para além dos limites do aterro controlado, além de avaliar a eficácia da geofísica como ferramenta de caracterização de contaminações em solo e águas subterrâneas numa área ausente de sistemas de monitoramento ambiental.

2 – CARACTERÍSTICAS DE CONTAMINANTES PROVENIENTES DA DECOMPOSIÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA E EXEMPLOS DE APLICAÇÃO DA ELETRORRESISTIVIDADE A ATERROS DE RESÍDUOS SÓLIDOS DOMICILIARES

Plumas de contaminação proveniente de resíduos sólidos são freqüentemente caracterizadas por uma solução de quatro grupos de poluentes (Christensen *et al.*, 1994):

- Matéria orgânica dissolvida, expressa pela demanda química de oxigênio ou carbono orgânico total, incluindo CH₄, ácidos graxos voláteis e compostos mais refratários como húmicos e fúlvicos.
- Macrocomponentes inorgânicos como Ca, Mg, Na, K, NH₄⁺, Fe, Mn, Cl, SO₄²⁺ e HCO₃⁻.
- Metais pesados: Cd, Cr, Cu, Pb, Ni e Zn.
- Compostos orgânicos derivados de petróleo, que incluem hidrocarbonetos aromáticos, fenóis e compostos clorados alifáticos.

Outros elementos podem ser encontrados neste ambiente, como B, As, Se, Ba, Li, Hg e Co, sempre em concentrações muito baixas e de importância secundária.

O material lixiviado proveniente de aterros recentes é freqüentemente caracterizado por altos níveis de ácidos orgânicos, amônia e sólidos totais dissolvidos, mas grande parte da massa biodegradada é fragmentada com o tempo e a concentração destes parâmetros decresce no material lixiviado de aterros antigos (Quadro 1).

O material lixiviado pode conter substâncias tóxicas e perigosas em formas sólida e gasosa e pode apresentar elevadas concentrações dos íons cloreto, ferro e zinco. Os elementos com elevada mobilidade iônica geralmente apresentam altas concentrações em comparação aos elementos de baixa mobilidade iônica (Bagchi, 1987). O pH tende a aumentar com o tempo, pois formas ácidas iniciais tendem a estados neutralizados, com decréscimo da demanda de oxigênio químico e biológico (Quadro 1).

A quantidade de água subterrânea contaminada resultante da invasão de material lixiviado depende da hidrogeologia da área e da capacidade de atenuação do substrato. Este processo pode ser efetivo por diluição e dispersão na água subterrânea em aquíferos de alta permeabilidade e elevada

Quadro 1 – Mudanças típicas nas concentrações de lixiviado com a idade do resíduo (valores em mg/L) (Farquhar, 1989; Birks e Eyles, 1997).

Parâmetro	Idade do resíduo		
	0 - 5 anos	5 - 10 anos	10 - 20 anos
STD	10000 - 25000	5000 - 10000	2000 - 5000
pH	5 - 6	6 - 7	7 - 7.5
DOB	10000 - 25000	1000 - 4000	50 - 100
DOQ	15000 - 40000	10000 - 20000	1000 - 5000
N Amoniacal	500 - 1500	300 - 500	50 - 200
P total	100 - 300	10 - 100	
Cloreto	1000 - 3000	500 - 2000	100 - 500
Sulfato	500 - 2000	200 - 1000	50 - 200
Cálcio	2000 - 4000	500 - 2000	300 - 500
Sódio + Potássio	2000 - 4000	500 - 1500	100 - 500
Magnésio + Ferro	500 - 1500	500 - 1000	100 - 500
Zinco + Alumínio	100 - 200	50 - 100	10 - 50
Alcalinidade	10000 - 15000	1000 - 6000	500 - 2000

condutividade hidráulica. No caso de aquíferos menos permeáveis ou de baixa condutividade hidráulica, a contaminação carregada com sais inorgânicos pode provocar mineralizações no aquífero (Meju, 2000).

A avaliação de contaminações provocadas por aterros municipais de resíduos sólidos domiciliares é uma questão que envolve a análise integrada do meio físico. Os aspectos fundamentais necessários à caracterização de tais áreas sugerem estudos hidrogeológicos, geológicos e pedológicos.

O acompanhamento e monitoramento das contaminações eventualmente presentes requerem a detecção, caracterização, acompanhamento e prognósticos sobre o fluxo das plumas de contaminação geradas no solo e seus possíveis efeitos aos ecossistemas.

Análises químicas em amostras de solo e água subterrânea são ferramentas tradicionalmente empregadas no estudo de áreas impactadas por contaminações. Caracterizadas como formas diretas de investigação, são necessárias para a proposição e estabelecimento de técnicas de tratamento e remediação. Entretanto, este tipo de análise apresenta caráter pontual e sua avaliação diante das discontinuidades intrínsecas ao ambiente geológico muitas vezes dificulta sua interpretação.

Em contrapartida, a geofísica consiste num conjunto de métodos indiretos de investigação geológica multipontual e que permite tanto detalhamentos quanto a cobertura de grandes áreas. Este tipo de análise é baseado em medidas de parâmetros físicos intrínsecos aos materiais geológicos, como propriedades elétricas, mecânicas, térmicas, magnéticas, gravitacionais, dentre outras. A versatilidade e sensibilidade do instrumental geofísico a alterações no ambiente geológico pela presença de contaminantes como chorume, aliado à diversidade de técnicas de processamento de dados, possibilitam a extrapolação espacial de dados pontuais e o dimensionamento adequado de contaminações em solo e águas subterrâneas.

Com o objetivo de estimar a extensão e espessura de resíduos e definir a profundidade do nível freático contaminado do aterro sanitário de Mallard North – Illinois (Estados Unidos), Carpenter *et al.* (1990) utilizam a técnica de sondagem elétrica vertical em arranjos Wenner e Schlumberger. Os resultados indicam o arranjo Schlumberger como o mais adequado ao estudo em áreas contaminadas, além de permitirem definir estratos de cobertura de resíduos (15 Ω .m a 30 Ω .m), estratos com resíduos insaturados (9 Ω .m a 19 Ω .m) e o nível saturado de acúmulo de chorume.

A integração de análise estrutural, condutividade hidráulica e resistividade por meio de sondagens elétricas verticais, possibilitaram a Frohlich *et al.* (1996) uma estimativa das propriedades hidráulicas do maciço fraturado onde está localizado o aterro sanitário central de Rhode Island (Estados Unidos). A definição de caminhos preferenciais de fluxo d'água no maciço foi possível

devido a baixa resistividade elétrica associada a planos de fratura. A correlação linear inversa entre condutividade hidráulica e resistividade elétrica das camadas estudadas sugere que íons presentes na água contida em fraturas são em parte condutores de corrente elétrica.

A caracterização do aterro de East Anglia (Reino Unido) em termos de resistividade e carga-bilidade por Aristodemou e Thomas-Betts (2000), revelam aumento nos valores de carga-bilidade na área do aterro dentro da zona saturada e com o aumento da profundidade, ao passo que tais intervalos foram caracterizados por valores de resistividade em torno de $0,3\Omega.m$ para a zona saturada e entre $0,3\Omega.m$ e $50\Omega.m$ com variação da profundidade. Ambos os parâmetros permitiram distinguir de forma clara regiões afetadas por contaminantes.

Num estudo realizado no aterro sanitário municipal de Creta (Grécia), Soupios *et al.* (2007) obtiveram sucesso na aplicação da técnica de tomografia elétrica combinada a medidas de microtremores naturais (HVSr - horizontal to vertical spectral ratio). Valores de resistividade elétrica extremamente elevada indicam a presença de cavidade no substrato cárstico do aterro, ao passo que intervalos bastante baixos para os padrões da área indicam zonas contaminadas. Os resultados de microtremores foram úteis essencialmente na detecção de cavidades cársticas, além de sua correlação com intervalos altamente resistivos nas seções.

A combinação das técnicas geofísicas de sondagem elétrica vertical contínua, radar de penetração no solo e *Very Low Frequency* (VLF) identificam claramente a distribuição de zonas de baixa condutividade elétrica em solo e na rocha subjacente no aterro sanitário Tveta (Suécia), segundo Olofsson *et al.* (2006). Análises químicas na água subterrânea do aterro indicam elevada quantidade de sais dissolvidos, que confirmam a suposta composição eletrolítica do nível freático a partir dos dados geofísicos.

3 – LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DA ÁREA DE ESTUDOS

O aterro municipal de Cordeirópolis está localizado no km 4,5 da Rodovia Cássio de Freitas Levi, Estado de São Paulo, Brasil (Figura 1).

O município de Cordeirópolis possui cerca de 17 000 habitantes, cuja economia está baseada na produção de pisos cerâmicos e cultivo de cana de açúcar, com produção atual de lixo de $7m^3/dia$. O sistema de operação do aterro municipal consiste na abertura de valas com 5m de profundidade por 4m de largura e 80m de comprimento, abertas na direção NW/SE, para deposição de resíduos diretamente sobre o solo e posterior recobrimento com 1m de solo. Possui $48\ 400m^2$ de área disponível e início das atividades em novembro de 2001, com vida útil estimada em 20 anos.

A topografia da área do aterro é bastante plana, com altitude entre 660m e 559m e declive médio de 0,5% sentido sudeste. O substrato é constituído por solo argiloso com 10m de espessura, sobre um corpo de diabásio fraturado com 15m de espessura. Abaixo de 25m de profundidade ocorrem arenitos finos e siltitos pertencentes à Formação Tatuí. O aterro é cercado por fazendas de cultivo de cana de açúcar.

O nível freático está situado a uma profundidade média de 50m, determinada por meio de sondagens elétricas verticais, com fluxo d'água subterrânea para sudeste. Distante 500m do aterro em sentido sudeste, ocorre um pequeno córrego na cota 600m.

Não existem poços de monitoramento ou quaisquer outras formas ou procedimentos de monitoramento implantados até o momento na área do aterro ou adjacências.

4 – MÉTODO

A aquisição de dados geofísicos utilizou a técnica de Caminhamento Elétrico, por meio do arranjo dipolo-dipolo. Este arranjo consiste na instalação de pares de eletrodos metálicos ao longo

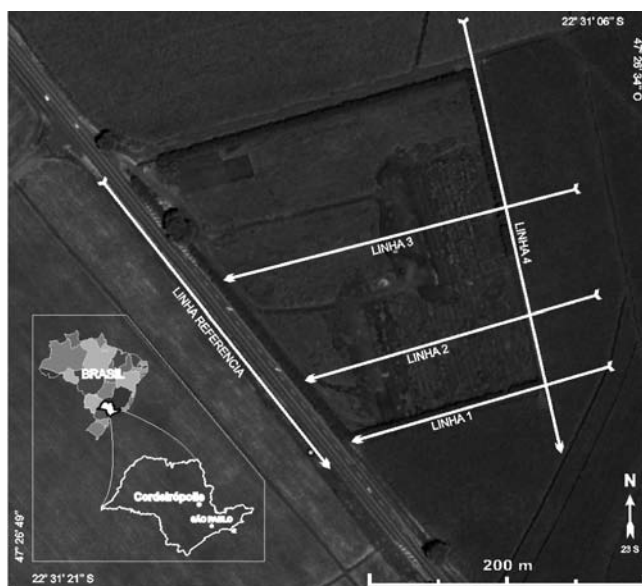


Fig. 1 – Área de estudos, com posição das linhas de levantamento geofísico.

da linha de investigação, para transmissão de corrente elétrica e geração de campo elétrico em profundidade, e posterior leitura por meio de pares de eletrodos de recepção (Orellana, 1972). A disposição de forma adequada dos pares de eletrodos de corrente e potencial permite leituras de resistividade elétrica para diversos níveis de profundidade na linha investigada. Este trabalho aplicou o arranjo dipolo-dipolo com 5m de espaçamento entre eletrodos e leituras de resistividade em 8 níveis de profundidade.

Na área estudada foram realizadas 5 linhas de caminamento elétrico (Figura 1). As linhas 2 e 3 cruzam as cavas de resíduos enterrados, enquanto que as linhas 1 e 4 estão localizadas nos limites da área. A linha referência está disposta em uma área a montante do fluxo d'água subterrânea e separada da área do aterro pelo talude de implantação da rodovia que cruza a área (Figura 1), com o objetivo de determinar os valores naturais de resistividade em diversos níveis no terreno para sua posterior comparação com as linhas que eventualmente sofrem influência de contaminantes provenientes do aterro.

O equipamento utilizado foi o resistímetro Terrameter SAS 4000, fabricado pela ABEM Instrument AB (Suécia), com resolução de 1 μ V. Este equipamento é calibrado para medidas de resistividade por meio de ciclos periódicos de corrente elétrica alternada e de baixa frequência, procedimento que permite a filtragem de ruídos do sinal adquirido. A razão V/I, ou seja, potencial (V) pela corrente (I) transmitida, permite leituras diretas de resistência elétrica em ohms (Ω). A resistência associada ao fator K, que representa o espaçamento dos eletrodos em superfície, resulta no parâmetro resistividade elétrica ρ (Ω .m) (equação 1):

$$\rho = K \frac{\Delta V}{I} \quad (1)$$

5 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Os dados foram processados no *software* RES2DINV (Loke e Barker, 1996; Loke, 1998), apresentados sob a forma de seções distância \times profundidade. Os intervalos de resistividade apresentados nas seções foram definidos pela linha referência (Figura 2), calibrada por descrições geológicas realizadas no talude da rodovia.

Este talude apresenta formação de solo vermelho-escuro por alteração da rocha subjacente, sem estruturas ou elementos de transporte. O intervalo entre $30\Omega.m$ e $200\Omega.m$ varia entre 0m e 2m de profundidade, é representado por solo argiloso com matéria orgânica (horizonte A e A/B). O intervalo entre $200\Omega.m$ e $2000\Omega.m$, varia de 2m a 6m de profundidade e define um horizonte de solo argiloso estruturado e com fraturas verticais (horizonte B). O intervalo entre $2000\Omega.m$ e $10\ 000\Omega.m$ varia entre 6m e 8m de profundidade e representa um solo argiloso com fragmentos arredondados de rocha bastante alterados (horizonte C/R). Acima de $10\ 000\Omega.m$ e entre 8m e 10m de profundidade ocorrem fragmentos de rocha parcialmente alterados (horizonte R).

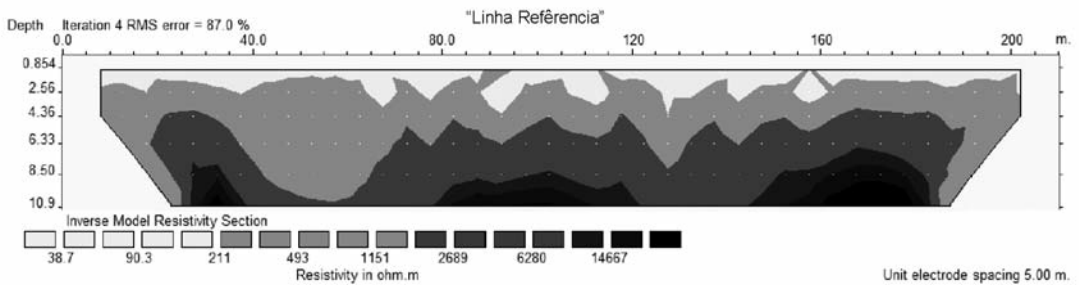


Fig. 2 – Linha referência, com profundidade e distância na superfície em metros e resistividade em $\Omega.m$.

Inicialmente são discutidas as linhas 2 e 3, que cruzam as cavas de resíduos e apresentam valores de resistividade bastante baixos (Figuras 3 e 4). A primeira cava é cruzada a 50m do início de ambas as linhas, sendo os primeiros 50m utilizados para o cultivo de cana de açúcar. A linha 2 cruza um total de 160m de cavas com resíduos, entre 50m e 210m em sua extensão (Figura 3). A linha 3 cruza um total de 130m de cava com resíduos, entre 50m e 180m em sua extensão (Figura 4).

Ambas as linhas apresentam valores de resistividade inferiores a $30\Omega.m$, abaixo do valor mínimo descrito na linha referência (Figura 2). Estes intervalos estão posicionados entre 4m e 8m de profundidade, são pontuais e aparentemente desconexos (Figuras 3 e 4).

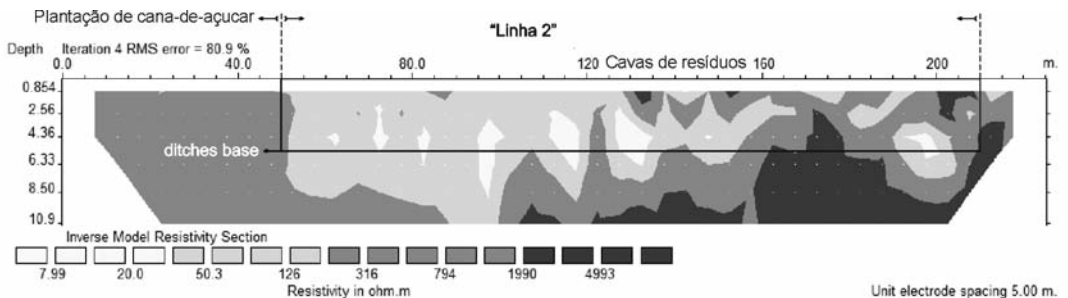


Fig. 3 – Linha 2, com profundidade e distância na superfície em metros e resistividade em $\Omega.m$.

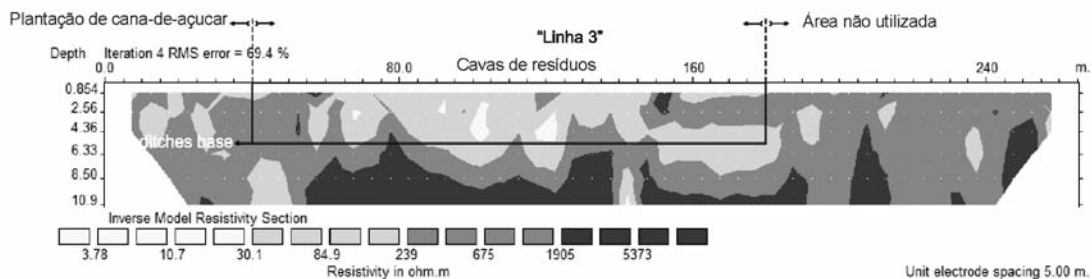


Fig. 4 – Linha 3, com profundidade e distância na superfície em metros e resistividade em $\Omega.m$.

O intervalo entre $2000\Omega.m$ e $10\ 000\Omega.m$ é predominante na porção basal das seções, abaixo dos 5m de profundidade na linha 3 e desde os 2,5m até a base da linha 2. Em ambas as seções não existem valores de resistividade superiores a $10\ 000\Omega.m$.

A linha 1 também apresenta valores de resistividade inferiores a $30\Omega.m$, em pontos localizados a 6m de profundidade, num intervalo entre 35m e 65m de sua extensão (Figura 5). A partir de 4m de profundidade até a base da seção em entre 10m e 115m, predominam valores de resistividade entre $30\Omega.m$ e $200\Omega.m$, com áreas localizadas entre 130m e 150m a mesma profundidade. O intervalo entre $2000\Omega.m$ e $10\ 000\Omega.m$ é restrito a uma área entre 35m 45m e na base da seção, ausentes valores superiores a $10\ 000\Omega.m$ (Figura 5).

O intervalo entre $30\Omega.m$ e $200\Omega.m$ apresenta continuidade lateral, predominantemente entre 50m e 205m de extensão e da superfície a base na seção na linha 2 e entre 10m e 185m na linha 3 e desde a superfície até 8m de profundidade, em contraste com a linha referência, em que este intervalo ocorre por toda extensão da seção mas somente até 2m de profundidade (Figura 2). O intervalo entre $200\Omega.m$ e $2000\Omega.m$ também ocorre em ambas as seções em profundidades superiores as descritas na linha referência.

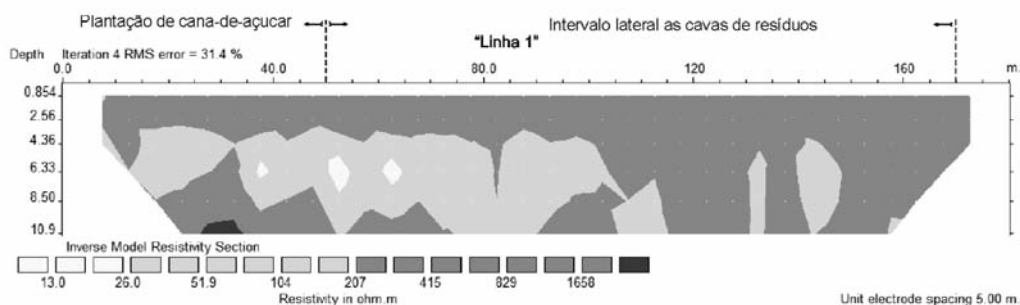


Fig. 5 – Linha 1, com profundidade e distância na superfície em metros e resistividade em $\Omega.m$.

A linha 4 apresenta os mesmos intervalos de resistividade descritos na linha referência, ou seja, não apresenta valores de resistividade inferiores a $30\Omega.m$ (Figura 6). O intervalo de resistividade entre $30\Omega.m$ e $200\Omega.m$ ocorre em áreas desconexas e predomina entre 140m e 290m em sua extensão, com início a 4m de profundidade até a base da seção. Os valores entre $200\Omega.m$ e $2000\Omega.m$ ocorrem em toda extensão da seção, desde a superfície até a base. O intervalo entre $2000\Omega.m$ e $10\ 000\Omega.m$ também ocorre em áreas desconexas por toda extensão, com ocorrência de valores superiores a $10\ 000\Omega.m$ apenas em áreas restritas (Figura 6).

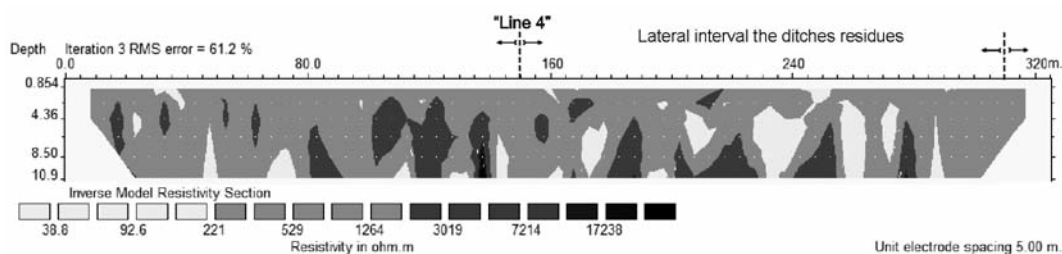


Fig. 6 – Linha 4, com profundidade e distância na superfície em metros e resistividade em $\Omega.m.$.

6 – DISCUSSÃO

A ausência de valores de resistividade inferiores a $30\Omega.m$ na linha referência e a ocorrência desta faixa de valores nas linhas 1, 2 e 3 indica a presença de compostos que não estão presentes no ambiente natural. A ocorrência deste intervalo de resistividade entre 2m e 8m de profundidade indica sua relação com a cava de resíduos, escavada e preenchida até 5m de profundidade.

A ocorrência do intervalo de resistividade de $30\Omega.m$ a $200\Omega.m$ em diversas profundidades nas seções, em contraste com a ocorrência deste intervalo apenas até 2m de profundidade na linha referência, também indica a presença de compostos que reduzem a resistividade do solo e não estão presentes no ambiente natural. A limitação deste intervalo de resistividade ao intervalo de ocorrência das cavas de resíduos também é um indicativo de sua relação com os resíduos sólidos enterrados.

O produto líquido gerado durante o processo de decomposição da matéria orgânica contida nos resíduos, denominado chorume, é caracterizado pelo enriquecimento em sólidos totais dissolvidos. Sua presença no meio físico é definida por baixos valores de resistividade elétrica, diante da facilidade no trânsito de corrente elétrica (Knödel *et al.*, 2007).

Além dos limites da área de influência do aterro, a quantidade de sólidos totais dissolvidos (STD) e a condutividade elétrica apresentam valores intrínsecos aos do ambiente natural (Bennett e Siegel, 1987). A condutividade elétrica pode ser medida em termos de STD, devido à associação do íon cloreto como indicador conservativo da presença de chorume em amostras de água (Baedecker e Apgar, 1984). O trabalho de Bell e Jermy (1995), dentre muitos outros, descreve a relação direta entre decréscimo de STD e da condutividade elétrica com o distanciamento do aterro.

A linha 1 está lateralmente distante cerca de 3m das cavas de resíduos cruzadas pela linha 2 (Figura 1), e apresenta os intervalos de resistividade associados a cava de resíduos descritos nas seções 2 e 3. Inclusive nesta linha, o intervalo de resistividade de $30\Omega.m$ a $200\Omega.m$ está presente numa área ausente de cavas de resíduos, ou seja, entre 0m e 50m, à semelhança ao que ocorre na linha 3 (Figura 4).

A ocorrência deste intervalo de resistividade na segunda metade da linha 4 (Figura 6) indica conexão com a cava de resíduos, visto que entre 150m e 280m esta linha dista 5m das cavas de resíduos cruzadas pelas linhas 2 e 3 (Figura 1).

A ocorrência de valores de resistividade abaixo de $200\Omega.m$ nas linhas externas ao aterro indica que o contaminante ultrapassa os limites da área. A presença de valores de resistividade abaixo de $200\Omega.m$ em profundidades superiores a 2m nas linhas 1 e 4 indica que o fluxo de contaminantes é no sentido Sudeste.

A correlação entre anomalias de baixa resistividade em áreas de aterro, apresentada em diversos trabalhos de aplicação de métodos elétricos e a elevada quantidade de sólidos totais dissolvidos (STD) que caracteriza o contaminante proveniente da degradação de resíduos sólidos, permite afirmar que as anomalias de baixa resistividade no intervalo entre $30\Omega.m$ e $200\Omega.m$ definem áreas

impactadas por contaminantes (Mondelli *et al.*, 2007; Lago *et al.*, 2009; Santos *et al.*, 2009; Bortolin e Malagutti Filho, 2010).

7 – CONCLUSÕES

Na ausência de poços de monitoramento ou outras técnicas diretas de investigação na área do aterro, a caracterização geológica em conjunto com a aplicação de técnicas geofísicas podem ser uma alternativa para caracterização e monitoramento de materiais lixiviados.

Devido à necessidade em determinar os teores de material lixiviado, principalmente nas áreas de baixa resistividade, análises químicas em amostras de solo e água subterrânea são indispensáveis. Portanto, técnicas indiretas de investigação devem ser aplicadas de forma complementar em estudos ambientais, seja para caracterização inicial de áreas contaminadas, determinação de áreas anômalas ao parâmetro físico estudado ou no monitoramento de áreas comprovadamente contaminadas.

Elevadas quantidades de STD associado a plumas de contaminação provenientes de aterro e seu comportamento no ambiente geológico, caracterizado como condutor elétrico contrastante em relação ao ambiente natural, permitiram sua detecção por meio do método da Eletroresistividade.

A realização de ensaios geofísicos apenas sobre as cavas de resíduos ou nos limites da área do aterro não permitiu definir intervalos anômalos de resistividade. A comparação destes ensaios com os padrões de resistividade naturais ao ambiente geológico, por meio da linha referência, permitiu a definição de intervalos de baixa resistividade e sua associação à presença de materiais lixiviados de resíduos sólidos.

A adoção de linha de referência, disposta em área próxima mas não influenciada por fluxo proveniente do aterro, é necessário devido a ausência de padrões de resistividade elétrica que permitam claramente estipular zonas com enriquecimento em chorume. Embora trabalhos de aplicação de Eletroresistividade em aterros demonstrem que valores de resistividade elétrica abaixo de $200\Omega.m$ podem ser associados a áreas com acúmulo de chorume (Mondelli *et al.*, 2007; Lago *et al.*, 2009; Santos *et al.*, 2009; Bortolin e Malagutti Filho, 2010), fatores como umidade, porosidade e composição mineralógica do solo são particularidades locais que influenciam de forma considerável os valores resultantes deste tipo de investigação.

Neste sentido, a detecção de valores de resistividade elétrica abaixo de $200\Omega.m$ em profundidades correspondentes ao intervalo de resíduos e abaixo das valas, concomitante a ausência deste padrão na linha de referência, são fatores que permitem afirmar a influencia de chorume percolado provenientes da decomposição da matéria orgânica contida nos resíduos enterrados.

8 – AGRADECIMENTOS

Este trabalho foi realizado com apoio da CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior. Agradecemos ao técnico Francisco Manoel Garcia Barrera e ao Sr. Carlos Aparecido Moreira pelo auxílio na aquisição de dados.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1989). *NBR 10703: Degradação do Solo*. Rio de Janeiro, 41 p.

Aristodemou, E.; Thomas-Betts, A. (2000). *DC resistivity and induced polarization investigations at waste disposal sites and its environments*. *Journal of Applied Geophysics*, vol. 44, pp. 275-302.

- Baedecker, M. J.; Apgar, M. A. (1984). *Hydrogeochemical studies at a landfill in Delaware*. Groundwater Contamination, National Academic Press, Washington, pp. 127-138.
- Bagchi, A. (1987). *Natural attenuation mechanisms of landfill leachate and effects of various factors on the mechanism*. Waste Management Research, no. 5, pp. 453-464.
- Bell, F. G.; Jermy, C. A. (1995). *A seepage problem associated with an old landfill in the greater Durban area*. In: Sarsby, R. W. (Ed.), Waste Disposal by Landfill – GREEN'93, A. A. Balkema, Rotterdam, pp. 607-614.
- Bennett, P.; Siegel, D. I. (1987). *Increased solubility of quartz in water due to complexing by organic compounds*. Nature, vol. 326, pp. 684-686.
- Birks, J.; Eyles, C. A. (1997). *Leachate from landfill along the Niagara Escarpment*. In: Eyles, N. (Ed.), Environmental Geology of Urban Areas. Geological Association of Canada, Canada, pp. 347-363.
- Bortolin, J. R. M.; Malagutti Filho, W. (2010). *Método da Eletroresistividade aplicado no monitoramento temporal da pluma de contaminação em área de disposição de resíduos sólidos urbanos*. Engenharia Sanitária e Ambiental, vol. 15, pp. 367-374.
- Carpenter, P. J.; Kaufmann, R. S.; Price, B. (1990). *Use of resistivity soundings to determine landfill structure*. Ground Water, vol. 28, pp. 569-575.
- CETESB – Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (2005). *Inventário estadual de resíduos sólidos domiciliares: relatório de 2005*. Coord. Novaes Júnior, A. C. & Neto, A. S., São Paulo, 95 p.
- Christensen, T. H.; Kjeldsen, P.; Albrechtsen, H. J.; Heron, G.; Nielsen, P. H.; Bjerg, P. L.; Holm, P. E. (1994). *Attenuation of landfill leachate pollutants in aquifers*. Critical Review in Environmental Science and Technology, no. 24, pp. 119-202.
- Farquhar, G. J. (1989). *Leachate: production and characterisation*. Canadian Journal of Civil Engineering, n° 16, pp. 317-325.
- Frohlich, R. K.; Fisher, J. J.; Summerly, E. (1996) *Electric-hydraulic conductivity correlation in fractured crystalline bedrock: Central Landfill, Rhode Island, USA*. J. Applied Geophysics, n° 35, pp. 249-259.
- IPT/CEMPRE (2000). *Lixo Municipal: manual de gerenciamento integrado*. 2ª ed., São Paulo, 234p.
- Knödel, K.; Lange, G.; Voigt H. (2007). *Environmental Geology Handbook of Field Methods and Case Studies*. Springer, Berlin.
- Lago, A. L.; Elis, V. R.; Borges, W. R.; Penner, G. C. (2009). *Geophysical investigation using resistivity and GPR methods: a case study of a lubricant oil waste disposal area in the city of Ribeirão Preto, São Paulo, Brazil*. Environmental Geology, vol. 58, pp. 407-417.
- Loke, M. H.; Barker, R. D. (1996). *Rapid least-squares inversion of apparent resistivity pseudosections by a quasi-Newton method*. Geophysical Prospecting, n° 44, pp. 131-152.
- Loke, M.H. (1998). RES2DINV v. 3.53, Rapid 2D Resistivity & IP Inversion using the Least-square method.

- Meju, M. A. (2000). *Geoelectrical investigation of old/abandoned, covered landfill sites in urban areas: model development with a genetic diagnosis approach*. Journal of Applied Geophysics, vol. 44, pp.115-150.
- Mondelli, G.; Giacheti, H. L.; Boscov, M. E. G.; Elis, V. R.; Hamada, J. (2007). *Geoenvironmental site investigation using different techniques in a municipal solid waste disposal site in Brazil*. Environmental Geology, vol. 52, pp. 871-887.
- Olofsson, B.; Jernberg, H.; Rosenqvist, A. (2006). *Tracing leachates at waste sites using geophysical and geochemical modelling*. Environmental Geology, no. 49, pp. 720-732.
- Orellana, E. (1972). *Prospeccion Geoelectrica en Corriente Continua*. Biblioteca Técnica Philips, Paraninfo, Madrid.
- Santos, A. A.; Shiraiwa, S.; Silvino, A. N. O.; Silva, W. P. S.; Silva, N. A.; Silveira, A.; Migliorini, R. B. (2009). *Comparação entre a investigação direta da água subterrânea e Radar de Penetração no Solo (GPR) na área do aterro sanitário de Cuiaba (MT)*. Revista Brasileira de Geociências. vol. 39, n°4, pp. 768-722.
- SMA - Secretaria do Meio Ambiente do Estado de São Paulo (2005). *Procedimentos para implantação de Aterro Sanitário em Vala*. São Paulo.
- Soupios, P. M.; Kouli, M.; Vallianatos, F.; Vafidis, A.; Stavroulakis, G. (2007). *Estimation of aquifer hydraulic parameters from surficial geophysical methods: a case study of Keritis Basin in Chania (Crete – Greece)*. Journal of Hydrology, n° 338, pp. 122-131.



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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



Engenharia Geotécnica



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

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

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

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

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

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

Escritório Sevilha
Polígono Industrial de Guadalquivir, C/ 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



Geotecnia 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, N°136 - Bouzareah
16000 Alger
Tel.: (+213) 219 362 83
Fax: (+213) 219 365 66

• Brasil

Rua Iguatemi, n°488 - 14° - Conj. 1401
CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
Tel.: (+55) 112 144 5700
Fax: (+55) 112 144 5704

• Espanha

Avenida Alberto Alcocer, n°24 - 7° 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

GEOTECNIA

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

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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



CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

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



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

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



LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

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



tgeotecnia

na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

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

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

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

tgeotecnia.

Na génese da construção.

a dst group company

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

A Geogrelha certa para cada aplicação



Fortrac®

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

HaTelit®

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



Fornit®

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



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

Acerte na escolha!

 **HUESKER**

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

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



GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



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

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

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

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

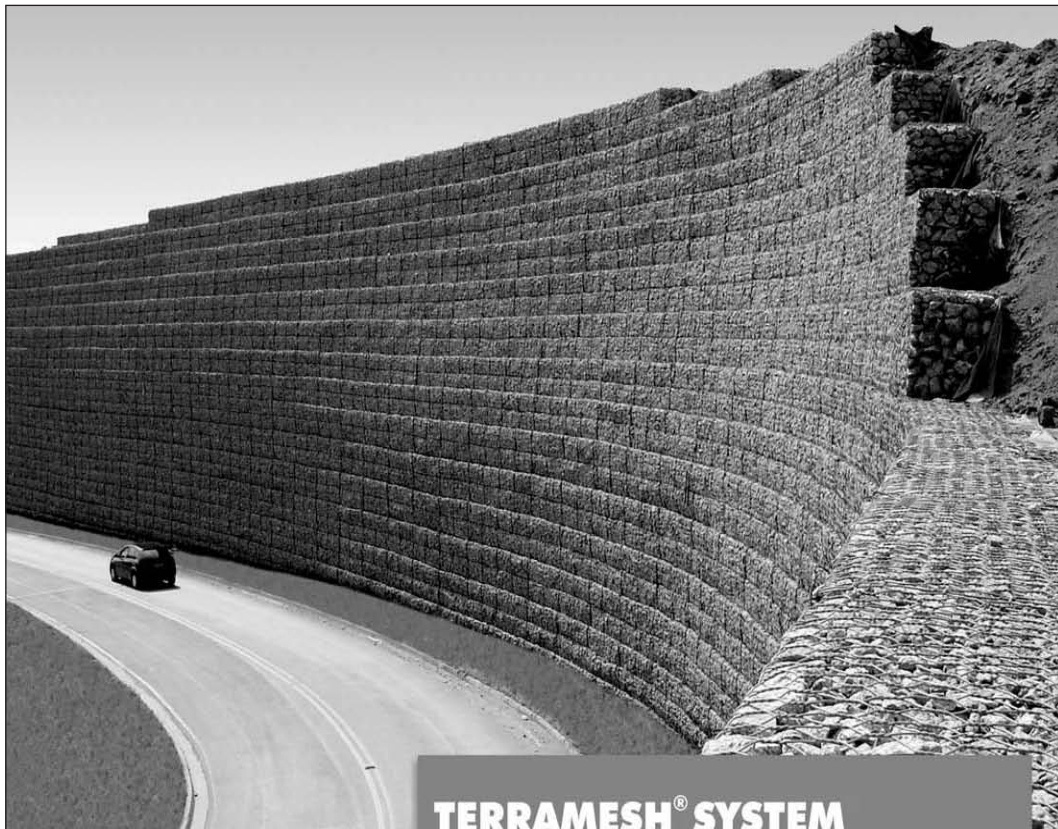
MOÇAMBIQUE
Pestana Rovuma Hotel, Centro de Escritórios.
Rua da Sé nº 114, Piso 3, MAPUTO
Tel./Fax: (258) 21 328 813
Cell: (258) 82 409 9605
E-mail: coba.mz@tdm.co.mz

ARGÉLIA
09, Rue des Frères Hacine
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-le.com.br

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



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

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

MACCAFERRI

BRASIL

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

PORTUGAL

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



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

GRUPO CENOR

PORTUGAL, ANGOLA, ARGÉLIA, MARROCOS, ROMÉLIA, TIMOR

CENOR GEO - Engenharia Geotécnica, Lda.

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



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 **Editorial**
José Couto Marques
- 5 **Questões de segurança**
António Silva Cardoso
- 43 **Capacidade de carga de estacas curtas de solo-cimento em solos colapsíveis**
Antonio Anderson da Silva Segantini, Agatha Stela de Moraes, Adriano Souza, David de Carvalho
- 61 **Desenvolvimento de classes e unidades geo-pedológicas a partir da interação entre a pedologia e a geotecnia**
Franklin dos Santos Antunes, Tácio Mauro Pereira de Campos, Helena Polivanov, Sebastião Barreiros Calderano, Aluisio Granato de Andrade
- 81 **Determinação de parâmetros mecânicos de resíduos sólidos urbanos por meio de ensaios realizados em laboratório**
André Geraldo Cornelio Ribeiro, Roberto Francisco de Azevedo, Eliane Ferreira da Rocha, Izabel Christina Duarte Azevedo, Alessandro Saraiva Loreto
- NOTA TÉCNICA**
- 105 **Investigação geofísica em aterro municipal de resíduos sólidos domiciliares, Cordeirópolis, Brasil**
César Augusto Moreira, Antonio Celso de Oliveira Braga, Cesar D'Abronzio Martinelli