

**101** **Julho**  
**2004**

# **GEOTECNIA**

**Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia**



**DIRECTOR:**

Luís Leal Lemos, FCTUC

**DIRECTORES ADJUNTOS:**

Nuno Guerra, IST  
Marília Pereira, LNEC

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

**COMISSÃO EDITORIAL PARA O QUADRIÉNIO 2004-2008:**

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

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

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

---

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

Email: [spg@lneec.pt](mailto:spg@lneec.pt); <http://www.lneec.pt/rev-geo>

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

*Distribuição gratuita aos membros da SPG.*

**Execução gráfica:** Impressão na Ponticor

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

ISSN 0379-9522

**Depósito Legal:** 214545/04

- |    |   |   |
|----|---|---|
| 3  | <b>Mensagem do Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia</b>  | <b>A. Gomes Correia</b>   |
| 5  | <b>Editorial</b>  | <b>L. Leal Lemos</b>  |
| 7  | <b>Seleção de uma Área para um Aterro de Resíduos Industriais com Base no Método RIA e Seus Indicadores Geoambientais</b> | <b>Jayme de O. Campos</b>   |
| 25 | <b>Estabilização Química de Solos Residuais Graníticos</b>  | <b>Nuno Cristelo<br/>Said Jalali</b>                                  |
| 41 | <b>O Colapso de um Solo Arenoso Inundado com Esgoto Doméstico</b>   | <b>Roger A. Rodrigues<br/>José A. de Lollo</b>                        |
| 61 | <b>Normalização dos Geossintéticos</b>  | <b>Maria I. M. Pinto<br/>Maria de L. Lopes<br/>Margarida P. Lopes</b> |
| 71 | <b>Teses de Doutoramento e Mestrado em Portugal: 2003</b>   | <b>A Direcção</b>   |





## **Mensagem do Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia**

**A. Gomes Correia**

---

A actual Direcção da Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) foi eleita a 26 de Março de 2004, tendo nomeado de imediato a Direcção da Revista GEOTECNIA para o quadriénio 2004-2008, que passa a ser constituída pelo Prof. Luís Lemos, como Director, e pelos Prof. Nuno Guerra e Eng<sup>a</sup> Marília Pereira, como Directores Adjuntos. A Direcção da SPG gostaria aqui de deixar expresso o agradecimento às anteriores Direcções da SPG e da Revista, nas pessoas, respectivamente, do seu Presidente, Prof. Luís Ribeiro e Sousa, e do seu Director, Prof. Matos Fernandes, pelo brilhante trabalho que desenvolveram em prol da Comunidade Geotécnica, e louvar a excelente ideia da publicação de um livro comemorativo do número 100 da Revista GEOTECNIA. Este agradecimento é também extensivo aos membros da Comissão Redactorial que ao longo de várias décadas ajudaram a fazer a Revista.

As Direcções da SPG e da Revista procederam a uma reflexão conjunta sobre a vida da GEOTECNIA e entenderam destacar o seu fundador e o seu primeiro Director através de uma especial referência nos volumes da revista, bem como instituir a coincidência dos mandatos das Direcções (de quatro anos) com os da nomeação dos membros da agora designada Comissão Editorial da Revista. Esta Comissão é o garante da qualidade dos artigos publicados na Revista que se pretende sejam de actualidade técnica e científica referenciada ao estado da arte nas diferentes áreas da geotecnia.

A Direcção da SPG para o quadriénio 2004-2008 está segura de que a Direcção da Revista, em conjunto com a Comissão Editorial e com a contribuição de outros especialistas, fará um trabalho empenhado e rigoroso de modo a divulgar o que de melhor se faz na comunidade técnica e científica Portuguesa no âmbito da Geotecnia, estendida também à Comunidade Geotécnica Brasileira.

É desejo comum da SPG e da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) concertar esforços para criar uma revista conjunta de maior relevância científica, que privilegiará as comunidades científicas Portuguesa e Brasileira, e as projectará com maior visibilidade na comunidade científica internacional.

É também desejo da actual Direcção da SPG incentivar a edição de números especiais da Revista Geotecnia quando dos Congressos Nacionais e outros eventos relevantes, com a publicação de artigos seleccionados por uma comissão nomeada para o efeito. Além disso, pretende-se também que sejam publicados artigos associados aos trabalhos premiados pela SPG, como sejam os das melhores teses de Mestrado e de Doutoramento, bem como os artigos apresentados às Conferências dos Jovens Geotécnicos, com patrocínio da SPG.

A actual Direcção deseja ainda implementar a comunicação com os sócios por via electrónica e, neste contexto, a Revista passará também a estar disponível em formato digital, sendo intenção da Direcção disponibilizar também os números anteriores neste mesmo tipo de formato.

O Presidente da SPG e a sua Direcção manifestam ao Director da Revista GEOTECNIA, Prof. Luís Lemos, e aos seus Directores Adjuntos o seu incondicional apoio e desejam-lhes as maiores felicidades no exercício das suas funções.





## **Editorial**

**Luís Joaquim Leal Lemos**

---

A Direcção da Revista GEOTECNIA pretende dar continuidade ao excelente trabalho dos seus antecessores que culminou com a publicação da Revista nº 100.

O sucesso da Revista GEOTECNIA depende dos seus três principais intervenientes: autores, revisores e leitores. A qualidade da Revista é essencial para os seus leitores e aqui a acção da Comissão Editorial é muito importante, dado que deve garantir o elevado nível dos artigos, que se pretende sejam de actualidade técnica e científica referenciada ao estado da arte nas diferentes áreas da Geotecnia. A alma da revista são os artigos técnico-científicos; assim, solicita-se à Comunidade Geotécnica que escolha a revista para publicar os seus trabalhos mais relevantes tanto da área da investigação como da prática da engenharia, tornando a revista um meio preferencial de registo, discussão e divulgação do conhecimento e do estado da arte nas várias áreas da Geotecnia.

Será importante salientar e relembrar o último parágrafo do texto do anterior Director da revista, Professor Matos Fernandes, no artigo "Noventa e nove números da revista GEOTECNIA" publicado na Revista nº 100, no qual salientava a necessidade de um esforço na captação de mais trabalhos de qualidade, nomeadamente de jovens investigadores portugueses que nos últimos anos têm realizado trabalhos de doutoramento e mestrado, bem como de profissionais ligados à Indústria, tais como projectistas e construtores. É intenção da actual Direcção prosseguir esse esforço.





# SELEÇÃO DE UMA ÁREA PARA UM ATERRO DE RESÍDUOS INDUSTRIAIS COM BASE NO MÉTODO RIA E SEUS INDICADORES GEOAMBIENTAIS

Selecting an industrial waste disposal area based on the RIA Method and its geo-environmental indicators

Jayme de Oliveira Campos\*

**RESUMO** – O problema ambiental relacionado à disposição de resíduos industriais apareceu nos últimos anos como uma prioridade, tanto para o poder público, quanto para a sociedade civil organizada. O presente trabalho insere-se no contexto dos propósitos do Consórcio Intermunicipal das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba e Capivari e da Prefeitura Municipal de Piracicaba, que visam contribuir para a implantação de alternativas de destinação viáveis, do ponto de vista ambiental e econômico, para os resíduos gerados pela indústria da região. Tendo em vista as carências existentes no que concerne à estocagem de resíduos perigosos, optou-se por uma solução regional. A seleção preliminar de áreas prioritárias foi realizada pela utilização de um “software” de planejamento e de uso do solo, o RIA – Resource, Information and Analysis. Este processo tem por objetivos análises ambientais específicas, pelo processamento de um banco de dados, o qual é estruturado a partir de informações obtidas do inventário ambiental da área em estudo. Neste trabalho, foram enfatizados aspectos relativos às questões geotécnicas e geoambientais do projeto.

**SYNOPSIS** – The environmental questions concerned to waste deposition, appeared in recent years, as a priority issue to the government as well as to the civil organizations. This paper is inserted within the Intermunicipal Consortium of both the Piracicaba and Capivari rivers basins and the Town Hall of Piracicaba proposals, with the aim of contributing to implement viable destination alternatives in conformity with environmental and economical requirements, to waste generated from regional industries. In virtue of the existing needs referring to dangerous waste storage, a regional solution was adopted. The preliminary selection of priorities areas was achieved through the utilisation of a planning and the use of the soil software, the RIA – Resource, Information and Analysis. This process aims at specific environmental analysis, through a data processing procedure, which is structured, starting from the obtained information related to the environmental inventory of the respective area in study. In this paper, aspects regarding geo-technical and geo-environmental questions of the problem were both enhanced.

## 1 – INTRODUÇÃO

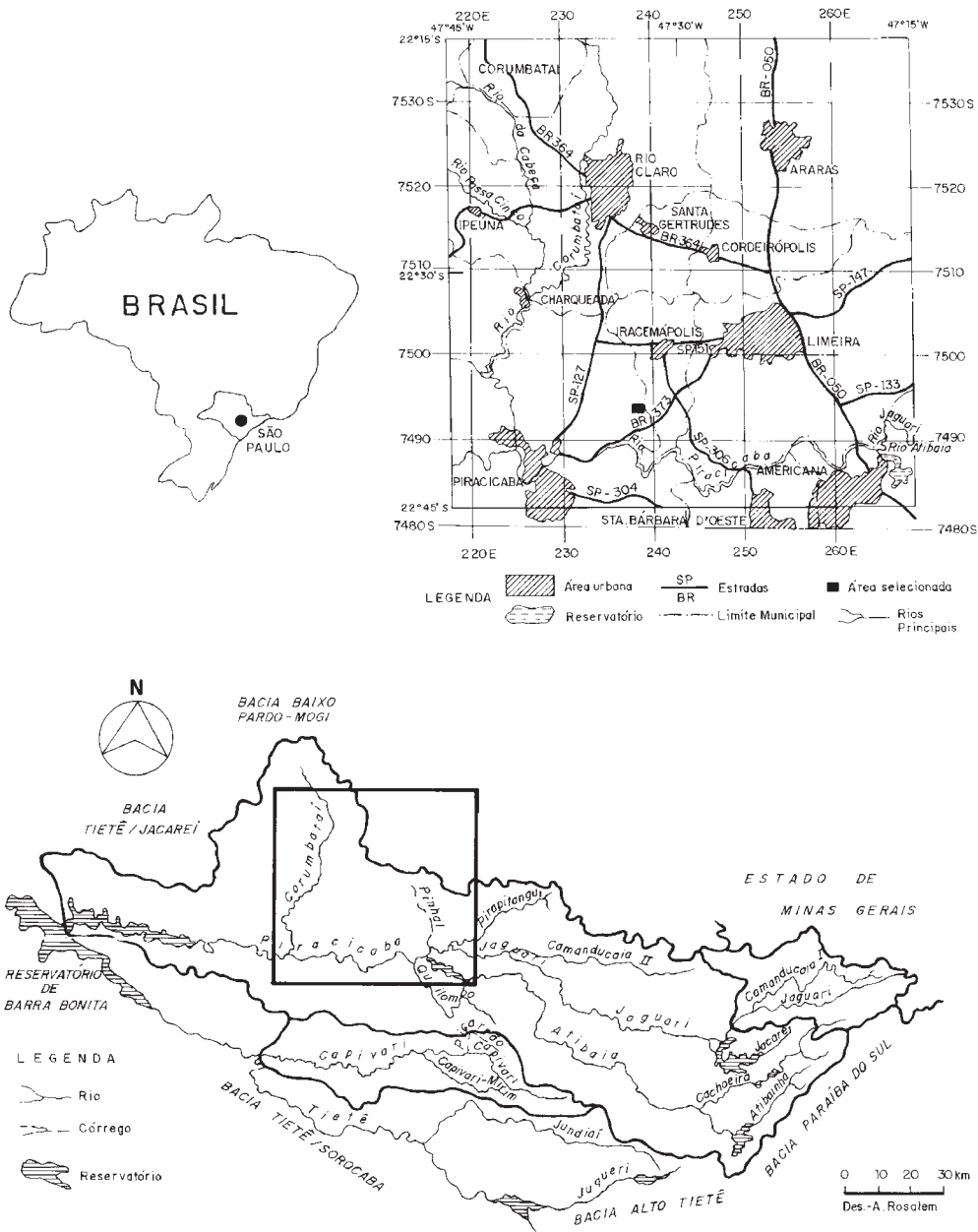
As bacias dos rios Piracicaba e Capivari (Figura 1) ocupam uma área de 14.400 km<sup>2</sup> abrangendo, total ou parcialmente, 48 municípios paulistas e 5 mineiros. Nesses municípios ocorrem cidades da maior relevância no contexto nacional, tanto no que se refere à população (cerca de 3,4 milhões em 1995), quanto à sua expressividade econômica.

---

\* D. Sc, Professor do Programa de Pós-Graduação em Geociências, Área de Concentração em Geociências e Meio Ambiente.

Professor Voluntário no Departamento de Planejamento Territorial, Laboratório de Planejamento Municipal, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, UNESP - Campus de Rio Claro.

E-mail: vulpian@claretiananas.com.br



**Fig. 1** – Localização da área escolhida no contexto da bacia e identificação do local escolhido.

A existência de uma sofisticada rede regional de infra-estruturas qualifica a região dessas bacias como o principal vetor de desconcentração industrial da Região Metropolitana de São Paulo. Esta região responde hoje por cerca de 10% do Valor de Transformação Industrial do Brasil, graças à atuação de um setor industrial secundário moderno e bastante diversificado, com representação importante de segmentos que dominam a tecnologia de ponta.

No setor agro-industrial, atividades agrícolas de grande dinamismo baseiam-se em modernas práticas de plantio e colheita, onde ganham maior destaque culturas de cana de açúcar para insumos de açúcar e álcool e de cítricos utilizados no processamento de sucos destinados ao mercado externo.

Ambos os setores produtivos mencionados desenvolvem-se com o apoio de uma rede terciária de serviços bem estruturada, capaz de garantir padrões de renda e qualidade de vida à população regional em níveis significativamente mais elevados do que a média do país.

O inventário dos resíduos gerados, visando a elaboração dos Estudos de Impacto Ambiental-Relatório de Impacto de Meio Ambiente (EIA-RIMA) para o aterro industrial de Piracicaba, foi efetuado entre 1994 e 1995. Visitaram-se cerca de 30 indústrias representativas, produtoras da maioria dos resíduos, localizadas nos municípios de Piracicaba, Limeira, Americana e Rio Claro. A geração nas indústrias visitadas totalizava anualmente cerca de 2.800 e 125.000 toneladas de resíduos perigosos (Classe I) e não inertes (Classe II), respectivamente (Norma 10.004, da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT).

O aterro poderá servir às indústrias visitadas, prevendo-se portanto que os resíduos a serem dispostos serão aqueles que foram inventariados. Contudo, este aterro poderá vir a ser utilizado por outras indústrias não inventariadas. Naturalmente, não há como garantir que todas as indústrias venham a utilizar o aterro, não se prevendo que isto conduza a uma alteração do perfil final dos resíduos.

Tratando-se de um empreendimento localizado e fisicamente limitado a uma área com características ambientais bem definidas, a metodologia escolhida e empregada para a identificação e valoração dos impactos foi a matricial. Em linhas gerais, esta metodologia resulta do cruzamento entre os potenciais das ações do empreendimento com os componentes ambientais, identificando-se assim os impactos previstos e suas intensidades. A análise dos impactos é feita em seguida, de maneira a compatibilizar a intensidade dos mesmos com o inventário ambiental e o empreendimento, como um todo.

## **2 – RESÍDUOS GERADOS E SUA DESTINAÇÃO**

Entre os resíduos gerados estão:

- a) os lodos de estações de tratamento de efluentes (cerca de 48% do total de resíduos gerados);
- b) as borras;
- c) as tortas de filtro;
- d) as varreduras de áreas produtivas;
- e) as lamas de retíficas.

Há ainda quantidades consideráveis de outros resíduos contaminados com óleos, as resinas e os solventes, os óleos e os líquidos de refrigeração, entre outros. No que se refere aos efluentes, as suas características ou as limitações do sistema de tratamento existente propiciam a geração de lodos potencialmente contaminados, em geral com metais pesados ou compostos químicos. Nesses casos são classificados como resíduos perigosos, ou seja, Classe I (Norma 10.004 da Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT; Cia. de Tecnologia de Saneamento Ambiental, CETESB, 1993).

As borras são normalmente originadas como resíduos não aproveitáveis do processo de pintura. A torta de filtro refere-se ao resíduo gerado pelo processo de recuperação de óleos que contamina o material filtrante durante a filtração. A lama de retífica é originada durante o processo de recuperação do líquido geralmente oleoso, utilizado para evitar o aquecimento das peças retificadas. A variação da área de produção refere-se aos resíduos coletados durante a limpeza das plantas industriais, os quais podem conter produtos que levam a classificá-los como Classe I.

Quanto aos resíduos Classe II, cerca de 55% são areias e escórias geradas por diversas indústrias de fundição (Campos *et al.*, 1993). As areias são utilizadas no processo de soldagem de peças e são consideradas como resíduos não inertes pela presença de metais, como o ferro, e de resinas que podem conter compostos químicos passíveis de lixiviação, como o fenol.

As fundições normalmente também geram escórias quando se funde o metal utilizado como matéria-prima antes da moldagem. Elas consistem de materiais não metálicos provenientes dos insumos utilizados no processo e podem conter concentrações de metais pesados.

O lodo produzido pelo tratamento de efluentes líquidos de indústrias corresponde a 29,7% dos resíduos Classe II. Nesse caso não se trata de resíduos perigosos, na medida em que não contém concentrações significativas de contaminantes. Todavia, os testes de laboratório indicam que os lodos não podem ser classificados como inertes, ou seja, Classe III. São geradas ainda sucatas de metais ferrosos (5,8%) que provavelmente, em sua maior parte, podem ser comercializadas, e uma série de outros resíduos em menor quantidade.

Sabe-se que os dispositivos existentes para o tratamento e para uma disposição final adequada dos resíduos são insuficientes frente às dimensões do parque produtivo regional. Assim, o destino dos resíduos Classe I eram os seguintes:

- a) estocados em tambores (55%);
- b) estocados em sistemas diversos, entre eles caçamba e granel (16,5%);
- c) dispostos em aterros industriais pertencentes às próprias indústrias (15%);
- d) transformados, geralmente por incineração (13,5%).

O fato de 71,5% dos resíduos produzidos estarem estocados (itens a e b) é o resultado da falta de uma solução apropriada para a disposição de resíduos Classe I na região. Limeira é o único município da região que possui um aterro municipal onde é permitida a co-disposição de resíduos industriais, desde que aprovado pelos órgãos competentes de controle ambiental, mas atende exclusivamente a resíduos Classe II. Algumas empresas vêm utilizando instalações de terceiros, enviando os seus resíduos para localidades fora das bacias anteriormente mencionadas.

### **3 – METODOLOGIA**

#### **3.1 – Considerações gerais**

A idéia da seleção de uma área para a destinação de resíduos industriais na região das Bacias dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá nasceu no momento em que o Consórcio Intermunicipal das Bacias citadas estendeu a cooperação com a França, no ano de 1994, para a gestão dos resíduos sólidos industriais, que anteriormente considerava apenas a gestão de recursos hídricos. Iniciou-se então um importante trabalho de parceria com a Cia. de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB) e as indústrias da região, representadas pela Federação das Indústrias do Estado de São Paulo (FIESP). Optou-se então pela realização de um Plano Diretor de Resíduos Sólidos Industriais, no qual, entre os diversos equipamentos de tratamento necessários, previa-se a existência de um aterro para resíduos industriais (Consórcio Intermunicipal das Bacias dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá, 1997).

A fase de escolha da área para a Central de Tratamento contou com a participação da Comissão de Resíduos, criada pela Prefeitura Municipal de Piracicaba. Nesta comissão estavam representados diversos segmentos da sociedade civil e dos poderes públicos, ou seja, os poderes Executivo e Legislativo Municipal, o Consórcio Intermunicipal das Bacias dos Rios Piracicaba e Capivari, as Universidades, os Órgãos de Controle Ambiental (Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental - CETESB), as Sociedades Ambientalistas Regionais e os Empresários. Esta Comissão tinha responsabilidades deliberativas sobre o desenvolvimento do projeto, de tal forma que, embora

este fosse um empreendimento da iniciativa privada, atendessem também às expectativas da coletividade local quanto à sua adequação ao ambiente. Desta forma, a Comissão inicialmente elaborou e referendou as diretrizes do projeto, e depois de iniciados os estudos, fez o acompanhamento dos mesmos, deliberando sobre a sua consistência e, em alguns casos, redirecionando-os.

A metodologia utilizada na seleção preliminar de áreas prioritárias para a localização do aterro de resíduos industriais foi dividida em três etapas, descritas nas seções seguintes.

### **3.2 – Levantamentos preliminares**

Nesta etapa incluíram-se os levantamentos de dados básicos da região em estudo, tais como mapeamento regional nas escalas existentes, ou seja 1:50.000, 1:100.000 e 1:250.000. As folhas do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 1969) de Araras, Rio Claro, Piracicaba e Limeira na escala 1:50.000 foram utilizadas para a composição de um mapa base para o estudo na escala 1:100.000.

O levantamento de dados incluiu uma pesquisa junto à Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB, 1996), e à Secretaria de Estado do Meio Ambiente (1994), referente aos estudos existentes sobre resíduos sólidos na região de interesse.

Foram consultadas as legislações estaduais, leis orgânicas municipais e também os planos diretores municipais.

### **3.3 – Levantamentos básicos do meio físico**

Nesta etapa efetuaram-se os levantamentos básicos do meio físico, ou seja os parâmetros mais relacionados com o empreendimento, para subsidiar a definição das áreas promissoras para a instalação do aterro. Esses levantamentos incluíram os seguintes temas:

- a) uso e ocupação do solo/ecossistemas sensíveis/infra-estruturas;
- b) restrições legais/áreas de interesse ambiental;
- c) solos;
- d) geologia/hidrogeologia;
- e) recursos minerais;
- f) recursos hídricos.

Para cada um desses temas foram coletados dados que permitissem, na sua maioria, uma apresentação gráfica na escala 1:100.000, pelo que se utilizou o "software" Autocad. Os mapas assim elaborados correspondem aos temas selecionados para a definição das áreas mais adequadas à implantação do empreendimento.

### **3.4 – Seleção preliminar das áreas prioritárias**

O cruzamento das informações para a seleção preliminar de áreas foi realizado com base numa metodologia desenvolvida pela empresa Jaakko Pöyry Engenharia Ltda. (1992) mediante a aplicação de um "software" de planejamento e uso do solo, o RIA – “Resource Information and Analysis”.

Esta metodologia foi desenvolvida a partir da subdivisão em blocos regulares da área em estudo, compatíveis com a dimensão e a especificação do estudo. Posteriormente, os diversos mapas elaborados foram utilizados para se definirem valores numéricos que indicassem as condições ambientais de cada componente. Foram atribuídos pesos diferenciados para os diversos componentes: por exemplo, foram definidos critérios para a pedologia, de tal maneira que um bloco com solo bastante argiloso fosse considerado tecnicamente superior para o empreendimento. Com efeito, esses materiais, sendo de baixa permeabilidade, são particularmente favoráveis, dado que dificul-

tam o movimento de possíveis percolados. Nesta fase, o "software" foi utilizado para aglutinar os dados de cada bloco e o peso dos componentes, definindo-se assim os blocos que continham as áreas mais promissoras.

O processo de seleção utilizando o programa RIA, tem por objetivo fazer análises ambientais específicas processando informações de um banco de dados. Este banco de dados é estruturado a partir de informações obtidas do inventário ambiental da área em estudo.

Quatro tipos de análises foram efetuados pelo RIA:

1. determinação de distância entre pontos críticos;
2. avaliação de impactos utilizando matrizes;
3. avaliação da atratividade ambiental para a localização do empreendimento;
4. montagem de tabelas de coincidência de eventos, por exemplo, usos atual e futuro do solo.

No caso em questão, a opção que se mostrou mais adequada para o empreendimento foi a *Atratividade Ambiental* para a localização do empreendimento.

Devido às restrições ambientais, parte da área de estudo foi excluída do processo de seleção. Na área restante, que totaliza 3.600 km<sup>2</sup>, localizam-se os principais municípios geradores de resíduos na região. Pelo fato de ter sido subdividida em quadrículas de 1 km<sup>2</sup>, obteve-se um total de 2.065 quadrículas. O tamanho destas quadrículas foi determinado considerando-se que o empreendimento ocuparia apenas uma fração da área de 1 km<sup>2</sup> e, portanto, o resultado deste processo indicaria possíveis macro-localizações. Por outro lado, a escala de 1:100.000 utilizada na caracterização dos temas, combinada com as limitações computacionais, não permitia a utilização de quadrículas de menor área.

As análises incorporadas no RIA necessitaram de acesso a um banco de dados digitalizados, contendo informações básicas sobre a área estudada. Essas informações foram obtidas na fase de caracterização ambiental da área em estudo. O banco de dados foi construído utilizando o método do *grid overlay*, que consiste em sobrepor uma malha quadriculada por cima do mapa a ser digitalizado e assinalar um código (em geral um número) para a informação contida em cada célula da malha. Esta informação referia-se aos subsídios de cada mapa, como por exemplo os tipos de solos, designadamente latossolo roxo, solos litólicos, etc. Cada um dos mapas originados, chamados *temáticos*, elaborados na fase de inventário, foi digitalizado e desta forma o conjunto das informações armazenado em uma estrutura matricial. Os dados armazenados desta maneira constituíram o banco de dados que subsidiou a análise para a atratividade do local do empreendimento. Esta foi avaliada a partir da atribuição de um índice para cada célula de cada atividade que se pretendia realizar, utilizando-se combinações específicas das informações contidas na célula. Este índice foi calculado da maneira apresentada a seguir.

Para cada subtema de uma variável ou tema utilizado na análise da atratividade, foi atribuído um valor (peso) entre 0 e 10. Quando o valor era 0 (zero), o subtema era considerado como classe menos atrativa, ou seja, mais impactante, enquanto que o valor 10 significava como classe mais atrativa, ou seja, menos impactante. A isso se chamou de atratividade relativa das classes de um subtema. Por exemplo, sendo o tema analisado o uso e a ocupação do solo, a classificação *mata nativa* recebeu o valor 3, enquanto que a classificação *pastagem* recebia o valor 10. Caso não se pretendesse incluir uma determinada classe na escala de valores, a ela era atribuído o valor -1. Além dessa classificação de atratividade relativa das classes de um subtema, era conferido a este uma importância relativa a todos os subtemas escolhidos. Por exemplo, um subtema ao qual se atribuísse a importância relativa de 2, seria duas vezes mais importante que outro ao qual fosse conferida a importância relativa igual a 1.

Finalmente, um módulo de mapeamento incorporado no programa facilitou a reprodução dos resultados da análise da atratividade em forma de tabelas e gráficos.

Para a utilização do programa RIA é necessário definir-se pesos matemáticos para cada tema em sua ordem de importância. Entretanto, avaliou-se que os temas, embora diferissem em importância, não deveriam ter pesos que variassem muito. Cada tema foi subdividido em subtemas, que também precisam ser avaliados para a utilização do programa RIA .

Os pesos para os respectivos temas, relacionados em ordem decrescente, são apresentados no Tabela 1.

**Tabela 1** – Temas, subtemas e pesos utilizados no programa RIA – Resources, Information and Analysis.

Tema ou variável	Peso	Subtema	Valores atribuídos
Uso e ocupação do solo	5	Cana de açúcar	10
		Culturas anuais	10
		Pastagem ou campo antrópico	10
		Café, citros, fruticultura	9
		Silvicultura	7
		Vegetação natural (mata, capoeira, campo, cerrado, várzea)	3
		Área urbana	0
		Área de expansão urbana	0
Geologia/Hidrogeologia	5	Formação Corumbataí	10
		Formação Irati	10
		Suites básicas	5
		Formação Pirambóia	5
		Formação Tatuí	5
		Formação Itararé	5
		Formação Aquidauana	4
		Formação Rio Claro	4
		Depósitos aluviais	0
Depósitos colúviais	0		
Recursos hídricos	4	Não há rio	10
		Há rio	6
		Reservatório	6
		Áreas de mananciais	0
Tipos de solos	3	Latossolo roxo	10
		Latossolo vermelho escuro	9
		Latossolo vermelho amarelo	8
		Terra roxa estruturada	7
		Podzol vermelho amarelo	5
		Solos litólicos	3
		Areias quartzosas	2
		Solos hidromórficos	0
Recursos minerais	2	Sem solicitação de nenhum tipo	10
		Com solicitações de pesquisa	8
		Com solicitação de lavra	4
Infra-estrutura	2	Menos que 2 km	10
		Mais que 2 km	7

Após a preparação do banco de dados e a elaboração da matriz de ponderação dos temas e subtemas, foi possível executar-se o programa. Os resultados obtidos consistem em um mapeamento que indica as melhores áreas para a implantação do empreendimento.

Entre as 2.065 quadrículas, o programa indicou que existiam 7 com as melhores características possíveis de cada tema. Estas se situam em áreas de plantação de cana de açúcar, e apresentam as principais características seguintes:

- a) litologia correspondente ao Grupo Passa Dois, Formação Irati: folhelhos, siltitos e calcários dolomíticos, ocorrendo sob latossolos roxos (DAEE/ UNESP, 1982);



- b) não há a presença de rios;
- c) não há solicitações de exploração mineral;
- d) os locais estão a menos de 2 km da infra-estrutura rodoviária.

Devido a estes resultados, é possível verificar-se que os pesos dos temas não interferem no resultado final, na medida em que as quadrículas apresentam a máxima pontuação possível. As áreas estão distribuídas entre os municípios de Piracicaba (3), Cordeirópolis (2), Santa Gertrudes (1) e Iracemápolis (1). Entretanto, esta última não apresenta condições satisfatórias, pois se encontra na cabeceira de alguns corpos d'água que demandam para um reservatório, o qual está previsto como ponto de captação futura para o município de Iracemápolis. Restaram, portanto, 6 áreas mais adequadas, favoráveis para a localização do empreendimento.

Em seguida a esta fase, fez-se a verificação das condições das áreas escolhidas, pela Comissão de Resíduos e pela Jaakko Pöyry Engenharia Ltda. Este processo resultou na seleção da área de 100 ha indicada na Figura 1 como a mais apta para receber o empreendimento. Nesta área foi escolhida uma outra menor, de área igual a 20 ha, correspondente à micro-localização do conjunto correspondente à primeira fase da Central de Tratamento, ou seja, o aterro de resíduos industriais, as instalações administrativas, o laboratório e a área para a implantação do sistema de tratamento do percolado.

### 3.5 – Aspectos geológicos e geotécnicos

Na área de influência imediata, definida como uma faixa de 1 km ao redor da intervenção, ocorrem as seguintes litologias (DAEE/UNESP, 1982):

- Grupo Tubarão, Formação Tatuí (Carbonífero-Permiano): depósitos de origem marinha, apresentando siltitos e arenitos finos estratificados.
- Grupo Passa Dois, Formação Irati (Permiano): siltitos, argilitos e folhelhos, com ocasionais níveis de calcários intercalados.
- Suites intrusivas básicas (Triássico-Cretácico Inferior): corpos de diabásio em vários estágios de alteração, com intenso diaclasamento.

Quanto aos solos, a área de intervenção apresenta-se recoberta por latossolos roxos (Instituto Agrônomo de Campinas, 1984), formados a partir da alteração das suites intrusivas básicas. Os perfis apresentam acentuada homogeneidade vertical, sendo difícil a diferenciação dos horizontes e mesmo dos sub-horizontes. A cor predominante do horizonte B é bruno avermelhada, e a do horizonte A é ligeiramente mais escura. Sabe-se, da Pedologia, que o horizonte A é um horizonte escuro, com matéria mineral e orgânica e alta atividade biológica, e que o horizonte B é um horizonte de acumulação de argila, matéria orgânica e óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio.

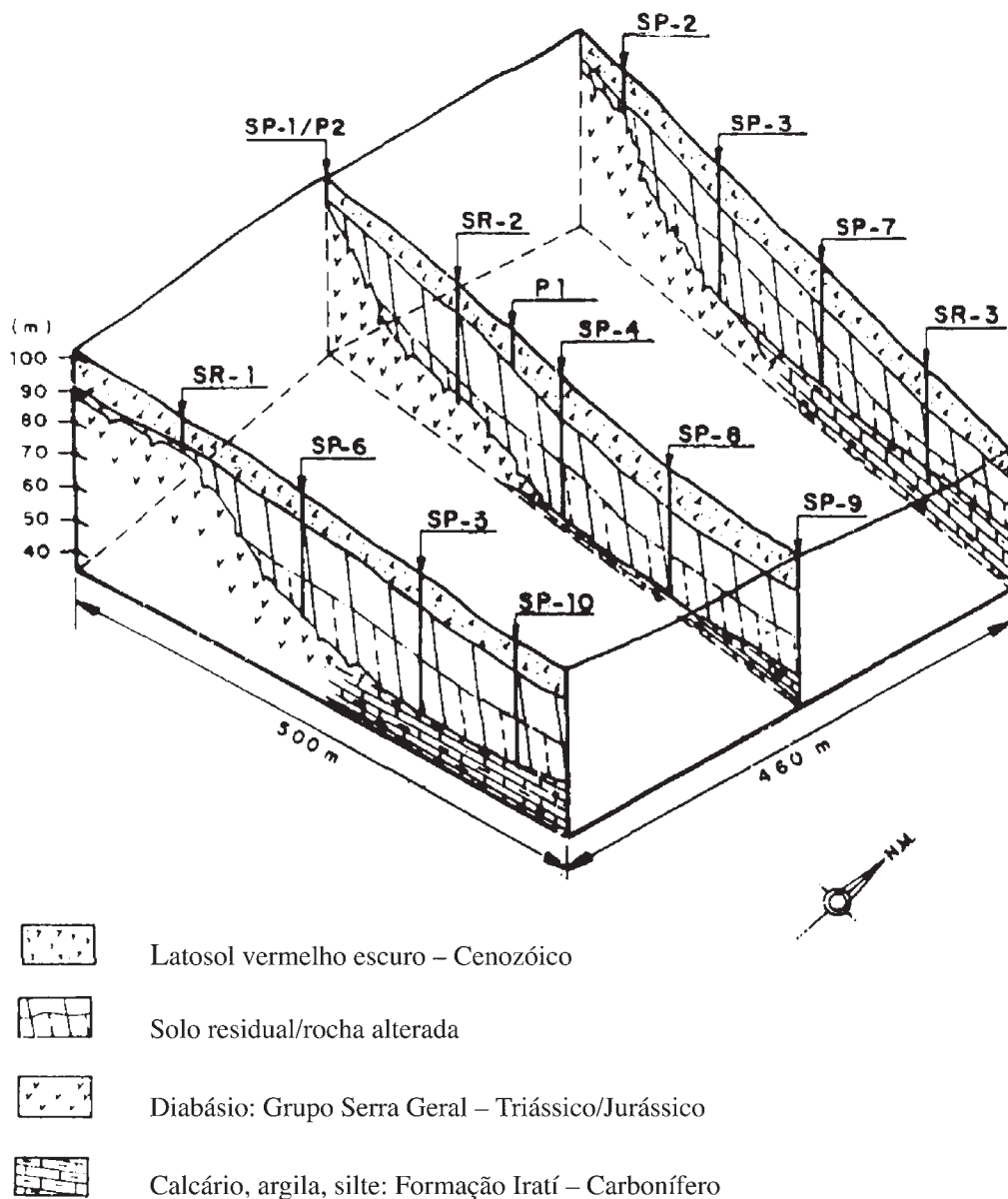
Foram realizados na área 423 m de sondagens mecânicas (percussão e rotativas) e 20,5 m de poços para a observação do solo e extração de amostras deformadas e indeformadas para ensaios de laboratório no âmbito da Mecânica dos Solos e da Mineralogia, o que permitiu a configuração de bloco-diagrama com as informações sobre a geologia local (Figura 2). A amostragem de todo o perfil foi executada até se atingir o nível d'água, a partir do qual foram realizados ensaios de permeabilidade "*in situ*".

O modelo geológico definido pode ser sintetizado através do seguinte perfil:

- a) camada de solo superficial: argila arenosa porosa, mole a média, marrom avermelhada (latossolo roxo), com espessuras variando de 6 a 12 m;
- b) solo de alteração de rocha: argila silto-arenosa marrom avermelhada, com manchas/veios amarelados e espessuras de 1 a 4 m;
- c) rocha alterada: silte argilo-arenoso, médio a rijo, variegado, com níveis argilo-arenosos intercalados, e fragmentos de rocha de cor acinzentada na base e espessuras variando de 20 a 30 m;



d) rocha sã: rocha básica (diabásio), muito fraturada e friável no contato, cor cinza-esverdeado a cinza amarelado, granulação fina a média e rocha sedimentar mostrando alternância de calcário com siltitos e argilitos, cor cinza claro e escuro.



**Fig. 2** – Bloco diagrama da área do projeto, com os cortes geológicos e as sondagens realizadas.

O contato entre o manto de intemperismo e a rocha sã, definido como topo rochoso, apresenta-se bem fragmentado e fraturado/cisalhado, como se observou nas sondagens rotativas realizadas.

O “degrau” no topo rochoso existente na borda oeste da área (mais alta) pode ter favorecido uma concentração do fluxo de água subterrânea em direção à parte mais baixa, ocasionando as maiores espessuras de alteração de rocha nesse local.

As amostras relativas aos horizontes a, b e c foram numeradas conforme se mostra na Tabela 2.

**Tabela 2** – Numeração e profundidade das amostras obtidas a partir das sondagens nos horizontes a, b e c.

Sondagens	SP-4	SP-5	SP-7	SP-4	SP-5	SP-7	SP-4	SP-5	SP-7
Horizontes	a			b			c		
Amostras	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Profundidade (m)	0 a 9	0 a 10	0 a 11	9 a 11	10 a 14	11 a 14	11 a 20	14 a 23	14 a 23

Para cada horizonte descrito, foi estudada a composição das amostras recolhidas metro a metro, para representar a camada de solo de interesse na análise granulométrica.

As granulometrias e os limites de Atterberg dos solos são apresentados na Tabela 3.

**Tabela 3** – Granulometrias e limites de Atterberg dos solos dos horizontes a, b e c.

Horizontes		a			b			c		
Amostras		1	2	3	4	5	6	7	8	9
Granulometria (%)	Argila	60	56	42	59	52	32	60	49	34
	Silte	13	18	30	14	24	41	14	30	36
	areia fina	25	24	27	25	22	24	25	20	28
	areia grossa	2	2	1	2	2	3	1	1	2
Limites de Atterberg (%)	LL	44,2	47,5	52,8	40,9	51,1	57,8	40,6	57,5	55,9
	LP	27,1	30,3	37,6	27,7	37,0	39,0	31,3	36,1	36,7
	IP	17,1	17,2	15,2	13,2	14,1	18,8	9,5	21,4	19,2

Os parâmetros adotados para o projeto das células foram taludes laterais com inclinação de 45°, sendo esses taludes e a base constituídos por solos locais misturados a solos importados com 1 m de espessura e compactados de maneira a garantir um coeficiente de permeabilidade de  $10^{-7}$  cm/s. As dimensões das células para resíduos Classe I são de 20 m de largura, 50 m de comprimento e 5 m de profundidade, enquanto que aquelas para resíduos Classe II terão 60 m de largura, 200 m de comprimento e 10 m de altura. A camada drenante será constituída por seixos rolados e pedregulhos arredondados e terá uma condutividade hidráulica de  $10^{-3}$  cm/s.

### 3.6 – Considerações sobre o movimento de compostos no subsolo

- O movimento de compostos orgânicos solúveis e metais pesados no solo é influenciado por:
- fatores ligados ao solo (pedológicos);
  - propriedades dos compostos disponíveis para a lixiviação;
  - fatores climáticos;
  - interferências antrópicas na área.

A estocástica do movimento de qualquer soluto no solo é determinada por fatores climáticos, mais precisamente pela precipitação ou pelas propriedades do solo isoladas ou em conjunto. É comum admitirem-se os parâmetros ligados ao solo como fixos e concentrar todas as incertezas na precipitação.

Vários níveis de análise podem ser realizados para determinar o risco de poluição de um lençol subterrâneo por uma substância ou composto lançado na superfície ou aterrado poucos metros abaixo da mesma. Devido ao grande potencial poluidor e à toxidez de alguns compostos, o projeto de um aterro de resíduos industriais exige estudos de lixiviação em colunas ou projetos pilotos, para serem avaliadas algumas das conseqüências da implantação. Na maioria das vezes utilizam-se modelos matemáticos que permitem avaliar o risco da implantação da obra, a partir de informações sobre o local e no reconhecimento dos compostos presentes entre os resíduos aterrados.

Muitos são os modelos disponíveis, cuja utilização está, na maioria das vezes, condicionada à disponibilidade de parâmetros específicos. Steenhuis e Naylor (1985) elaboraram um método simples para se avaliar o risco de um produto lançado ou aterrado no solo alcançar o lençol subterrâneo. Tais métodos devem ser desenvolvidos anteriormente ao projeto ou mesmo durante a sua elaboração. Caso sejam detectados problemas, as mudanças respectivas devem ser implementadas para resguardar os recursos a serem protegidos. Nesta mesma linha de pensamento, Mahmood e Sims (1986) desenvolveram um índice denominado Índice de Mobilidade e Degradação (MDI), que corresponde à relação entre o tempo de movimento de um composto no solo e a sua meia vida, ou seja, o tempo necessário para reduzir a sua massa, por degradação biológica, em 50%.

Abordagem semelhante tem sido utilizada pela US Environmental Protection Agency, em áreas com problemas potenciais relacionados à implantação de novos projetos de aterros de resíduos industriais e com questões envolvendo a poluição de outros recursos (Mills, 1985).

Neste projeto ora apresentado, há uma situação particular. A região tem déficit hídrico anual de 96 mm e a percolação profunda somente ocorre nos meses de fevereiro e março, observando-se índices totais de infiltração de somente 20 mm no ano. Considerando-se que o aterro teria a sua base inferior protegida por solo compactado com coeficiente de permeabilidade  $k = 10^{-7}$  cm/s, sobre o qual será colocada uma manta impermeável, a probabilidade de vazamentos e conseqüente lixiviação para o lençol subterrâneo, situado a uma profundidade mínima de 22,48 m a contar do fundo da vala, é bastante pequena. Visando fornecer informações sobre as possibilidades reais de uma pluma gerada no aterro industrial atingir o lençol subterrâneo, optou-se por realizar uma análise baseada no tempo gasto por alguns poluentes para percorrer a distância vertical citada. Considerou-se o tempo de um ano, o que representaria risco elevado e curto espaço de tempo.

A análise sugerida foi realizada utilizando-se a teoria do *deslocamento tipo pistão*, ou seja, o centro de massa de uma pluma de poluente desloca-se no solo de forma compacta como se fosse uma sucessão de fluxos de água contendo a porção solúvel do composto analisado. A localização do centro da massa de uma pluma pode ser determinada com relativa facilidade, porém a forma da mesma, determinada pela dispersão do poluente no solo, necessita de um equacionamento mais detalhado.

Optou-se por determinar somente a localização do centro de massa, caso esta corresponda aos 22,48 m, no período de um ano.

O movimento de um composto químico no solo é atenuado devido, entre outros fatores:

- à degradação biológica;
- à adsorção;
- à volatilização;
- à hidrólise;
- à precipitação;
- à absorção pela vegetação.

No presente modelo, adotou-se a adsorção linear e a degradação biológica de primeira ordem. Para avaliar a situação mais crítica, os cálculos efetuados consideraram a adsorção como único mecanismo atenuador.

Com base nos resultados obtidos, na proposta para as células de aterramento dos resíduos (Figura 3) e considerando a possibilidade dos sistemas de coleta de percolado e impermeabilização apresentarem defeitos, analisou-se a hipótese de alguns contaminantes virem a atingir o lençol freático local e, por conseqüência, o aquífero regional. Para esta análise considerou-se a ruptura da dupla isolamento em PVC da célula de resíduos perigosos e o deslocamento da pluma de contaminação através da camada de argila compactada na base da vala e do substrato até o nível do lençol freático (22,48 m).

A posição do centro de massa de uma pluma ( $u$ ) pode ser determinada pela seguinte equação (Mills, 1985):

$$u = \frac{q / w}{1 + b k_d / f} \quad (1)$$

onde:

$u$  = deslocamento do composto químico no tempo  $t$  (cm/ano)

$q$  = percolação anual (cm/ano)

$w$  = capacidade de armazenamento do solo ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )

$b$  = massa específica do solo ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )

$k_d$  = Coeficiente de partição (refere-se à difusão do produto no solo,  $\text{cm}^3/\text{g}$ )

$f$  = umidade do solo durante o movimento ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ).

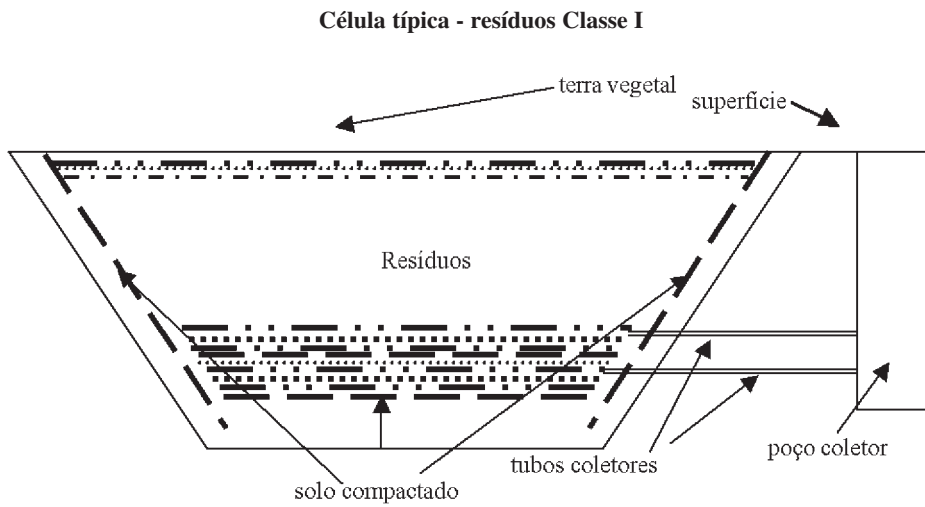
O tempo ( $t_1$ ) para que o centro da massa poluente atinja o lençol freático é calculado a partir da equação:

$$t_1 = \frac{100 \cdot h}{u} \quad (2)$$

onde:

$u$  = deslocamento do composto químico no tempo  $t$  (cm/ano)

$h$  = distância, na vertical, até o lençol freático (m)



- — — — — Manta impermeável
- . . . — Geotêxtil
- ..... Seixo rolado
- ..... Areia
- - - - - Argila
- ..... Tubo de PVC perfurado

Observações: desenhos esquemáticos, sem escala  
 Inclinação das escavações laterais das células: 45°

**Fig. 3** – Células projetadas para a estocagem de resíduos perigosos (Classe I) e não inertes (Classe II), Classificação da Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT.

O decaimento do produto analisado ao entrar em contato com a água subterrânea pode ser determinado pela equação:

$$C(t) = C(0) \exp(-k_s t_I) \quad (3)$$

onde:

$C(t)$  = concentração de produto químico entrando na água subterrânea  $t_I$  anos após o início da lixiviação (g/ha)

$C(0)$  = concentração inicial ( $t = 0$ ) (g/ha)

$k_s$  = coeficiente de decaimento ( $\text{ano}^{-1}$ )

$t_I$  = tempo requerido para que o centro da massa poluente atinja o lençol freático (ano).

#### 4 – RESULTADOS

As análises granulométricas realizadas ao solo local mostraram que o mesmo é essencialmente argiloso, sendo que na maioria das análises o teor de argila foi superior a 40%. Para esse tipo de solo, as propriedades médias são as que se mostram na Tabela 4.

**Tabela 4** – Propriedades médias das argilas e misturas de argilas.

Parâmetro	Valor médio
Densidade ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1,30
Capacidade de campo ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )	0,36
Ponto de murchamento ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )	0,22

Fonte: Baes e Sharp (1983)

Os produtos químicos selecionados para a simulação foram: fenol, tricloroetileno, cobre, zinco, cádmio e chumbo.

Estudos sobre o movimento de metais pesados no solo têm-se concentrado nos lodos de estações de tratamento de esgotos e esgotos tratados. Dowdy e Volk (1983) apresentaram uma avaliação sobre o problema do movimento de metais pesados no solo com percentagens variadas de lodos, através de avaliações em experiências de laboratório e de campo. Nos locais de aplicação aos lodos das Estações de Tratamento de Esgotos (ETEs), a umidade excessiva do lodo promove taxas de percolação elevadas. As condições avaliadas pelos autores citados são o oposto das encontradas no local deste estudo, que se caracteriza por uma deficiência de água para a lixiviação de compostos químicos.

A lixiviação dos metais pesados está diretamente relacionada com as propriedades do solo seguintes: pH, capacidade de troca de cátions, força iônica e presença de ligantes. A presença de matéria orgânica e óxidos hidratados interfere também na mobilidade dos metais pesados.

Na revisão de Dowdy e Volk (1983), destaca-se a baixa mobilidade de metais pesados no solo. A maior preocupação com relação a tais poluentes é a absorção pelas plantas. Para taxas acumuladas de aplicação de 1.257, 270 e 64 kg/ha de zinco, cobre e cádmio, respectivamente, as concentrações no percolado, a 86 cm de profundidade, aumentaram de 18 para 35 g/l para o zinco e de 5 para 10 g/l para o cobre e para o cádmio.

No presente trabalho, a avaliação da mobilidade de metais pesados foi feita utilizando-se o mesmo conceito descrito pelas equações 1, 2 e 3, ou seja, metais pesados dissolvidos no percolado migram em direção ao lençol de água subterrânea, sofrendo um retardamento que é sintetizado pelo coeficiente de adsorção (Baes e Sharp, 1983).

No caso em questão, não foi determinada a percentagem de matéria orgânica no solo, pois o mesmo não a possui. As simulações foram feitas para 0%, 0,1% e 0,5% de matéria orgânica, o que representa adsorção zero e bastante moderada.

Na Tabela 5 são apresentados os parâmetros relativos aos compostos analisados para as simulações, e na Tabela 6 os coeficientes de partição de fenol e tricloroetileno, nas condições expostas na tabela anterior.

**Tabela 5** – Parâmetros utilizados nas simulações.

Compostos	$t^{1/2}$ (dia)	log $k_{ow}$	$k_d$ médio ( $cm^3/g$ )
Fenol	4,0	1,46	–
Tricloroetileno	4,321	2,29	–
Cádmio	–	–	6,7
Chumbo	–	–	99,0
Cobre	–	–	55,0
Zinco	–	–	16,0

Fonte: Baes e Sharp (1983); Steenhuis e Naylor (1985)

Notas:  $t^{1/2}$  = meia vida de um produto;  $k_{ow}$  = partição de um produto químico em octanol – água ( $cm^3/g$ );  $k_d$  = coeficiente de partição

A relação entre  $k_{ow}$  e  $k_d$ , utilizada pela USEPA (Mc Clean, 1988) é:

$$\log . k_d = \log . k_{ow} - 0,317$$

$$k_d = k_{oc} . (\%OC)$$

$$\%OC = 0,59 . (\%OM)$$

onde:

$k_{oc}$  = coeficiente de partição com carbono orgânico ( $cm^3/g$ )

% OC = percentagem de carbono orgânico

% OM = percentagem de matéria orgânica

Os demais parâmetros utilizados nas simulações foram:

$u$  = percolação: 2 cm/ano

$w$  = capacidade de armazenamento de água no solo: 0,14  $cm^3/cm^3$

$f$  = umidade do solo durante o movimento = capacidade de campo: 0,36  $cm^3/cm^3$

$h$  = distância vertical mínima do lençol freático em relação à superfície: 22,48 m.

**Tabela 6** – Coeficientes de partição para o fenol e o tricloroetileno (TCE).

Composto	Matéria orgânica (%)	Coefficiente de partição ( $k_d$ )
Fenol	0	0
	0,1	0,80
	0,5	4,1
TCE-Tricloroetileno	0	0
	0,1	5,50
	0,5	27,7

Na Tabela 7 são apresentados os resultados dos cálculos efetuados relativamente ao movimento no solo dos compostos tabelados e o tempo de seu percurso até o lençol de água subterrânea.

**Tabela 7** – Deslocamento dos compostos no solo e tempo necessário para atingirem o lençol freático.

	u = distância percorrida (cm/ano)			t <sub>f</sub> = tempo necessário para atingir o lençol freático (ano)				
	% matéria orgânica			% matéria orgânica				
	0	0,1	0,5	0	0,1	0,5		
Fenol	14,28	3,7	0,9	–	157,0	608,0	2498,0	–
TCE	14,28	0,7	0,14	–	157,0	3211,0	16057,0	–
*Cádmio	–	–	–	0,6	–	–	–	3747,0
*Chumbo	–	–	–	0,07	–	–	–	32114,0
*Cobre	–	–	0,04	–	–	–	–	56200,0
*Zinco	–	–	–	0,24	–	–	–	9367,0

\* Os metais pesados foram analisados considerando-se os coeficientes de partição citados na literatura, pois o retardamento destes não depende somente do teor em matéria orgânica.

## 5 – CONCLUSÕES

1. A utilização do RIA – Resources, Information and Analysis na escolha de áreas para a construção do aterro de resíduos industriais de Piracicaba mostrou-se um mecanismo eficiente, fornecendo um conjunto de informações que possibilitaram uma visão geral sobre a região e a importância de cada parâmetro analisado no contexto do projeto, durante a fase do EIA-RIMA – Estudos de Impacto Ambiental-Relatório de Impacto de Meio Ambiente.

2. O pleno conhecimento das características geológicas e geotécnicas da área escolhida, resultante dos trabalhos de prospecção e ensaios de laboratório, permite assegurar que quaisquer situações desfavoráveis que venham porventura a ser detectadas possam ser mantidas rigorosamente sob controle com um projeto de engenharia que considere todos os condicionantes existentes, e com a permanente fiscalização dos órgãos de controle ambiental e da sociedade organizada.

3. A avaliação preliminar realizada mostra que a percolação de metais pesados e compostos orgânicos não representa problemas no local do aterro industrial de Piracicaba. Sem retardamento, um composto solúvel como o fenol necessitaria de 157 anos para atingir o lençol freático no local. Este fato se deve ao tipo de solo da área (elevado teor de argila) e ao baixo valor da percolação local, 20 mm/ano. Cumpre registrar que este resultado representa uma situação onde se considerou que o solo teria um teor de matéria orgânica igual a zero e, portanto, desconsidera o mecanismo da adsorção. Entretanto, neste caso as condições existentes sugerem que isto não deve ser a situação real e, assim, o tempo necessário para a migração poderá ser ainda maior. Além disso, a análise anterior foi feita sem considerar a degradação do fenol e do TCE, portanto em condições bastante conservadoras.

4. O período de meia vida de um fenol é de 4 dias, o que quer dizer que, segundo o modelo exponencial, após 4 dias no solo a concentração deste produto estará reduzida a 50% da inicial. A aplicação deste modelo de decaimento exige o conhecimento da concentração inicial do poluente,



de difícil detecção neste estágio do trabalho. Porém, a análise feita permite dizer que, mesmo na ausência de impermeabilização, compostos como o fenol, o TCE e os metais pesados não alcançariam o lençol freático em concentrações detectáveis. O cádmio, o metal mais solúvel, somente alcançaria o lençol freático em 3.457 anos.

5. Em função dos resultados obtidos nas pesquisas de detalhe e nas simulações realizadas, considerando-se as possíveis contaminações decorrentes de falhas nos sistemas de impermeabilização das valas, a Comissão de Resíduos referendou o projeto para o EIA-RIMA – Estudos de Impacto Ambiental-Relatório de Impacto de Meio Ambiente – da área considerada.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Baes, C. F.; Sharp, R. D. A proposal for estimation of soil leaching and leaching constants for use in assessment models. *Journal of Environmental Quality*, vol. 12, no.1, 1983.
- Campos, J. de O; José, C.; Otero, J. Typologie et stockage des déchets industriels dans la Région de Piracicaba, Brésil. *Congrès International Procédés de Solidification et de Stabilisation des Déchets*. J.M. Cases and F. Thomas Editors. Nancy, França. Actes, pg. 64-69, 1993.
- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental – CETESB. Consolidação do inventário de fontes (incluindo os municipais) e de locais de tratamento e disposição final de resíduos sólidos. São Paulo, 1996.
- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental - CETESB. Resíduos Sólidos Industriais, 234 pg., 1993.
- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental – CETESB. Inventário de resíduos industriais: cadastro de 459 indústrias nas Bacias dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiá, São Paulo, 1993.
- Consórcio Intermunicipal das Bacias Hidrográficas dos Rios Piracicaba e Capivari. A gestão das águas e resíduos sólidos na França: relatório de viagem de estudos e informações. Americana (SP), 1997.
- Departamento de Águas e Energia Elétrica - DAEE; Universidade Estadual Paulista – UNESP. Mapa Geológico do Estado de São Paulo, quadrículas de Campinas. Escala 1:250.000, 1982.
- Dowdy, R. H.; Volk, V. V. Movement of heavy metals in soils. In: *Chemical Mobility and Reactivity in Soils Systems*. Soil Science Society of America, Special Publication no 11, Madison, WI, 1983.
- Instituto Agrônomo de Campinas (IAC). Levantamento pedológico semidetalhado do Estado de São Paulo. Campinas, 1984.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). Levantamentos básicos do Estado de São Paulo: folhas de Araras, Limeira, Piracicaba e Rio Claro, escala 1:50.000, Rio de Janeiro, 1969.
- Jaakko Pöyry Engenharia Ltda. Diagnóstico de Resíduos Sólidos Industriais. Central de Tratamento de Resíduos Sólidos Industriais. Relatório do EIA-RIMA, 1992.
- Mahmood, R. J.; Sims, R.C. Mobility of organic in land treatment systems. *Journal of Environmental Engineering*, vol. 112, no 2, 1986.
- Mc Clean, J. E. Evaluation of mobility of pesticides in soil using - EPA Methodology. *Journal of Environmental Engineering*, vol. 114(3), 1988.
- Mills, W.B. Water Quality Assessment: a screening procedure for toxic and water, part. I. EPA/600/6-85/002a, 1985.
- Secretaria de Estado do Meio Ambiente – SMA. Estabelecimento de metas ambientais e reenquadramentos de corpos d'água: Bacia do Rio Piracicaba, São Paulo, 1994.
- Steenhuis, T. S.; Naylor, L. M. Rapid appraisal of relative risk by soil applied chemical. *International Conference on New Frontiers for Hazardous Waste Management*, 1985.



# ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DE SOLOS RESIDUAIS GRANÍTICOS

## Chemical Stabilization of Residual Granitic Soils

Nuno Cristelo\*

Said Jalali\*\*

**RESUMO** – Este artigo descreve os resultados de um trabalho de investigação realizado para avaliar os efeitos positivos da utilização de cal na estabilização de solos cujo mineral argiloso predominante é a caulinite, como no caso dos solos residuais graníticos. Os efeitos estudados estão relacionados com a alteração da classificação e com o aumento da capacidade de carga. Foram estudadas as modificações na granulometria e plasticidade de dois solos, com diferentes percentagens de argila, quando lhes foi adicionada 2% de cal calcítica hidratada. Além disso, foram avaliados os efeitos benéficos sobre a resistência à compressão da adição de 6 e 10% de cal, ao longo de períodos de cura de até 10 semanas. A influência da saturação dos solos estabilizados foi igualmente estudada, bem como a influência da adição de uma pequena quantidade de cloreto de sódio às misturas com 6% de cal. Esta inclusão provou constituir uma vantajosa alternativa ao aumento do teor em cal, visto que as resistências alcançadas foram similares às obtidas com 10% de cal. Os resultados obtidos indicam que as propriedades deste tipo de solo podem também ser melhoradas através de aditivos químicos, com evidentes vantagens em bases e sub-bases de pavimentos rodoviários ou na construção de aterros.

**ABSTRACT** – This paper describes the results of a research work carried out for evaluating the beneficial effects when lime is used in stabilization of soils in which the predominant clay mineral is caulinite (like residual granite soils), benefits that relate to the change of classification and the improvement of load bearing capacity. The modifications in particle size distribution and plasticity of two soils, with different clay fractions, were studied when 2% calcitic hydrated lime was added. Furthermore, the beneficial effects on compressive strength were monitored when 6 and 10% lime was added, for curing times up to 10 weeks after mixing. The effects of saturation on stabilized soils were also studied. Moreover, the effects of a small percentage of NaCl added with 6% lime were studied. This addition proved to be a better alternative to the addition of larger amounts of lime, since the compressive strengths obtained were similar to those obtained with 10% lime addition. The results obtained indicate that the properties of this type of soil can also be improved by chemical additives, with advantages when used in pavement base and sub-base or in embankment construction.

## 1 – INTRODUÇÃO

A crescente preocupação com a redução dos solos disponíveis para utilização na construção conduz ao uso de terras que requerem um significativo melhoramento físico e químico, sem o qual não poderiam sequer ser consideradas. Estes melhoramentos podem ser atingidos através de um vasto leque de métodos, que incluem a densificação, a remoção da água intersticial e a alteração das propriedades do solo. As propriedades do solo podem, por sua vez, ser alteradas *in situ* através do congelamento do solo, da mistura com outros materiais e da estabilização química. A estabilização química de um solo consiste no seu endurecimento através da ligação das partículas com um agente cimentício produzido por reacções químicas. Em Ozkan (1998) estão sintetizados os

---

\* Assistente da Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro [ncristel@utad.pt]

\*\* Professor Associado da Universidade do Minho [said@civil.uminho.pt]

produtos químicos mais estudados na estabilização de solos: ácido fosfórico, sais, resinas, silicato de sódio, cátions orgânicos e hidróxidos. Este estudo visa precisamente a estabilização química de um solo argiloso (solo residual granítico) através da adição de hidróxido de cálcio (cal hidratada), e o uso de um aditivo económico capaz de potenciar os efeitos da cal (cloreto de sódio – sal). O diagrama da Figura 1 pretende situar a estabilização química no contexto geral do melhoramento dos solos tendo em vista a sua utilização na construção.

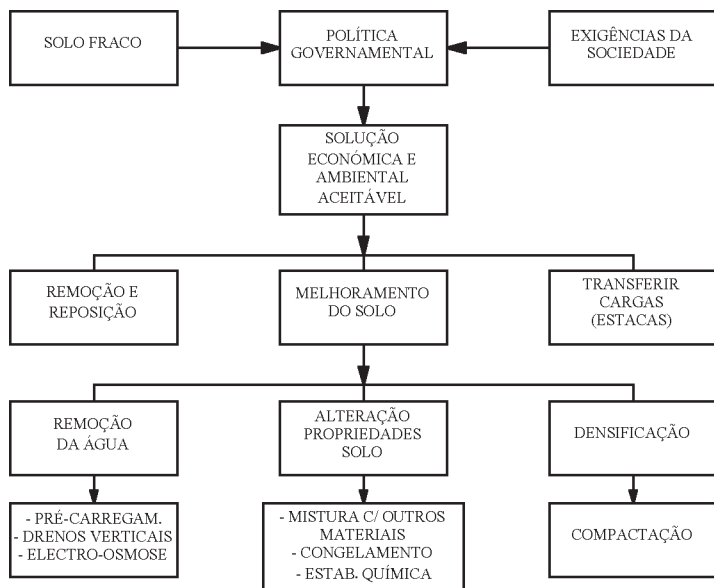


Fig. 1 – O melhoramento dos solos para uso na construção: diagrama esquemático.

A estabilização com cal é utilizada há mais de 5000 anos na construção. A grande muralha da China e as Pirâmides de Shersi no Tibete são dois dos exemplos mais famosos do seu uso (Barker, 2002). Hoje em dia constitui um método muito utilizado em obras de terra, normalmente mais económico do que a remoção e substituição do solo não satisfatório. Para além disto, em locais em que o solo está contaminado, a estabilização com cal é particularmente atractiva visto que evita o manuseamento e transporte do referido solo, o que poderia provocar efeitos negativos no ambiente.

A adição de cal melhora as características de um solo argiloso, incluindo a trabalhabilidade, resistência, deformabilidade, permeabilidade e susceptibilidade às alterações de volume. O grau de alteração destas características depende de factores como as propriedades e quantidades dos agentes estabilizantes (cal e outros aditivos que tendem a melhorar o seu desempenho), do tempo e temperatura de cura, e do tipo e qualidade da fracção argilosa do próprio solo (Cristelo, 2001).

A cal pode ser aplicada no solo através de vários métodos, como o das estacas ou colunas de cal, injeção de leite de cal sob pressão ou mistura superficial. As alterações resultantes são função das reacções físicas e químicas que ocorrem quando o cálcio, a água e os minerais argilosos do solo entram em contacto. Segundo Little (1995), os solos tratados com cal podem ser classificados em duas categorias: reactivos e modificáveis. Os solos reactivos são aqueles que apresentam melhorias na resistência à compressão simples superiores a 345 kPa aos 28 dias, a uma temperatura de 22°C. O termo “reactivos” refere-se assim às reacções pozolânicas entre os constituintes da argila, nomeadamente a sílica e a alumina, e a cal, do que resulta o desenvolvimento de materiais cimentícios entre as partículas de solo. O termo “modificáveis” aplica-se aos solos cujas melhorias na resis-

tência são pouco significativas, mas com importantes alterações nas propriedades físicas como a plasticidade, alteração de volume, textura e trabalhabilidade.

Os efeitos imediatos da adição de cal, cujo conjunto é neste estudo denominado por “melhoramento”, devem-se quase exclusivamente ao mecanismo de troca de cátions, em que o cátion  $\text{Ca}^{++}$  vai substituir os cátions de menor valência e (ou) dimensão existentes no sistema água-solo. Este mecanismo origina a floculação das partículas, responsável pela diminuição da plasticidade e por ligeiros ganhos de resistência. Praticamente todos os solos finos, independentemente do nível de reactividade entre o solo e a cal, apresentam melhorias mais ou menos consistentes das suas características. Com o aumento do período de cura, e no caso de ainda estar disponível parte da cal adicionada, verifica-se o desenvolvimento das reacções pozolânicas, responsáveis pelas ligações mais fortes entre as partículas de solo. O conjunto de alterações proporcionadas por estas reacções pozolânicas é denominado, neste estudo, por “estabilização”.

Os solos residuais graníticos do tipo “saprólito” constituem o tipo de solo residual granítico mais interessante no que respeita à estabilização com cal, devido aos teores de sílica e alumina ainda presentes, e podem ser encontrados em várias áreas da zona norte do país. Possuem uma fracção argilosa que, embora possa atingir quantidades significativas, é constituída maioritariamente por caulinite, mineral cuja reacção com a cal não é tão significativa como a verificada noutros minerais argilosos. Daqui resulta que a experiência ao nível da estabilização destes solos relatada na bibliografia não seja tão extensa como no caso de outros tipos de solos argilosos. Ao mesmo tempo, a fracção argilosa presente neste tipo de solo dificulta a sua estabilização com cimento. Assim, em última análise, a cal constitui o mais eficaz aditivo químico para a estabilização de solos residuais graníticos.

## 2 – ENSAIOS E MATERIAIS UTILIZADOS

Os solos reagem de formas diferentes à estabilização química. Os ensaios em laboratório indicam o grau de alteração conseguido, em função do tipo de solo e do tipo e quantidade de aditivo, sendo sempre necessário ter em conta que os efeitos obtidos *in situ* podem ser consideravelmente diferentes daqueles obtidos em laboratório. O problema com qualquer ensaio, laboratorial ou de campo, é a determinação dos efeitos que as condições reais têm sobre o comportamento a longo prazo. Assim, a questão da verosimilhança em ensaios laboratoriais permanece um desafio.

A ferramenta mais eficiente será provavelmente o ensaio triaxial simples. Este ensaio é uma solução de compromisso visto que a rotação das tensões principais não é possível, mas fornece um meio para determinar, de forma muito aproximada, a rigidez e resistência do material sob uma larga gama de tensões aplicadas. Contudo, o ensaio de compressão simples fornece toda a informação necessária ao projecto de uma mistura solo-cal, visto que a resistência à flexão, à compressão e à tracção podem ser deduzidas, com confiança, a partir deste ensaio (Little, 1995). Além disso, e segundo Mendonça *et al* (2000), a influência da tensão de confinamento nos resultados dos ensaios triaxiais é progressivamente reduzida com o desenvolvimento das reacções pozolânicas nas misturas. Assim, optou-se por determinar a resistência das misturas através de ensaios triaxiais apenas no caso das misturas com reduzidas quantidades de cal, tendo sido utilizado o ensaio de compressão simples no caso das misturas com maiores teores em cal. Em ambos os casos os resultados indicados foram sempre obtidos a partir da média de 3 ensaios por cada caso.

Segundo as recomendações francesas SETRA-LCPC (1972), os ensaios de laboratório devem focar os seguintes aspectos:

- identificação e caracterização dos solos;
- identificação e caracterização da cal;
- estudo da mistura estabilizada.

O Comité Técnico n.º 12 da AIPCR (1990) recomenda que a formulação varie consoante a utilização pretendida para a mistura solo-cal, o que permite classificar as principais finalidades das misturas da seguinte forma:

- melhoramento com vista à utilização em aterros;
- estabilização para utilização como camada de coroamento de aterros ou como fundação de pavimentos.

No primeiro caso o objectivo do estudo de formulação visa determinar o valor mínimo do teor em cal a adicionar ao solo para que este possa ser compactado ou sobre ele se possa circular. Assim, o estudo laboratorial deve consistir sobretudo na determinação dos limites de consistência e dos parâmetros de compactação.

Quando o objectivo é a estabilização a longo prazo dos solos, o estudo laboratorial a levar a cabo deve ser mais aprofundado, visando determinar a evolução das características de resistência em função do teor em cal e do período de cura. Serão então necessários, para além daqueles já referidos, os ensaios de resistência mecânica que melhor simulam as condições reais a que os solos serão submetidos.

Os dois solos utilizados neste trabalho foram fabricados em laboratório, através da mistura de 65% de caulino e 35% de areia (solo S1C0) e de 35% de caulino e 65% de areia (solo S2C0). Este procedimento garante a homogeneidade das características dos vários provetes ensaiados, o que implica que as diferenças nos resultados obtidos resultam apenas da variação controlada dos parâmetros cuja influência na estabilização se procurou estudar, como a quantidade de cal, o período de cura, o uso de aditivos, etc. Na preparação das amostras foi efectuada a mistura do solo e água 24 horas antes da adição de cal, de modo a permitir a homogeneização do teor em água. A cal adicionada foi convenientemente homogeneizada na mistura, tendo esta sido armazenada, durante o período de cura pretendido, em câmara húmida.

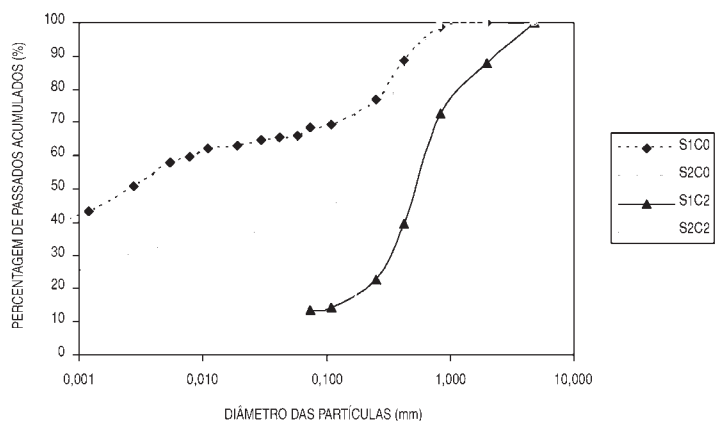
Foi utilizada uma cal hidratada, em pó. As suas características químicas, obedecem aos critérios da norma francesa NF P 98-101 (1991). Para determinar a influência do teor em cal na resistência das misturas, foram preparados provetes com 2, 6 e 10% de cal. Para avaliar o melhoramento resultante da utilização do cloreto de sódio (NaCl), foram também preparadas misturas com 6% de cal e 0,12% de NaCl. Este aditivo possuía um grau de pureza de 99%, superior ao valor mínimo de 95% exigido pela especificação ASTM D632 (1966).

Em relação à classificação unificada, proposta pela norma ASTM D2487 (1985), o solo S1 é classificado como “CL - Argila Magra Arenosa” e o solo S2 como “SC - Areia Argilosa”. Estes resultados estão assim de acordo com o que é normalmente obtido para os solos residuais graníticos. Quanto à classificação rodoviária AASHTO M145-42 (1986), verifica-se que o solo S1 pertence ao grupo A-6 (9). O solo S2, com maior percentagem de areia, pertence ao grupo A-2-6 (1).

No que respeita à mineralogia dos solos em análise verificou-se, através do método de difracção de raios X, a presença de minerais argilosos do grupo da caulinite. Em ambos os solos é também bem visível a presença de quartzo. As análises químicas revelaram que os constituintes do solo se encontram em percentagens semelhantes às que normalmente se verificam numa rocha granítica. A alumina e sobretudo a sílica, importantes para o desenvolvimento do gel cimentício responsável pelos ganhos de resistência, encontram-se em elevadas quantidades nos dois solos ( $\text{SiO}_2$ : 54,6 e 69,4%;  $\text{Al}_2\text{O}_3$ : 28,7 e 20,1%). Em relação à capacidade de troca iónica, verifica-se que esta é consideravelmente reduzida (1,53 e 1,90 me/100g, respectivamente nos solos 1 e 2), o que pode ser justificado pelo facto dos constituintes mineralógicos destes solos possuírem uma reduzida capacidade de troca catiónica.

### **3 – MELHORAMENTO DOS SOLOS ESTUDADOS - ANÁLISE DOS RESULTADOS**

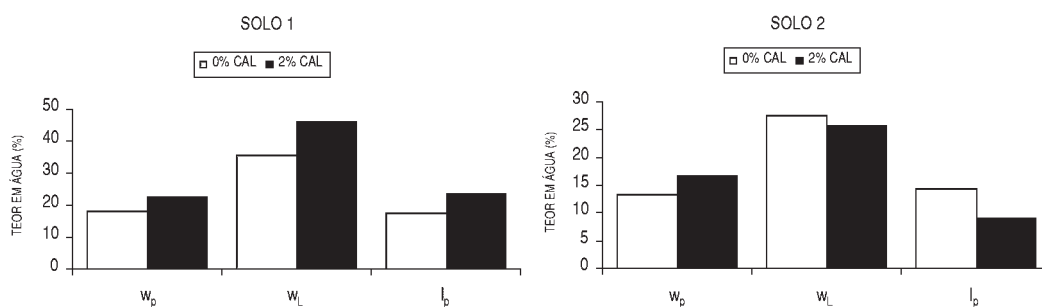
Pode deduzir-se, através da comparação das curvas granulométricas (Figura 2), que a adição de cal alterou significativamente a dimensão original das partículas. De facto, as partículas finas



**Fig. 2** – Curvas granulométricas das misturas S1C2 e S2C2 e dos solos naturais S1 e S2.

dos solos aglutinaram-se, formando flocos de dimensões superiores. Esta reacção é visível através das alterações que ocorreram na forma das curvas granulométricas. A percentagem de partículas inferiores a 0,074 mm passou de 68 e 41% para 13 e 5%, nos solos S1 e S2, respectivamente.

No que respeita à plasticidade (Figura 3), verifica-se que no solo S2 o índice de plasticidade ( $I_p$ ) diminuiu, o que está de acordo com os resultados indicados na literatura. Porém, o  $I_p$  do solo S1 aumentou, devido a um aumento significativo do limite de liquidez ( $w_L$ ), que não foi acompanhado pelo aumento do limite de plasticidade ( $w_p$ ). Existem na literatura vários relatos do aumento do  $w_L$ , mas estes são normalmente acompanhados de relatos de aumento ainda maior do  $w_p$ , o que conduz à redução do  $I_p$ . Boardman (1999) sugere que os aumentos pouco significativos, ou mesmo a redução do limite de plasticidade, pode ficar a dever-se à elevada proporção de pontos cuja carga eléctrica é dependente do valor do pH em relação aos pontos cuja carga eléctrica se mantém constante, situação frequente em alguns minerais. De qualquer forma, este resultado necessita de ser confirmado por outros estudos, por forma a verificar se este comportamento é típico dos solos classificados como CL.



**Fig. 3** – Evolução dos limites de consistência dos solos S1 e S2.

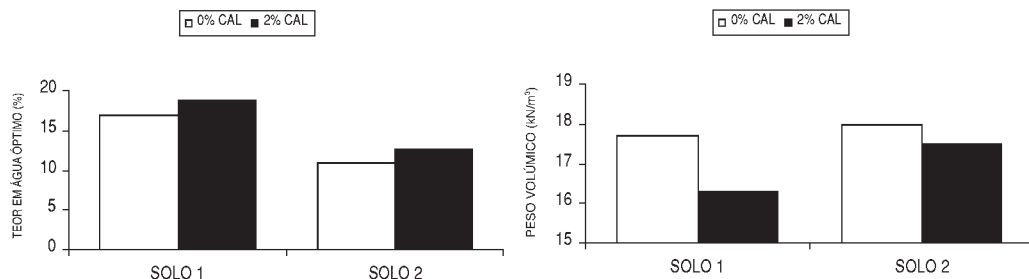
Quanto à classificação registaram-se também algumas alterações. Devido ao fenómeno de floculação das partículas após a mistura com cal, verificou-se a tendência para uma aproximação aos solos arenosos. Assim, e de acordo com a classificação unificada, o solo S1 passou de “CL - argila magra arenosa” para “SW - Areia Bem Graduada” (Tabela 1). Quanto ao solo S2, passou de “SC - areia argilosa” a “SP - Areia Mal Graduada”.

**Tabela 1** – Alterações à classificação dos solos originais.

CLASSIFICAÇÃO	SOLO		MISTURA	
	S1C0	S2C0	S1C2	S2C2
UNIFICADA (ASTM-D2487/85)	CL - ARGILA MAGRA ARENOSA	SC - AREIA ARGILOSA	SW - AREIA BEM GRADUADA	SP - AREIA MAL GRADUADA
RODOVIÁRIA (E240-1970)	A - 6 (9)	A - 2 - 6 (1)	A - 2 - 7 (0)	A - 2 - 4 (0)

Quanto à classificação rodoviária, verifica-se que o solo S1, inicialmente pertencente ao grupo A – 6 (9), pertence agora ao grupo A – 2 – 7 (0). O solo S2, que no estado natural foi classificado como pertencente ao grupo A – 2 – 6 (1), pertence agora ao grupo A – 2 – 4 (0). Notar que em ambos os casos houve uma melhoria da qualidade do material no que respeita ao seu comportamento quando utilizado em pavimentos rodoviários.

Em relação aos teores em água óptimos de compactação, verifica-se uma subida do teor óptimo (Figura 4) em 1,8% e 1,7% para os solos S1 e S2. Já os valores da baridade seca máxima mantêm-se praticamente constantes. Em relação à compressibilidade, e de acordo com vários autores, a adição de cal altera o comportamento do solo de tal forma que, após o carregamento, muito do assentamento ocorre imediatamente. Este comportamento, comum a vários tipos de solo, deve-se ao facto de o solo se tornar mais granular, possibilitando assim uma mais rápida dissipação das pressões neutras.

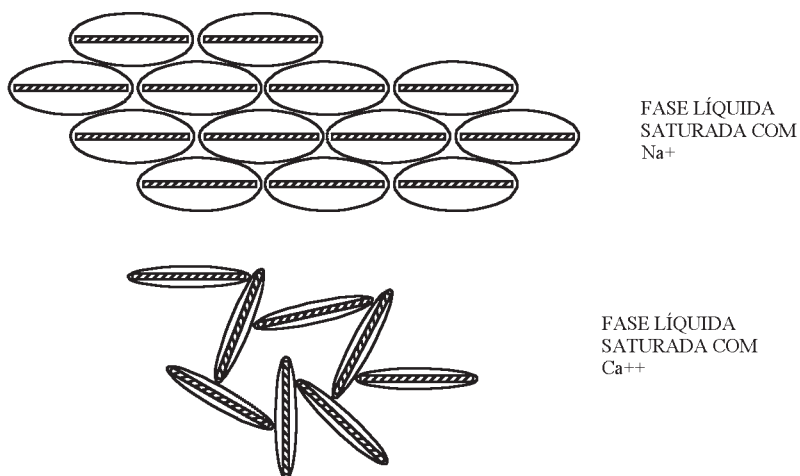


**Fig. 4** – Evolução do teor em água óptimo e do peso específico seco na compactação pesada.

No que respeita aos ganhos de resistência imediatos, deve ser notado que as primeiras reacções, de troca iónica e floculação, ocorrem tão rapidamente quanto são intimamente misturados o solo e a cal. Assim, e de acordo com a Figura 5, verifica-se que antes da adição da cal a estrutura ordenada das plaquetas de argila, rodeadas pelas consecutivas películas de água adsorvida, proporciona uma reduzida resistência ao corte. Pelo contrário, numa estrutura floculada, o somatório dos vários contactos do tipo borda-face resulta num aumento da referida resistência.

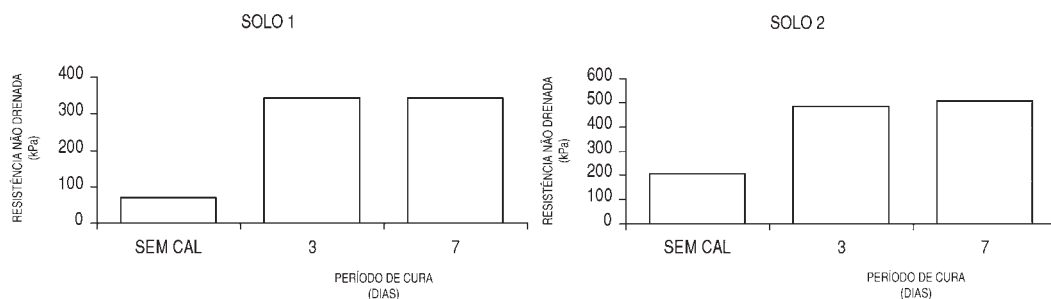
A resistência das misturas com 2% de cal foi determinada através de ensaios triaxiais não consolidados, não drenados, com tensões de confinamento de 50, 100 e 200 kPa, efectuados sobre provetes moldados no teor em água óptimo. O aumento da resistência não drenada ( $C_u$ ) registado aos 3 dias de cura (Figura 6) deve-se em parte à floculação das partículas mas também, e sobretudo, ao desenvolvimento de reacções pozolánicas entre a argila e a cal. Verifica-se contudo que este





**Fig. 5** – Efeito do cálcio na estrutura das partículas de argila.

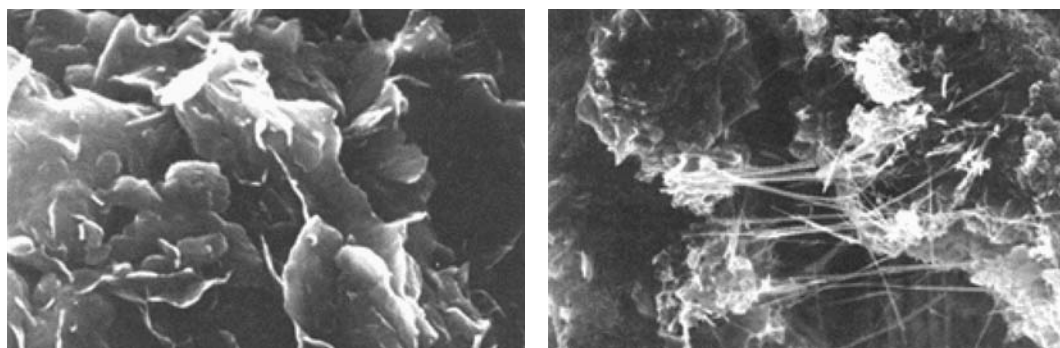
aumento não tem continuidade do terceiro ao sétimo dia, o que é explicado pelo facto de a cal se ter esgotado, visto que grande parte foi utilizada nas reacções de permuta catiónica que conduzem à floculação. No entanto, a pouca cal ainda disponível para as reacções pozolânicas produziu aumentos significativos de 395 e 140% na resistência não drenada dos solos S1 e S2, relativamente aos valores obtidos antes da mistura.



**Fig. 6** – Evolução da resistência não drenada a partir do valor inicial (sem adição de cal).

#### 4 – ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS ESTUDADOS – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Quando a cal é adicionada a um solo, ocorrem basicamente três processos consecutivos: troca de catiões entre a micela (zona em torno de uma partícula de argila em que os iões se encontram afectos à referida partícula) e a zona intermicelar; floculação da argila devido ao aumento da carga eléctrica provocado pela troca catiónica; e desenvolvimento de reacções pozolânicas responsáveis pelo aparecimento dos produtos cimentícios (Figura 7). Um outro processo vai ainda ocorrendo ao longo das fases anteriormente descritas: trata-se da carbonatação. A carbonatação consiste na reacção do cálcio com o dióxido de carbono, do que resulta carbonato de cálcio. Trata-se pois da



**Fig. 7** – Desenvolvimento de ligações pozolânicas.

reação inversa à verificada na formação da cal, sendo que qualquer carbonatação que ocorra antes da reação com o solo reduz a quantidade de cal disponível.

Serão agora estudadas as alterações aos solos originais provocadas durante a fase de desenvolvimento dos materiais cimentícios, e cujo conjunto é denominado por “estabilização”. Este processo pode ser resumido desta forma: a adição de cal produz um aumento do pH relativamente ao solo original, que por sua vez facilita a dissolução da sílica e alumina presentes nos minerais argilosos e a sua consequente combinação com o cálcio, formando silicato hidratado de cálcio e aluminato hidratado de cálcio, que vão cimentar as partículas. Conforme foi já referido, as referidas reações ocorrem enquanto:

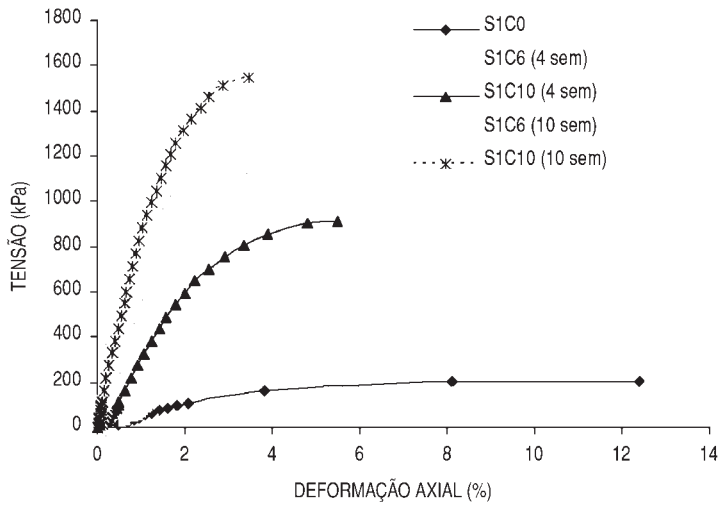
- a sílica e a alumina das partículas de solo estiverem disponíveis.
- o cálcio fornecido pela cal for suficiente.
- estiver disponível a quantidade de água necessária.

#### **4.1 – Deformação axial das misturas solo-cal**

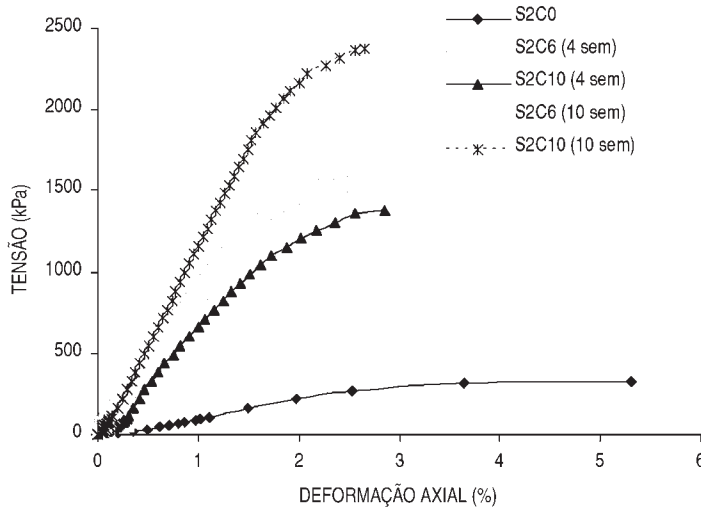
À medida que a mistura vai curando a resistência aumenta, sendo a deformação na rotura cada vez mais reduzida. A vantagem da estabilização de um solo com cal pode, em muitos casos, ser determinada e quantificada através do módulo de deformabilidade.

Segundo Little (1995), um solo normalmente consolidado comporta-se, após a adição de cal, como um solo sobreconsolidado, ou seja, sofrendo apenas pequenas variações de volume para tensões inferiores à tensão de pré-consolidação. Além disso, e de acordo com o mesmo autor, o próprio valor da tensão de pré-consolidação aumenta com a cal, verificando-se ainda um aumento do coeficiente de consolidação e uma diminuição do índice de compressibilidade. Já no que respeita ao coeficiente de Poisson, e de acordo com Neves (1993), a adição de cal provoca geralmente uma diminuição do seu valor.

No caso das misturas sem cal (C0) a rotura é típica de um material dúctil, ou seja, apresentando um valor de pico pouco pronunciado. Já nas misturas com 6 e 10% de cal (C6 e C10) pode observar-se que a ductilidade é inversamente proporcional ao tempo de cura e ao teor em cal, como se pode concluir através da comparação das curvas tensão-deformação após 4 e 10 semanas de cura (Figuras 8 e 9).



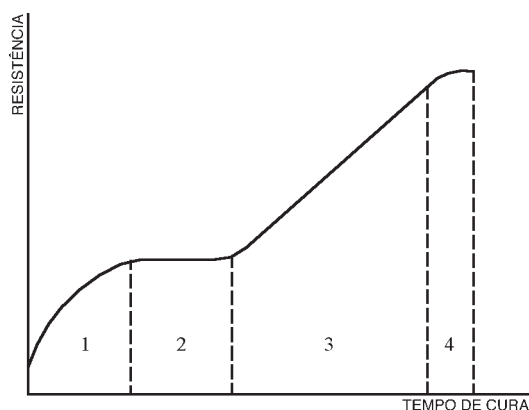
**Fig. 8** – Evolução da relação tensão-deformação no solo S1 obtida em ensaios à compressão simples.



**Fig. 9** – Evolução da relação tensão-deformação no solo S2 obtida em ensaios à compressão simples.

#### 4.2 – Evolução da resistência com o tempo de cura

A resistência da mistura depende de factores como a mineralogia, tipo e quantidade de cal adicionada, tempo e temperatura de cura, teor em água e grau de compactação inicial. As reacções iniciais que conduzem à floculação das partículas permitem, através da compactação, aumentar o peso volúmico da mistura o que, por sua vez, implica uma maior resistência inicial. Contudo, deve ser notado que as referidas reacções podem reduzir o valor da coesão enquanto aumentam o ângulo de atrito interno embora, com o prolongar do período de cura e o conseqüente desenvolvimento dos materiais pozolânicos, se verifique novamente uma subida do parâmetro coesão. No que respeita à duração de cada uma das fases a seguir descritas, verifica-se que esta é também dependente da quantidade de cal adicionada, conforme se constata ao comparar a evolução da resistência após a mistura com 2% de cal (Figura 6) e com 6 e 10% (Figura 11). O modelo proposto de evolução da resistência de uma mistura solo-cal está representado na Figura 10 (Cristelo e Jalali, 2002).



**Fig. 10** – Evolução da resistência à compressão simples de uma mistura solo-cal.

Na fase 1 regista-se um aumento da resistência devido à já analisada troca iónica e consequente floculação dos constituintes do solo. A fracção argilosa assume assim o comportamento típico de um solo mais granular. Este processo, embora seja também responsável por um acréscimo da resistência devido ao aumento do ângulo de atrito, não está directamente relacionado com os ganhos mais significativos a longo prazo.

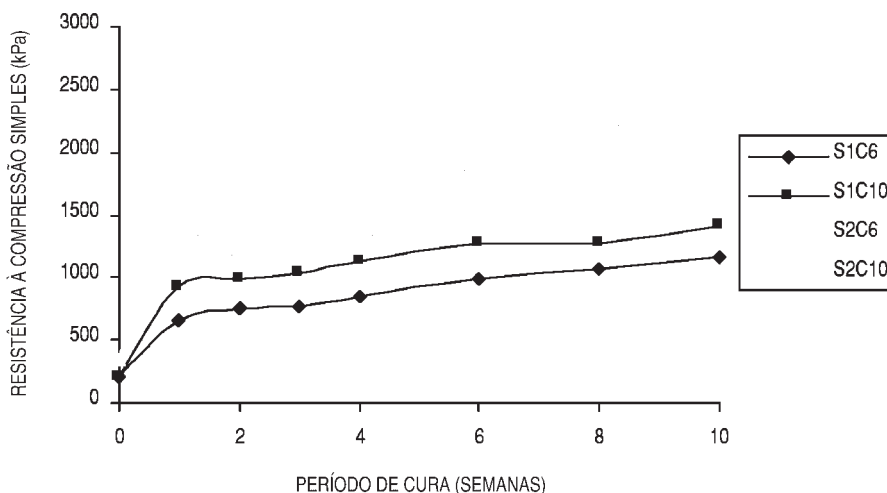
O intervalo 2 é designado por período de indução. É nesta fase que se inicia a formação dos núcleos de silicato de cálcio hidratado nos pontos de contacto entre as partículas de argila. Estes núcleos, uma vez instalados, iniciam o processo de dissolução dos constituintes minerais da argila. Nesta fase, cuja duração é variável de acordo com o tipo de solo e a quantidade de cal adicionada, o aumento da resistência é praticamente nulo. Isto porque enquanto a quantidade de núcleos já estabelecidos não for significativa, as ligações entretanto desenvolvidas não são suficientes para tornar perceptível um aumento de resistência.

A fase 3 corresponde ao aumento de volume dos núcleos, quer através da referida dissolução da sílica e alumina presente nos minerais argilosos, quer através da aglomeração, a partir da cal que ainda se encontra livre na mistura, de mais partículas de cálcio. É este processo que conduz à formação dos materiais cimentícios responsáveis pelos ganhos de resistência e durabilidade mais importantes.

O aumento de resistência cessa (fase 4) quando o volume dos núcleos já é tal que não permite a sua expansão, ou quando a cal disponível já não é suficiente para que mais cálcio continue a ser adicionado aos núcleos. A partir do momento em que os núcleos entram em contacto, acaba o seu crescimento.

Relativamente à resistência das misturas S1C6 (6% de cal) e S1C10 (10% de cal), moldadas no teor em água óptimo, verifica-se uma primeira fase de rápido crescimento (Figura 11), em que a mistura S1C10 atinge uma resistência (930 kPa) 40% superior à da mistura S1C6 (665 kPa). Esta diferença resulta do facto de a maior quantidade de cal disponível na mistura S1C10 permitir o estabelecimento de um número superior de núcleos de material cimentício nos pontos de contacto entre partículas. Verifica-se em seguida um período de alguma estabilidade, correspondente ao referido “período de indução”.

Quando a dissolução da sílica e alumina das partículas argilosas é já significativa, reinicia-se o aumento de resistência, que atinge os 460 e 580% relativamente à resistência inicial do solo 1 (1159 e 1412 kPa). Verifica-se assim uma diferença de 22% entre a resistência das duas misturas, após 10 semanas de cura. A evolução da resistência das duas misturas é muito semelhante, sendo



**Fig. 11** – Evolução da resistência à compressão simples das misturas com 6 e 10% de cal.

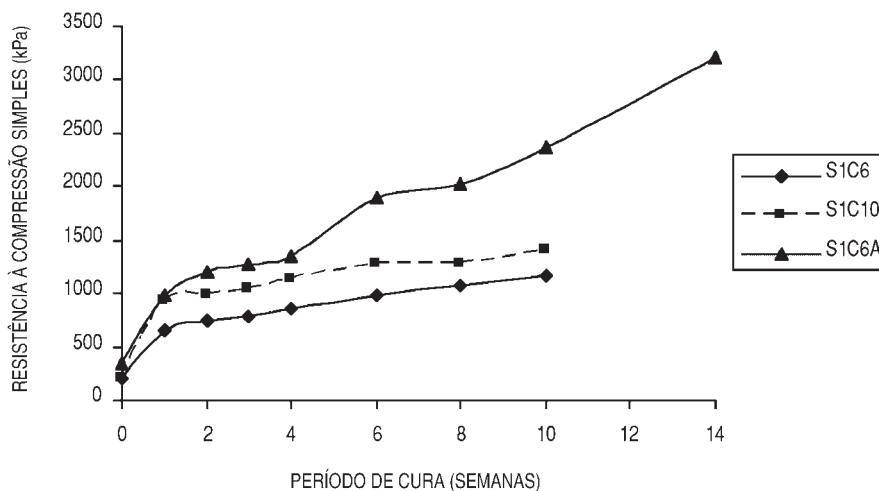
porém provável que, com o aumento do tempo de cura, se venha a verificar que o abrandamento dos ganhos de resistência se inicie mais cedo na mistura S1C6.

No que respeita às misturas com o solo 2 (S2C6 e S2C10) registou-se, após 10 semanas de cura, um aumento de 345 e 615% relativamente à resistência inicial. Assim, a resistência de 353 kPa do solo original foi aumentada para 1575 kPa (solo S2C6) e 2530 kPa (solo S2C10). A diferença de 60% na resistência das duas misturas foi obtida com apenas mais 4% de cal (Figura 11) e é substancialmente superior à verificada para as misturas do solo S1 (22%). Tal resulta do facto do solo S2 possuir uma maior densidade de material granular, exigindo assim menos material cimentício para interligar as suas partículas. Ou seja, se as partículas a aglutinar se encontram mais próximas, requerem menos gel cimentício.

### 4.3 – Evolução da resistência com a inclusão de cloreto de sódio

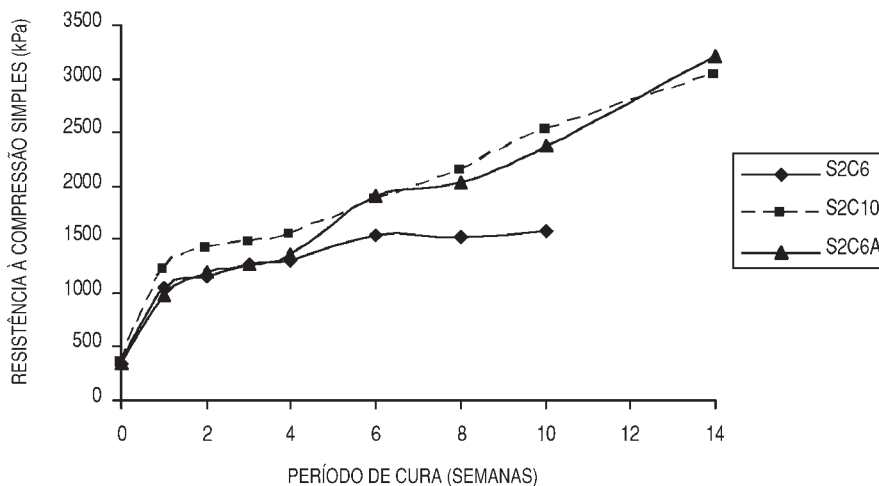
Segundo Bergado *et al* (1994), a adição de sal (NaCl) à mistura solo-cal pode funcionar como um catalisador, enquanto os iões  $Cl^-$ ,  $Na^+$ ,  $Mg^{+2}$  aceleram a reacção pozolânica. Assim, com o intuito de conhecer a influência deste aditivo na estabilização de solos residuais graníticos, ensaiaram-se misturas de solo, cal e cloreto de sódio, designadas por S1C6A e S2C6A. Os resultados da evolução da resistência à compressão simples estão indicados na Figura 12. De referir as eventuais dificuldades relacionadas com a utilização deste tipo de aditivos, nomeadamente no que respeita à corrosão dos equipamentos metálicos usados na fase de execução das misturas. O carácter altamente cáustico da solução ( $H_2O + NaCl$ ) pode assim obrigar à substituição destes elementos por outros não metálicos.

É perceptível que a diferença inicialmente registada entre a resistência à compressão simples das misturas S1C6A e S1C10 foi progressivamente anulada com o tempo de cura, sendo que após 8 semanas a resistência da mistura S1C6A é já significativamente superior (23%) à da mistura S1C10. A diferença entre os valores da resistência das misturas S1C6 e S1C6A é também elucidativa das vantagens deste aditivo, visto que a taxa de crescimento da mistura S1C6A é muito superior à da mistura S1C6. Após 10 semanas, a resistência S1C6A é 42% superior à resistência S1C6.



**Fig. 12** – Evolução da resistência à compressão simples das misturas S1C6, S1C10 e S1C6A.

No caso do solo S2 (Figura 13), e ao contrário do que se verifica no solo S1, é notória a semelhança nos valores respeitantes às misturas S2C6A e S2C10. Isto significa que, no que diz respeito à resistência à compressão simples, adicionar 10% de cal ao solo S2 é equivalente a adicionar 6% de cal e 0,12% de cloreto de sódio. No que diz respeito à diferença entre a resistência dos provetes S2C6 e S2C6A, verifica-se que também neste caso, e à semelhança do solo S1, a taxa de crescimento da mistura com NaCl é superior à registada na mistura S2C6, atingindo os 51% ao fim de 10 semanas.



**Fig. 13** – Evolução da resistência das misturas S2C6, S2C10 e S2C6A.

#### 4.4 – Análise da durabilidade das misturas

Tendo em vista o estudo do efeito da água na durabilidade (outro importante aspecto relacionado com a durabilidade tem a ver com os ciclos de gelo-degelo, que neste trabalho não foi considerado), foram efectuados ensaios à compressão simples em amostras próximas da saturação (segundo Little, 1995, o grau de saturação máximo possível de obter nas misturas solo-cal ronda os 90 a 95%). É de notar que a própria imersão dos solos originais resultou em provetes sem qualquer

rigidez, o que traduz uma total susceptibilidade à água por parte destes solos, antes da adição de cal. As amostras submetidas a um período de imersão em água prévio de 48 horas foram denominadas por S1C6H e S1C10H, para o solo 1, e por S2C6H e S2C10H no caso do solo 2.

Relativamente ao solo S1, e analisando os resultados obtidos nos referidos ensaios (Figura 14), constata-se que a perda relativamente aos valores obtidos para as misturas não saturadas é tanto menor, em termos percentuais, quanto maior o período de cura da amostra saturada.

No que respeita ao solo 2 (Figura 15), verifica-se que a evolução da resistência da mistura S2C10, saturada e não saturada, é semelhante. Visto que a perda inicial verificada nas amostras saturadas relativamente às amostras não saturadas não aumenta com o tempo, pode concluir-se que a diferença inicial se deve apenas à eliminação do potencial de sucção dos interstícios do solo. Esta perda ocorre porque o material cimentício desenvolvido durante o período de 6 semanas ainda não é suficiente para impedir a entrada de água nos vazios, sendo previsível que, caso o contacto da mistura com a água ocorra após um período de cura significativamente longo, a perda de resistência seja desprezável.

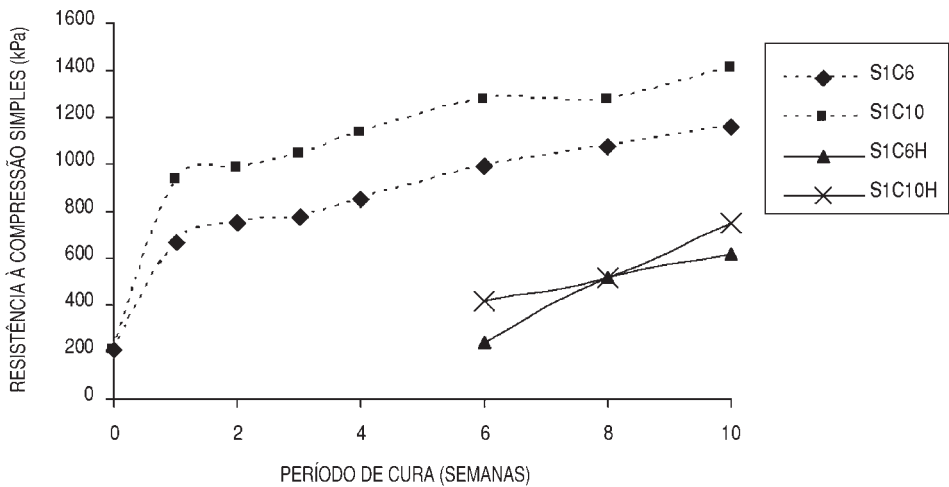


Fig. 14 – Resistência das misturas saturadas e não saturadas do solo S1.

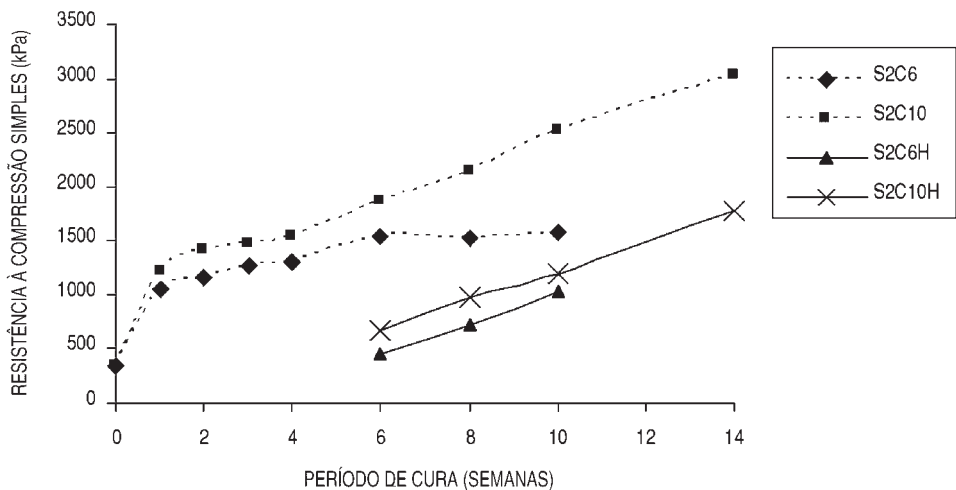
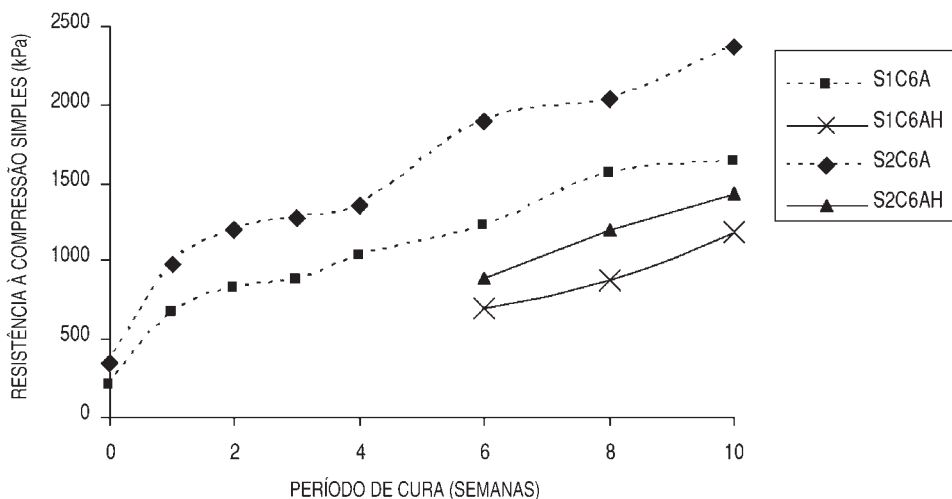


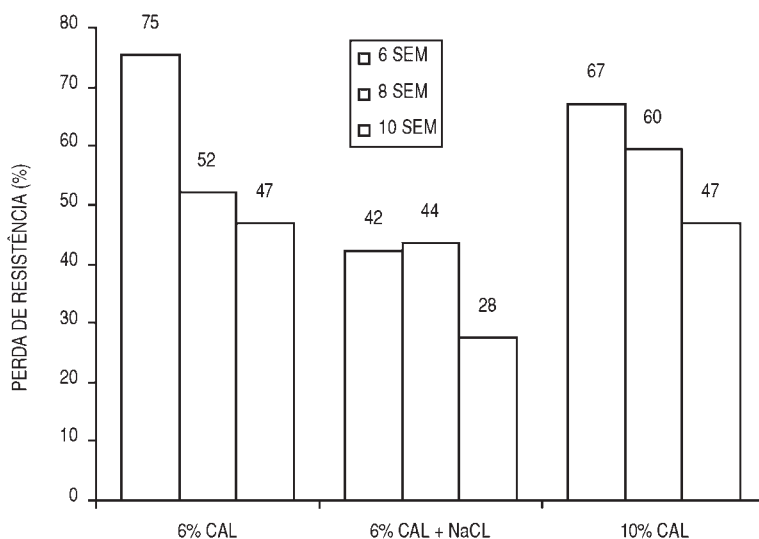
Fig. 15 – Resistência das misturas saturadas e não saturadas do solo S2.



**Fig. 16** – Resistência das misturas saturadas (S1C6AH e S2C6AH) e não saturadas (S1C6A e S2C6A).

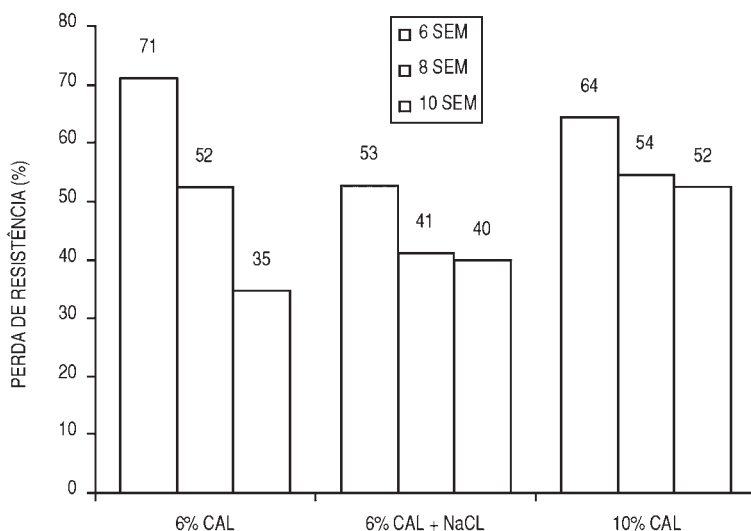
Foram ainda ensaiadas misturas com NaCl saturadas, designadas por S1C6AH e S2C6AH, tendo-se novamente constatado, à semelhança do que tinha ocorrido nas misturas sem cloreto de sódio, que a diferença entre a resistência da mistura preparada no seu teor óptimo e a resistência da mistura saturada mantém-se praticamente constante (Figura 16), após a perda inicial devido à eliminação da sucção.

As Figuras 17 e 18 permitem perceber a forma como evoluíram as perdas de resistência devido à saturação das misturas, ao indicarem a razão entre a diferença das resistências saturadas e não saturadas e a resistência não saturada. Verifica-se que as perdas tendem a diminuir com o período de cura. De destacar a reduzida diminuição da resistência da mistura S1C6A, quando comparada com a diminuição registada nas restantes misturas.



**Fig. 17** – Perda de resistência por saturação em percentagem da resistência não saturada (solo S1).





**Fig. 18** – Perda de resistência por saturação em percentagem da resistência não saturada (solo S2).

Esta redução progressiva das perdas relativamente à resistência obtida com os provetes não saturados, era já esperada, visto que a redução do potencial de sucção é, em princípio, idêntica para os períodos de cura de 6, 8 e 10 semanas, enquanto que a referida resistência dos provetes não saturados vai aumentando com o tempo. As perdas registadas em ambos os solos, e para os diferentes teores em cal, são superiores aos valores indicados em Little (1995) em solos do Estado do Illinois, que registou relações entre 0,7 e 0,85 entre as resistências à compressão simples saturadas e não saturadas.

## 5 – CONCLUSÕES

Os principais efeitos da cal sobre os solos foram divididos em dois grupos: **melhoramento e estabilização**. Esta classificação faz sentido visto que, no primeiro caso, se incluem os efeitos sobre a trabalhabilidade e sensibilidade do solo à água (plasticidade, granulometria, compactação), obtidos com recurso à inclusão de pequenas percentagens de cal (1 a 3%), enquanto que o segundo termo engloba os efeitos sobre as características mais relevantes a longo prazo (resistência mecânica, durabilidade, permeabilidade), e que só são atingidos com a adição de teores em cal mais elevados (5 a 10%).

No que respeita ao **melhoramento**, as alterações registadas para um teor em cal de 2%, indicam uma diminuição da plasticidade, um melhoramento das características de compactação, a alteração da granulometria através da diminuição da percentagem de finos e o aumento imediato da resistência mesmo sem a formação de material cimentício em quantidades significativas.

Relativamente ao processo de **estabilização**, verificou-se que a resistência à compressão simples das misturas aumentou com o período de cura e com o teor em cal da mistura. O solo S2, com uma matriz arenosa mais densa, atingiu valores de resistência máxima mais elevados do que aqueles atingidos pelo solo S1. Ou seja, uma estrutura granular mais compacta necessita de menos material cimentício para intensificar as ligações entre partículas. Também o parâmetro durabilidade foi significativamente melhorado, visto que a diferença entre a resistência das misturas saturadas e não saturadas manteve-se aproximadamente constante no tempo, o que permite concluir que as perdas se ficaram a dever à eliminação do potencial de sucção.

De destacar ainda as vantagens da adição de cloreto de sódio, que conduziu não só a aumentos significativos na resistência, mas também à diminuição da susceptibilidade à água, ao acelerar o desenvolvimento do material cimentício. É mais rentável a inclusão de pequenas quantidades deste aditivo do que o aumento do teor em cal.

De acordo com os resultados obtidos, a estabilização através da adição de cal de solos em que o mineral argiloso predominante é a caulinite constitui uma alternativa exequível e vantajosa em muitas situações. Sendo assim, a possibilidade de estabilizar este tipo de solos pode e deve ser encarada com maior frequência, resultando em projectos com melhor desempenho em termos de capacidade de carga e durabilidade, e com menores custos ambientais devido à preservação dos recursos naturais não renováveis.

## **6 – AGRADECIMENTOS**

Os autores agradecem ao Laboratório de Materiais e Solos da Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro e ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade do Minho.

## **7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- AASHTO M145-82. Specifications for Highway Materials. American Association of State Highway and Transportation Officials, 1986.
- AIPCR (1990). Le Traitement en Place des Sols a la Chaux et aux Liants Hydrauliques et Pouzzolaniques. Comité Technique n° 12.
- ASTM D2487-85. Standard Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). ASTM International, 1985.
- ASTM D632-66. Standard Specification for Sodium Chloride. Standards, Part 10. ASTM International, 1966.
- Barker J.E. (2002). Fundamental Studies of Lime Migration. PHD Thesis. University of Birmingham.
- Bergado, D.; Chai, J.; Alfaro, M., Balasubramaniam, A. (1994). Improvement Techniques of Soft Ground in Subsiding and Lowland Environment. A.A Balkema Publishers, BrookField.
- Boardman, D. (1999). Lime Stabilisation: Clay-Metal-Lime Interactions. PHD Thesis. Loughborough University.
- Cristelo, N. (2001). Estabilização de Solos Residuais Graníticos Através da Adição de Cal. Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho. Guimarães.
- Cristelo, N.; Jalali, S. (2002). Avaliação do Melhoramento e Estabilização de Solos Graníticos com Cal e um Activador Químico. VIII Congresso Nacional de Geotecnia. LNEC. Lisboa.
- Little, D.N. (1995). Handbook for stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. National Lime Association, Kendall/Hunt Publishing Company.
- Mendonça, A.; Lima, D.; Bueno, B.; Fontes, M. (2000). Resultados de Ensaio Triaxiais de Misturas Solo-Cal. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Vol I, 523-530. Porto.
- Neves, J.M.C. (1993). Estabilização de Solos com Cal – Estudo e Aplicações Rodoviárias. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.
- NF P 98-101 (1991). Assises de Chaussées – Chaux Aérienne Calcique pour Sols et Routes – Spécifications. Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes.
- Ozkan, S.; Gale, R.; Seals, R. (1998). Chemical Stabilization of Kaolinite by Electrochemical Injection. Soil Improvement for Big Digs, Geotechnical Special Publication Number 81. ASCE.
- SETRA-LCPC (1972). Recommendation pour le Traitement en Place des Sols Fins à la Chaux. Paris.

# O COLAPSO DE UM SOLO ARENOSO INUNDADO COM ESGOTO DOMÉSTICO

## The Collapse of a Sandy Soil Saturated with Washwater

Roger Augusto Rodrigues\*

José Augusto de Lollo\*\*

**RESUMO** – Analisa-se o comportamento colapsível de um solo arenoso inundado com esgoto doméstico. O contato do solo com água contendo substâncias dissolvidas pode se dar por meio de vazamentos de produtos orgânicos e inorgânicos que ocorrem em reservatórios de combustíveis e tubulações de esgotos. Na região, estima-se que 35% dos danos provocados pelo colapso dos solos são decorrentes de rupturas de tubulações de esgoto, com significativos prejuízos para a população e o poder público. Apresentam-se aspectos físicos e químicos dos solos e do esgoto, analisam-se a estrutura dos solos e a magnitude do colapso sob influência do esgoto doméstico, considerando dois perfis de solos diferentes. Com base nos resultados dos ensaios obtidos em laboratório, verificou-se que a magnitude do colapso dos solos depende tanto das características químicas e físicas do solo quanto das características químicas dos fluidos de inundação.

**SYNOPSIS** – This article analyzes the collapsible behavior of a sandy soil saturated with sewage. Pipe ruptures is the most common way of soil contamination and degradation due to organic and inorganic substances. In the studied area a meaningful percentage (over 35%) of soil collapse occurrences were caused by swage pipe ruptures, resulting damages for people and local administration. In order to characterize the involved factors, chemical and physical aspects of soils and sewage being determined. The structure and collapse of soils are studied, considering two different profiles of soils occurring in the area. Obtained results show that collapse magnitude depends on the chemical and physics characteristics of soils and fluid.

### 1 – INTRODUÇÃO

A proteção do meio ambiente contra as conseqüências adversas da percolação de contaminantes em meios porosos envolve questões fundamentais relacionadas aos condicionantes do meio físico. Dos condicionantes geotécnicos, a colapsibilidade dos solos apresenta relevância na compreensão e avaliação da migração de contaminantes nos solos pela sua potencialidade de promover danos ambientais e prejuízos materiais.

O colapso dos solos pode ser definido como um recalque provocado pela infiltração de um fluido sem que haja variação de sobrecargas, que ao umedecer o solo, proporciona um desequilíbrio estrutural diminuindo a capacidade de sustentação entre suas partículas. A ação do fluido ocasiona a redução dos mecanismos de suporte, fazendo com que as partículas sólidas deslizem em direção aos vazios contidos na camada afetada.

Os solos colapsíveis possuem alguns requisitos básicos que facilitam sua identificação: uma estrutura porosa (caracterizada por um alto índice de vazios), um grau de saturação menor que o necessário para sua completa saturação e uma estrutura metaestável (Dudley, 1970).

Todavia, o comportamento colapsível de um solo não depende apenas destas condições. De acordo com Collares (1997) e Agnelli (1997), diversas pesquisas demonstram que a grandeza do colapso altera-se em função das características químicas dos fluidos de inundação.

---

\* Mestrando, Departamento de Engenharia Civil, FEIS-UNESP – email: roger@dec.feis.unesp.br

\*\* Professor Adjunto, Departamento de Engenharia Civil, FEIS-UNESP – email: lolloja@dec.feis.unesp.br

Normalmente, os estudos concentram-se na análise da água como permeante, mas diferentes fluidos, oriundos de tubulações da rede de esgoto, reservatórios de combustíveis e efluentes químicos, podem apresentar aspectos diferenciados no processo de colapso.

Na região estudada, estima-se que 35% de ocorrências relacionadas ao colapso dos solos resultam de rupturas de tubulações de esgoto, com prejuízos de ordem econômica e ambiental. Os problemas de danos em canalizações podem ser atribuídos a ataques físico-químicos de agentes externos, esforços mecânicos e recalques de tubulações após reaterro das valas.

Os recalques provocam deformações no perfil longitudinal das tubulações e, por consequência, esforços de flexão e compressão podendo levá-las à ruptura. A ocorrência de qualquer tipo de vazamento, devido a rupturas de tubulações, constitui um evento imprevisível e indesejável aliado sempre a prejuízos, principalmente em terrenos colapsíveis.

Diante deste agravante, torna-se imprescindível analisar o comportamento dos solos inundados com esgoto doméstico associando-o com parâmetros correlatos.

## 2 – ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo localiza-se na cidade de Ilha Solteira (SP) situada na Região Sudeste do Brasil entre os meridianos 51°00' e 51°30'W e os paralelos 20°15' e 20°45'S. (Figura 1).



**Fig. 1** – Localização de Ilha Solteira no Brasil.

Os materiais de origem dos solos predominantes na região são rochas sedimentares (arenitos pertencentes à Formação Santo Anastácio) e intrusivas básicas (basaltos da Formação Serra Geral) sendo que o substrato rochoso composto pelos arenitos ocupa a maior parte da área.

Do ponto de vista pedológico os solos presentes na área podem ser divididos em duas categorias. Enquanto aqueles derivados dos litotipos arenosos compreendem basicamente Podzólicos vermelho amarelos e Latossolos vermelho amarelos e vermelho escuros fase arenosa, os produtos residuais derivados das intrusivas correspondem a Latossolos vermelho escuros argilosos.

Os solos predominantes na área, comumente designados *sedimento cenozóico*, compreendem solos arenosos finos lateríticos, os quais apresentam como principais características: textura tipicamente arenosa, ausência da argilominerais ativos, estrutura porosa e valores elevados de condutividade hidráulica quando em seu estado natural.

### 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 – Amostragem dos Solos

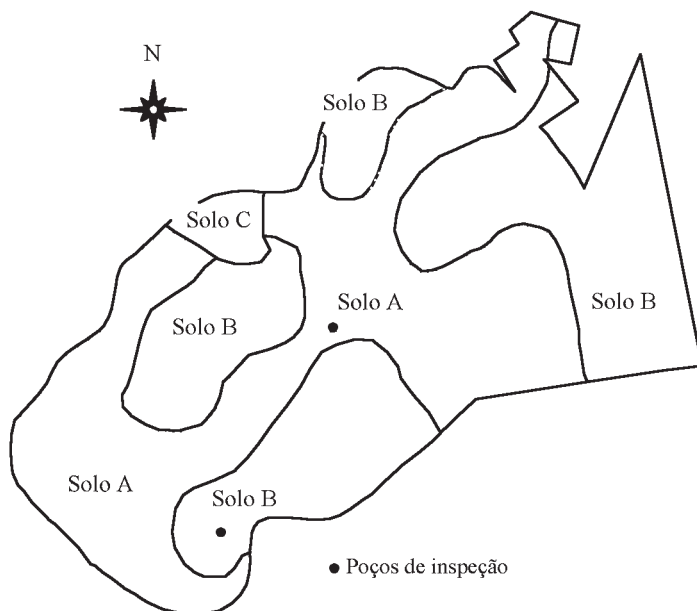
Selecionou-se dois locais para coleta de amostras deformadas e indeformadas de solos. A definição dos locais apropriados para abertura dos poços de inspeção fundamentou-se na aplicação da técnica de avaliação do terreno efetuada na região por Lollo (1998).

O método de avaliação do terreno baseia-se no reconhecimento, interpretação e análise de feições do relevo as quais, sendo reflexo dos processos naturais atuantes sobre os materiais da superfície terrestre, devem refletir as condições destes materiais.

A técnica de avaliação do terreno auxilia estudos para caracterização do meio físico e permite a adequada aplicação do mapeamento geotécnico ao planejamento territorial devido à boa adaptação ao zoneamento do meio físico (Lollo, 1996).

A escavação dos poços foi realizada com diâmetro de 1 metro e profundidade máxima de 4 metros. A escolha desta profundidade justifica-se pelo grande número de projetos de fundações adotados nesta região, que raramente ultrapassam 4 metros. Além disso, a instalação de tubulações de esgoto nesta profundidade torna-se onerosa pela necessidade de despesas significativas para trabalhos de execução e manutenção.

Os dois poços refletem as duas principais feições de relevo encontradas no município, conforme apresenta a Figura 2.



**Fig. 2** – Localização dos poços de inspeção e identificação das formas de relevo.

**Solo A:** Representa as porções inferiores das colinas com formas convexas e média frequência de canais. Os solos são arenosos finos e apresentam perfis de alteração com espessuras sempre inferiores a 10 metros. Dados de sondagens à percussão realizadas na área mostram uma camada superior com valores de NSPT inferiores a 8 golpes seguido de uma linha de seixos com espessura centimétrica e sobrepostos a solos residuais com maiores índices de compactidade ( $N_{SPT}$  entre 15 e 20 golpes).

**Solo B:** Representa a metade superior e topo de colinas com formas convexas e topos relativamente aplainados e baixa frequência de canais. Os perfis apresentam materiais arenosos fofos com espessuras comumente superiores a 20 metros. Os dados de sondagem mostram uma camada

mais superficial do perfil de solo com valores de  $N_{SPT}$  inferiores a 10 golpes com espessuras de até 14 metros sobreposta a uma linha de seixos centimétrica e a nova camada de solo arenoso fino com maiores valores de compactidade ( $N_{SPT}$  entre 10 e 15 golpes).

**Solo C:** Representa a porção inferior das encostas com formas retilíneas evoluindo para côncavas, bastante íngremes, com alta frequência de canais e intenso ravinamento. Os materiais inconsolidados são pouco espessos variando entre 2 e 5 metros. Ensaios preliminares de laboratório indicaram que tal solo não apresenta comportamento colapsível, razão pela qual o mesmo não é considerado no presente trabalho.

### 3.2 – Amostragem do Esgoto Doméstico

As amostras de esgoto foram coletadas numa estação elevatória do município. Para cada ensaio edométrico previsto, o esgoto foi retirado na entrada do sistema da estação em recipientes plásticos com capacidade para 3 litros. As amostras de esgoto coletadas serviram para a caracterização do esgoto e inundação do solo quando da realização dos ensaios de laboratório.

As águas provenientes da rede coletora de esgoto sofrem significativas modificações no decorrer do dia. Durante o período de 24 horas, os esgotos apresentam diferentes concentrações de DBO e DQO (demanda química e bioquímica de oxigênio), de sólidos, de amônia e de nitrogênio conforme são apresentadas nas Figuras 3 e 4 (os parâmetros apresentados foram determinados de acordo com a metodologia Hach por espectrofotometria).

Nesta região, o intervalo do período em que o esgoto doméstico apresenta-se mais concentrado alterna-se entre 8 e 10 horas. Estas concentrações estão diretamente relacionadas com a quantidade de despejos domésticos que são lançados pela população nestes horários.

Devido às variações mencionadas, as amostras de esgoto foram coletadas nos horários de maiores concentrações dos principais parâmetros de caracterização. Os horários selecionados de coleta para inundação do solo foram 8:00, 9:00 e 10:00 horas. Em cada um destes horários o recipiente plástico foi preenchido com a terça parte do volume total e por fim homogeneizado.

Para evitar a obstrução dos vazios dos solos, durante a realização dos ensaios edométricos, a fração particulada do esgoto (sólidos em suspensão) foi separada por processo de filtração.

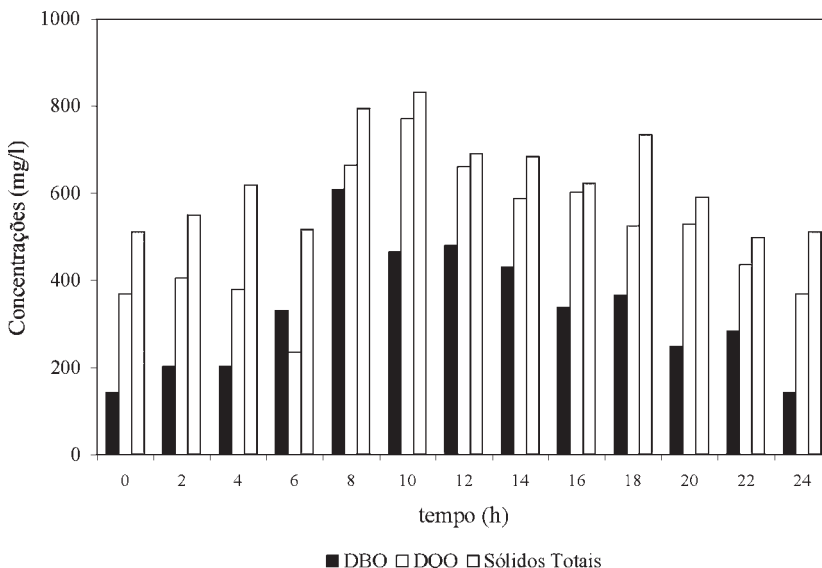


Fig. 3 – Concentrações de DBO, DQO e sólidos totais durante 24 horas.

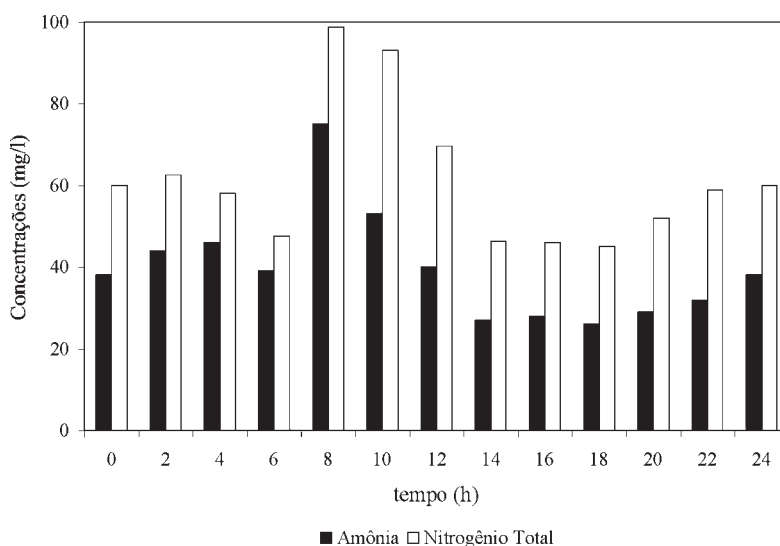


Fig. 4 – Concentrações de amônia e nitrogênio durante 24 horas.

### 3.3 – Características Físicas dos Solos

Na Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização. Trata-se de uma areia argilosa com estrutura porosa ( $n > 40\%$ ) e que apresenta baixo grau de saturação ( $S_r < 60\%$ ). Os Solos A e B apresentam as mesmas características físicas. A diferença entre os perfis restringe-se à espessura da camada com menor compactidade (camada mais superficial dos perfis).

Tabela 1 – Características físicas dos Solos A e B.

Solo	Prof. (m)	$\rho$	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_s$	w (%)	e	$S_r$ (%)	Granulometria (%)			Limites de Consistência (%)		
								Argila	Silte	Areia	LL	LP	IP
A	1	1,56	1,43	2,68	9,2	0,88	28,0	27	8	65	24,7	14,6	10,1
	2	1,55	1,40	2,70	10,6	0,92	30,9	28	9	63	24,6	14,3	10,3
	3	1,70	1,54	2,72	10,5	0,77	37,1	28	12	60	24,2	14,5	9,7
	4	1,68	1,50	2,71	12,2	0,81	40,9	27	12	61	24,3	14,0	10,3
B	1	1,53	1,42	2,72	8,2	0,92	24,4	27	11	62	24,5	15,7	8,7
	2	1,56	1,41	2,71	10,2	0,91	30,3	20	16	64	24,8	15,4	9,4
	3	1,64	1,47	2,72	11,6	0,85	37,2	24	16	60	24,3	15,2	9,1
	4	1,63	1,47	2,72	10,7	0,85	34,3	22	21	57	24,2	14,8	9,4

Legenda: Prof.: profundidade;  $\rho$ : massa específica;  $\rho_d$ : massa específica seca;  $\rho_s$ : massa específica dos sólidos; w: umidade; e: índice de vazios;  $S_r$ : grau de saturação; LL: limite de liquidez; LP: limite de plasticidade; e IP: índice de plasticidade.

### 3.4 – Características Químicas dos Solos

A análise química dos solos estendeu-se até 4 metros sob duas condições: (1) amostra com umidade natural e (2) amostra inundada com esgoto doméstico. Dos resultados obtidos é possível constatar que:

- (1) Os solos analisados possuem características típicas de solos laterizados que passaram por intenso processo de lixiviação. Nestes solos ocorre, principalmente nas camadas menos profundas, o arraste de bases por precipitação, possibilitando a acidificação e a formação de uma estrutura floculada;
- (2) A baixa quantidade de sódio indica a formação de uma estrutura floculada. Segundo Agnelli (1997), a defloculação será tanto maior e mais rápida, quanto maior for à quantidade de sódio presente no líquido inundante, que é o elemento químico predominante nas águas sanitárias e nos sabões. Analisando-se na Tabela 2 nota-se que as amostras inundadas com esgoto doméstico sofreram um acréscimo considerável de sódio, sugerindo indiretamente a presença deste cátion no fluido de inundação.
- (3) A capacidade de troca catiônica dos solos analisados varia de 16,6 a 43,1 mmol<sub>c</sub>/l ou (1,66 a 4,31 meq/100ml de solo). Esta faixa de valores prescreve a caulinita como argilomineral predominante destes solos.
- (4) O pH dos solos analisados encontra-se em pequenos intervalos de variação para os solos dos dois poços de inspeção. O Solo A apresenta-se mais ácido (pH = 4) em condições naturais. Já o Solo B, possui pH = 6 nas subcamadas até 2 metros de profundidade, porém, a 3 e 4 metros seus valores de pH são semelhantes ao Solo A.
- (5) A quantidade de matéria orgânica M.O. situa-se de 1 a 8 g/l e 1 a 7 g/l para os Solos A e B, respectivamente. O horizonte superior possui o maior teor de matéria orgânica para os dois solos decrescendo com a profundidade.

**Tabela 2** – Características químicas dos Solos A e B.

Solo	Condição de Saturação	Prof.	Na (m)	K	Ca	Mg	H+Al (mmol <sub>c</sub> /l)	Al	SB	CTC	M.O. (g/l)	V (%)	pH em CaC <sub>12</sub>
A	natural	1	0,01	0,1	10	4	25	4	14,1	39,1	8	36	4,3
	natural	2	0,01	0,1	2	2	25	10	4,1	29,1	4	14	3,9
	natural	3	0,02	0,1	3	2	16	4	4,5	20,5	2	22	4,1
	natural	4	0,03	0,1	2	1	16	5	3,7	19,7	1	19	4,1
	c/ esgoto	1	0,17	0,4	12	4	20	1	17,2	37,2	7	46	4,8
	c/ esgoto	2	0,19	0,4	3	2	20	5	5,6	25,6	4	22	4,3
	c/ esgoto	3	0,20	0,3	3	2	13	1	5,1	18,1	2	28	4,9
	c/ esgoto	4	0,20	0,4	2	2	13	1	4,0	17,0	1	23	4,8
B	natural	1	0,03	0,1	28	4	11	0	32,1	43,1	7	74	6,1
	natural	2	0,02	0,1	10	6	10	0	16,1	26,1	3	62	6,2
	natural	3	0,01	0,2	1	2	16	5	3,6	19,6	2	18	4,1
	natural	4	0,01	0,1	1	1	16	7	2,3	18,3	1	13	4,0
	c/ esgoto	1	0,17	0,4	25	4	10	0	29,4	39,4	5	75	6,5
	c/ esgoto	2	0,14	0,4	10	7	10	0	17,0	27,0	3	63	6,5
	c/ esgoto	3	0,18	0,4	2	3	13	5	5,0	18,0	2	28	4,9
	c/ esgoto	4	0,20	0,4	2	1	13	2	3,6	16,6	1	21	4,5

Legenda: Prof.: profundidade; Na, K, Ca e Mg: cátions básicos (sódio, potássio, cálcio e magnésio); H + Al: cátions ácidos (hidrogênio + alumínio); SB: soma de bases (SB = Na + K + Ca + Mg); CTC: capacidade de troca catiônica (CTC = Na + K + Ca + Mg + H + Al); MO: matéria orgânica; V: saturação de bases (V = 100\*SB/CTC); e pH: potencial hidrogeniônico.

### 3.5 – Características do Esgoto Doméstico

A análise da qualidade dos esgotos normalmente envolve a definição de parâmetros que indicam o grau de comprometimento das águas residuárias instruindo sobre o tipo de esgoto e sua



capacidade de contaminação. Segundo von Sperling (1996), estas informações são necessárias para avaliar o esgoto e suas principais características. Os Quadros 3a e 3b fornecem as características do esgoto doméstico.

**Tabela 3a** – Características do esgoto doméstico.

Sólidos Totais (mg/l)	Sólidos Totais Fixos (mg/l)	Sólidos Totais Voláteis (mg/l)	Sólidos Suspensos (mg/l)	Sólidos Suspensos Fixos (mg/l)	Sólidos Suspensos Voláteis (mg/l)	Tensão Superficial ( $10^{-2}$ N/m)	Massa Específica ( $\text{g/cm}^3$ )
822,6	251,6	571,0	153,9	18,9	136,7	5,23	1,0123

Os sólidos totais presentes nos esgotos domésticos normalmente são inferiores a 0,1% do volume total do efluente. Entretanto, para inundação do solo, recorreu-se à filtração para remoção dos sólidos em suspensão. A opção em removê-los, utilizando-se apenas os sólidos dissolvidos, decorre da possibilidade de obstrução dos vazios do solo pelas partículas do esgoto durante os ensaios edométricos.

Ressalta-se que, com a filtragem do esgoto, alguns parâmetros se alteram significativamente. É o caso, por exemplo, da demanda química e bioquímica de oxigênio (DQO e DBO), como pode ser verificado na Tabela 3b.

**Tabela 3b** – Características do esgoto doméstico.

Nitrogênio Total (mg/l)	Amônia (mg/l)	Detergente (mg/l)	DBO bruto (mg/l)	DBO filtrado (mg/l)	DQO bruto (mg/l)	DQO filtrado (mg/l)	pH	Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ )
84,1	59,7	0,189	295,2	181,3	644,0	319,1	7,3	29,0

Os valores expostos nas Tabelas 3a e 3b correspondem a médias obtidas através de determinações semanais que se estenderam por 4 meses (Março a Julho de 2002). Neste período realizaram-se os ensaios edométricos inundados com os esgotos coletados. Nas Figuras 3 e 4, as concentrações, porém, são diferentes às apresentadas nos Quadros 3a e 3b, pois a caracterização apresentada nas figuras foi realizada em outra época do ano, que resultou num aumento das concentrações.

Durante o período de coleta do material, o esgoto apresentou temperatura média de  $29^{\circ}\text{C}$ , cerca de  $2^{\circ}\text{C}$  superior à água de abastecimento público. Esta variação pode ser atribuída à contribuição de despejos domésticos que tiveram suas águas aquecidas.

Com a temperatura de  $29^{\circ}\text{C}$ , verificou-se a tensão superficial e a massa específica do esgoto e da água destilada, que serviu como parâmetro de comparação na análise dos solos frente a colapsibilidade.

A tensão superficial da água destilada a  $29^{\circ}\text{C}$  é  $7,42 \cdot 10^{-2}$  N/m, enquanto o esgoto doméstico apresenta  $5,23 \cdot 10^{-2}$  N/m. A redução da tensão superficial do esgoto normalmente ocorre pela presença de sabões e detergentes dissolvidos. Os sabões e detergentes possuem tensoativo aniônico que abaixa a tensão superficial. Contudo, a quantidade de detergentes dissolvidos no esgoto é baixa, cerca de 0,189 mg/l.

A massa específica da água a  $29^{\circ}\text{C}$  é  $0,9960 \text{ g/cm}^3$  e do esgoto  $1,0123 \text{ g/cm}^3$ . Esta diferença, embora pouco significativa, pode ser decorrente dos sólidos suspensos e dissolvidos no esgoto que aumentam sua massa específica.

### 3.6 – Caracterização Reológica do Esgoto Doméstico

O esgoto doméstico possui substâncias que merecem investigação como sabões, detergentes, óleos e graxas, embora a quantidade destes compostos seja pequena na solução, mesmo encontrando-se combinadas.

Neste contexto, torna-se necessário conhecer as propriedades físicas do esgoto, e compará-las com as propriedades da água, pois algumas variáveis podem influenciar na forma e na velocidade de infiltração do fluido nas amostras de solos. Os ensaios de reometria servem para caracterizar o comportamento de fluidos em termos da relação entre as variáveis, tensão de cisalhamento, viscosidade aparente e tensão crítica de escoamento, e a taxa de deformação do fluido.

A Figura 5 ilustra as características reológicas do esgoto doméstico utilizando-se ensaios laboratoriais com o R/S Rheometer da Brookfield Engineering associado a uma câmara térmica para manter constante a temperatura da amostra durante os ensaios e o software Rheo 2000 que auxilia na obtenção e interpretação dos resultados.

O uso adequado deste conjunto de acessórios associado ao reômetro proporciona melhores ajustes das equações utilizadas na aplicação dos modelos reológicos dos fluidos.

A equação característica obtida apresenta  $r^2$  (coeficiente de determinação) igual a 0,9957 para o esgoto doméstico, demonstrando boa aproximação dos dados experimentais ajustados ao modelo que representa os fluidos newtonianos, conforme a descrição da equação 1. Para os fluidos newtonianos a tensão crítica de cisalhamento é próxima de zero.

$$\tau = \mu \cdot \dot{\gamma}^* + \tau_c \tag{1}$$

em que,  $\tau$ : tensão de cisalhamento;

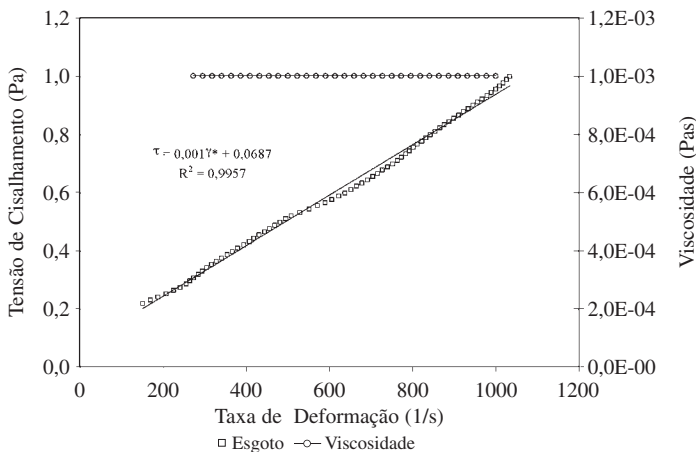
$\mu$ : viscosidade;

$\dot{\gamma}^*$ : taxa de deformação;

$\tau_c$ : tensão crítica de cisalhamento.

O valor de viscosidade alcançado foi de 0,001 Pa.s, tendo tal valor se mantido constante durante as deformações ocorridas no fluido pela aplicação das tensões. O termo independente da equação aproxima-se de zero, ou seja, o esgoto testado não possui tensões críticas de cisalhamento, tratando-se, portanto, de um fluido com comportamento newtoniano. Os dados experimentais apresentados na Figura 5 se ajustam à equação 1, demonstrando que as características de viscosidade e deformabilidade do esgoto são similares às características da água.

Durante o ensaio de reometria, a viscosidade dinâmica é medida ao longo do tempo e durante a variação da taxa de deformação com a aplicação das tensões cisalhantes. Na Figura 5, a viscosidade manteve-se constante durante ensaio,  $1.10^{-3}$  Pa.s, indicando novamente se tratar de um fluido com comportamento newtoniano.



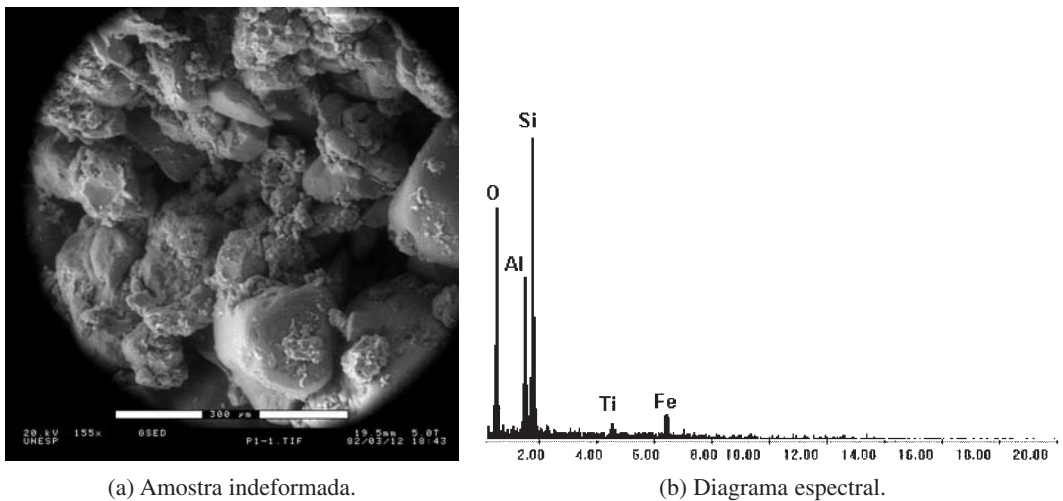
**Fig. 5** – Comportamento tensão de cisalhamento e viscosidade vs taxa de deformação do esgoto doméstico a 29°C.

### 3.7 – Microscopia Eletrônica de Varredura

Mediante os ensaios de microscopia, constatou-se que a estrutura dos solos estudados é formada por partículas de areia, em alguns casos com formato subangular, apresentando-se circundadas por partículas de argila e silte em estado floculado. A granulometria existente nestes solos é distinta daquela que se encontra com o uso de defloculantes, pois a fração fina do solo, por estar floculada, ocupa a posição de partículas maiores na escala granulométrica.

As Figuras 6 e 7 mostram solos na profundidade de 1 metro com ampliações de 155 e 220 vezes, respectivamente. Os gráficos obtidos pelo espectrômetro de energia dispersiva indicam semiquantitativamente a presença marcante de silício, alumínio e oxigênio.

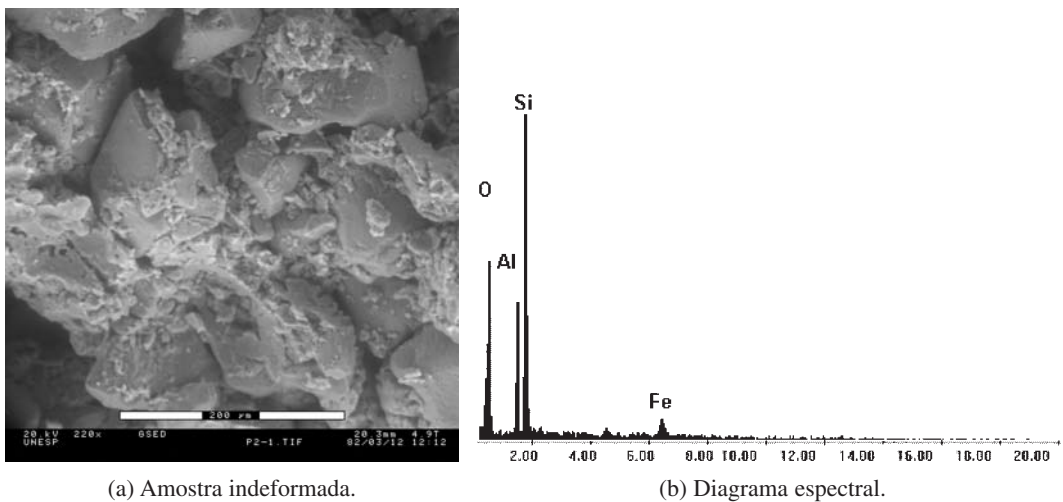
As Figuras 8 e 9 ilustram o efeito do esgoto doméstico na defloração dos solos finos. A Figura 8 apresenta o solo com estrutura original (indeformada) a 4 metros de profundidade e a Figura 9 apresenta o mesmo solo inundado com esgoto a tensão de 200 kPa. A quebra parcial dos flocos ocorreu pela ação do fluido e pela consolidação do solo no ensaio edométrico.



(a) Amostra indeformada.

(b) Diagrama espectral.

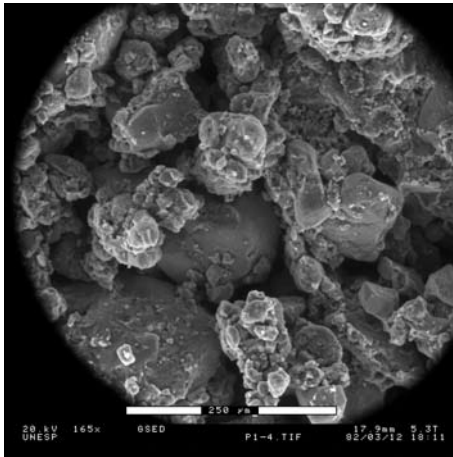
Fig. 6 – Solo A a 1 metro.



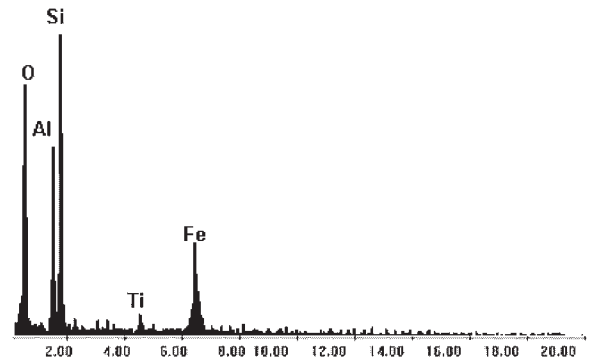
(a) Amostra indeformada.

(b) Diagrama espectral.

Fig. 7 – Solo B a 1 metro.

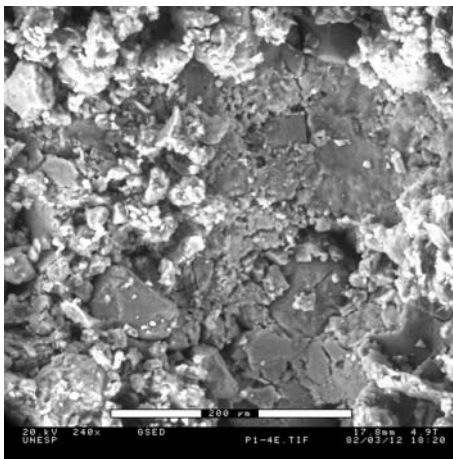


(a) Amostra indeformada.

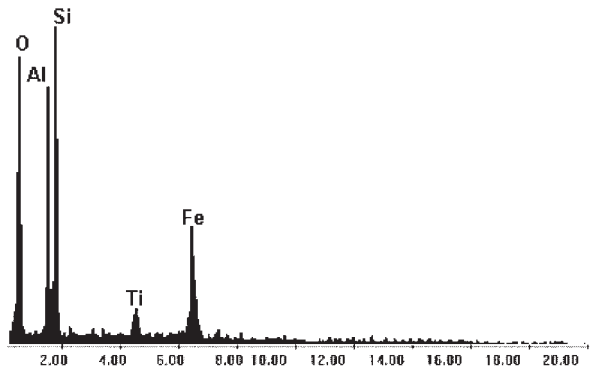


(b) Diagrama espectral.

**Fig. 8** – Solo A a 4 metros.



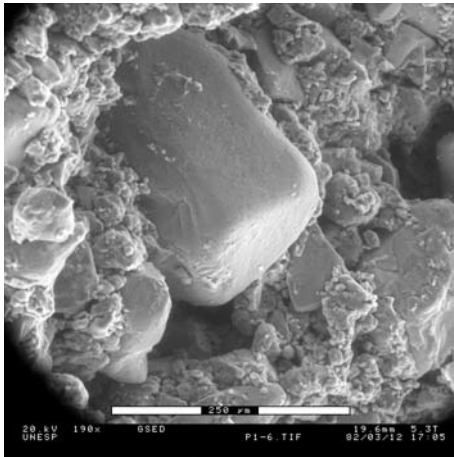
(a) Amostra indeformada.



(b) Diagrama espectral.

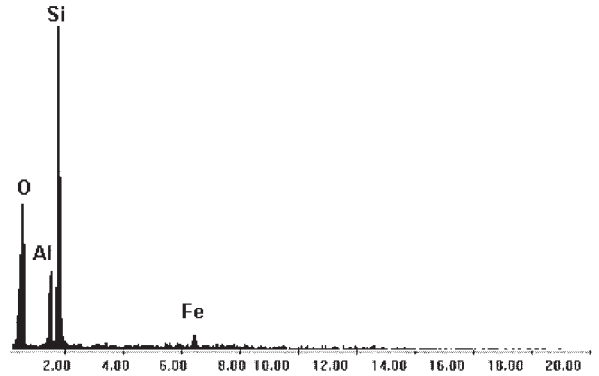
**Fig. 9** – Solo A a 4 metros.

A Figura 10 apresenta uma amostra do Solo A com baixa porosidade, coletado a 6 metros de profundidade. A Figura 11 ilustra, com ampliação de 1250 vezes, flocos parcialmente saturados deste solo.



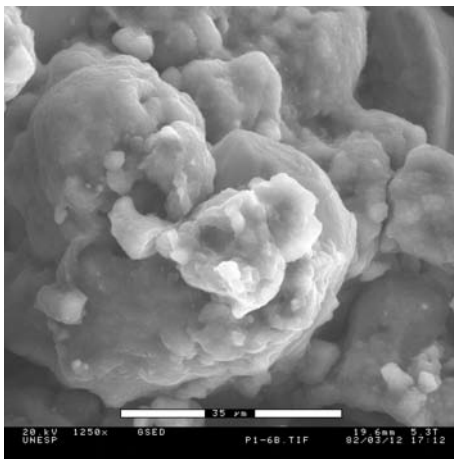
(a) Amostra indeformada.

(a área destacada é reproduzida na Fig. 11)

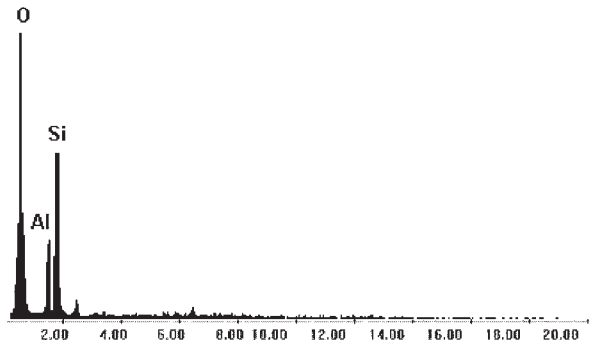


(b) Diagrama espectral.

**Fig. 10** – Solo A a 6 metros.



(a) Amostra indeformada.



(b) Diagrama espectral.

**Fig. 11** – Solo A a 6 metros.

### 3.8 – Ensaios Edométricos

O ensaio edométrico é o mais empregado para caracterizar o colapso em laboratório. Este ensaio leva em consideração as deformações axiais provocadas pela inundação dos corpos-de-prova sob um estado de tensões, podendo ser executado de duas maneiras.

A primeira delas consiste em preparar uma amostra de solo que é solicitada até uma tensão de interesse e posteriormente inundada, tal procedimento é designado ensaio edométrico simples. A segunda maneira consiste em preparar duas amostras de solo, sendo uma com o teor de umidade de

interesse e a outra inundada desde o início do ensaio para serem simultaneamente ensaiadas, sendo denominado ensaio edométrico duplo.

O critério adotado para o estudo da colapsibilidade dos solos nos ensaios edométricos simples baseou-se no potencial de colapso (I) sugerido por Lutenegeger e Saber (1988):

$$I = \frac{\Delta H_i}{H_{ai}} \cdot 100\% \quad (2)$$

em que,  $\Delta H_i$ : variação da altura do corpo-de-prova pela inundação;

$H_{ai}$ : altura do corpo-de-prova antes da inundação.

Para estudar a máxima diferença entre os potenciais de colapso induzidos pela inundação do solo com esgoto e água, optou-se pelo umedecimento do solo a 200 kPa. Testes iniciais indicaram que as maiores deformações ocorridas correspondiam à tensão de 200 kPa, além disso, a tensão de inundação escolhida situa-se no trecho de compressão virgem, localizando-se fora da região em que o solo se encontra pré-adensado.

Na Tabela 4 encontram-se resumidas as principais características dos ensaios edométricos simples.

**Tabela 4** – Características dos ensaios edométricos simples dos Solos A e B.

Solo	Inundação	Prof. (m)	w (%)	$e_i$	$\sigma_i$ (kPa)	$H_{ai}$ (mm)	$\Delta H_i$ (mm)	I (%)
A	Água	1	10,3	0,92	200	18,473	1,529	8,28
	Esgoto	1	10,1	0,91	200	18,675	2,267	12,14
	Água	2	10,3	0,88	200	18,419	1,794	9,74
	Esgoto	2	10,1	0,92	200	18,553	2,271	12,24
	Água	3	9,9	0,79	200	18,808	1,009	5,36
	Esgoto	3	10,2	0,72	200	19,046	1,309	6,87
	Água	4	12,4	0,85	200	18,975	1,078	5,68
	Esgoto	4	12,2	0,82	200	19,053	0,884	4,64
B	Água	1	10,0	0,95	200	17,856	1,606	8,99
	Esgoto	1	10,1	0,93	200	17,580	1,609	9,15
	Água	2	10,2	0,91	200	18,228	1,739	9,54
	Esgoto	2	10,2	0,90	200	18,124	1,610	8,88
	Água	3	11,5	0,83	200	18,565	0,839	4,52
	Esgoto	3	11,6	0,84	200	18,479	0,984	5,32
	Água	4	10,1	0,88	200	18,762	1,114	5,94
	Esgoto	4	9,6	0,81	200	18,948	1,091	5,76

Legenda: w: umidade inicial;  $e_i$ : índice de vazios inicial;  $\sigma_i$ : tensão de inundação;  $H_{ai}$ : altura do corpo-de-prova antes da inundação;  $\Delta H_i$ : variação da altura do corpo-de-prova devido ao colapso; I: potencial de colapso.

Para os ensaios edométricos duplos as análises foram realizadas com o auxílio do conceito de deformabilidade volumétrica ( $\epsilon_v$ ), correspondente as variações de volume provocadas pela inundação e aplicação de tensões até 800 kPa.

$$\epsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0} \% \quad (3)$$

em que,  $\epsilon_v$ : deformação volumétrica específica

$\Delta V$ : variação de volume devido a inundação e aplicação de tensões

$V_0$ : volume inicial

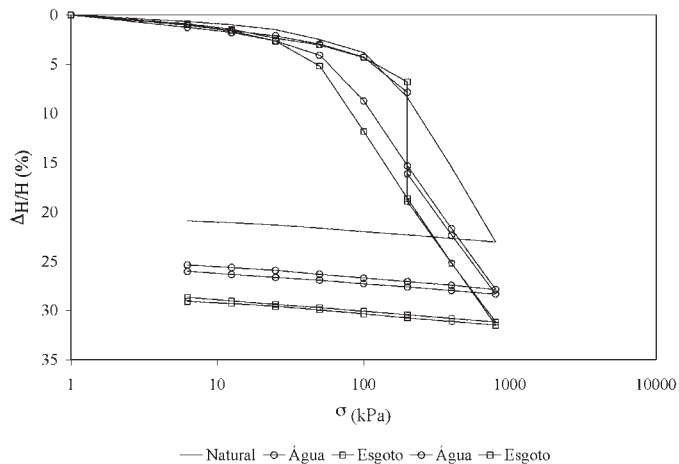
Na Tabela 5 apresenta resumidamente as principais características dos ensaios edométricos duplos inundados com água e esgoto doméstico para os Solos A e B.

**Tabela 5** – Características dos ensaios edométricos duplos dos Solos A e B.

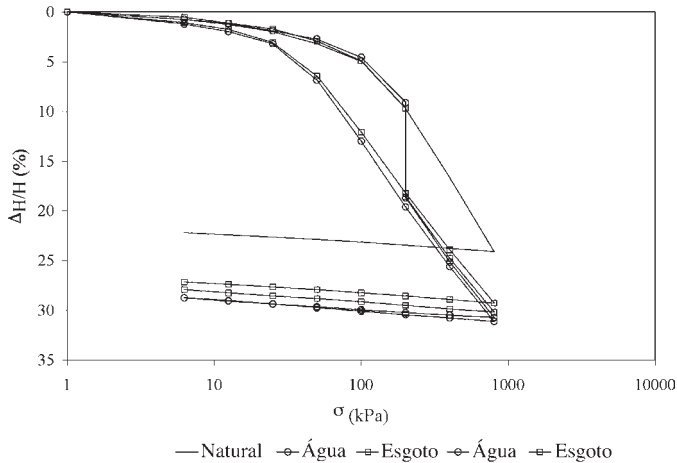
Solo	Inundação	Prof. (m)	w (%)	$e_i$	$S_{ri}$ (%)	$S_{rf}$ (%)	$\epsilon_v$ (%)
A	Água	1	10,2	0,84	32,4	100	23,03
	Esgoto	1	10,1	0,90	30,2	100	25,96
	Água	2	10,3	0,96	28,8	93,6	24,49
	Esgoto	2	10,3	0,94	30,6	100	25,83
	Água	3	10,9	0,76	39,0	100	21,31
	Esgoto	3	10,2	0,82	36,4	100	18,87
	Água	4	11,9	0,81	40,0	95,8	18,12
	Esgoto	4	12,0	12,0	0,76	42,9	92,7
B	Água	1	10,1	0,96	27,5	100	24,65
	Esgoto	1	10,0	0,85	31,7	97,3	23,92
	Água	2	10,3	0,93	30,1	100	25,63
	Esgoto	2	10,0	0,91	29,9	98,5	24,36
	Água	3	11,6	0,82	38,5	95,7	19,67
	Esgoto	3	11,7	0,89	35,5	99,1	23,28
	Água	4	11,9	0,86	37,5	100	20,36
	Esgoto	4	11,8	11,8	0,85	37,7	98,3

Legenda: w: umidade inicial;  $e_i$ : índice de vazios inicial;  $S_{ri}$ : grau de saturação inicial;  $S_{rf}$ : grau de saturação final;  $\epsilon_v$ : deformação volumétrica específica.

As Figuras 12 e 13 exibem curvas edométricas de corpos-de-prova dos Solos A e B inundados com água e esgoto. Os gráficos de compressão edométrica relacionam as tensões (kPa) em escala logarítmica com as deformações axiais (%).



**Fig. 12** – Curvas de compressão confinada do Solo A a 1 metro de profundidade.



**Fig. 13** – Curvas de compressão confinada do Solo B a 1 metro de profundidade.

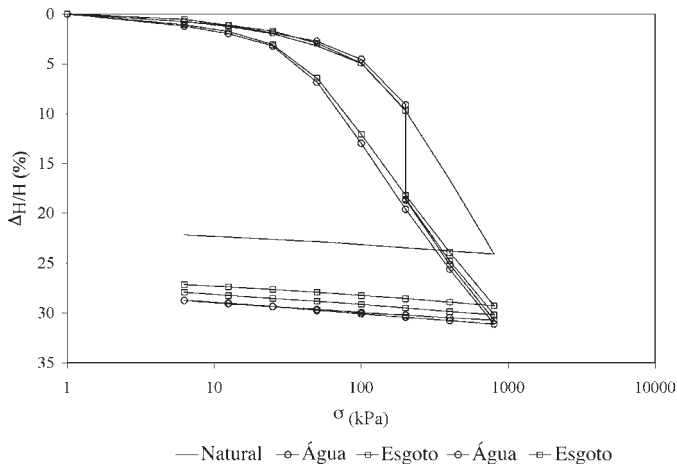
As Figuras 14 e 15 apresentam os potenciais de colapso em função da profundidade para os Solos A e B. Nestas figuras observa-se a redução dos potenciais de colapso com a profundidade para as duas curvas que representam os fluidos de inundação. Este efeito é resultado da consolidação do solo nos horizontes mais profundos, que garante aos solos estruturas mais densas e estáveis.

O maior benefício apresentado pela consolidação do material é a redução dos potenciais de colapso, não eliminando os colapsos, uma vez que a camada colapsível deste solo ultrapassa 4 metros de profundidade (Rodrigues, 2000).

Na Figura 14, as diferenças entre os potenciais de colapso nas duas curvas são significativamente maiores na superfície, decrescendo com a profundidade. A causa deste fenômeno pode estar associada ao arraste de bases que ocorre pelas águas de infiltração, principalmente nas camadas menos profundas, tornando o solo lixiviado. O processo de lixiviação pode flocular os solos tornando-os ácidos com estruturas metaestáveis.

Quando um líquido, como o esgoto doméstico, com certa quantidade de sódio infiltra no solo, o colapso pode tornar-se maior devido a defloculação dos solos finos. Esta constatação torna-se legítima ao se analisar os resultados dos ensaios químicos, nos quais os solos umedecidos com esgoto apresentaram um aumento significativo de sódio quando comparado com o teor original de sódio dos solos em estado natural (sem inundação).

As diferenças entre os potenciais de colapso dos solos inundados com a água e esgoto, apresentados na Figura 14, não ocorrem para o Solo B nos dois primeiros metros do perfil (Figura 15).

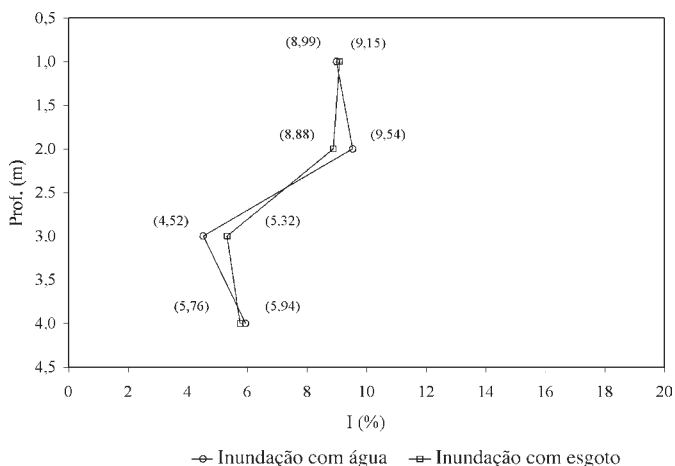


**Fig. 14** – Profundidade vs potenciais de colapso do Solo A.



Até 2 metros, os potenciais de colapso gerados pelos dois líquidos não apresentam grandes variações.

A área escolhida para a coleta do Solo B apresenta outra formação fisiográfica. Enquanto o Solo A é definido como materiais inferiores de colinas de formas convexas, o Solo B representa a parte superior e topo das colinas com formas convexas e topo relativamente aplainado. A formação do Solo B caracteriza-se pela maior capacidade de promover escoamento das águas precipitadas. Portanto, este solo tende a ser menos lixiviado, o que poderia explicar menores variações dos potenciais de colapso induzidos pelo umedecimento dos solos com água e esgoto.



**Fig. 15** – Profundidade vs potenciais de colapso do Solo B.

Quando sobrepostos os dois gráficos das Figuras 14 e 15 nota-se que as alterações resultantes das quatro curvas concentram-se nos potenciais de colapso obtidos pela inundação do Solo A com esgoto doméstico, a 1 e 2 metros de profundidade.

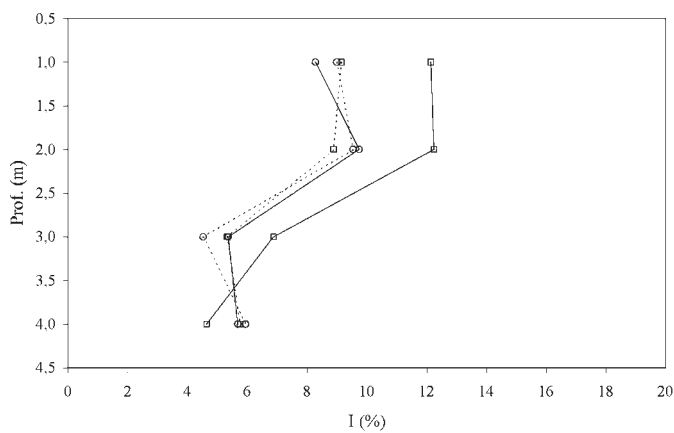
Com isto, os resultados indicam que o colapso ocorre variando sua intensidade ao longo dos perfis. Porém, parecem existir fatores que influenciam grandes variações de potenciais de colapso induzidos pela inundação com água e esgoto nos solos menos profundos, se comparadas as quatro curvas da Figura 16.

A maior diferença entre os perfis dos Solos A e B encontra-se na composição química dos solos. Os resultados apresentados dos ensaios de caracterização dos Solos A e B exibem semelhanças entre os índices físicos, composição granulométrica e limites de consistência. Contudo, quando se comparam suas composições químicas, percebe-se que não se tratam do mesmo solo a 1 e 2 metros de profundidade.

Já a 3 e 4 metros de profundidade existem semelhanças na composição química e potenciais de colapso, além das características físicas mencionadas (índice de vazios, composição granulométrica e limites de consistência).

Na Tabela 6 apresenta o colapso devido à inundação com água e esgoto em função do tempo. A velocidade dos colapsos promovidos pelos dois fluidos (água e esgoto) pode ser visualizada na Figura 17. Além da intensidade dos recalques por colapso (medidos em milímetros) apresentados na Figura 17, observa-se no Quadro 6 a velocidade dos colapsos em termos percentuais com relação ao colapso total.

O solo inundado com esgoto doméstico recalcou 97,1% do colapso total 9 minutos após a inundação, enquanto o solo inundado com água recalcou 95,3%. Esta diferença indica uma velocidade maior do colapso provocado pela inundação com o esgoto.



—○— Solo A (água) —□— Solo A (esgoto) ···· Solo B (água) ···· Solo B (esgoto)

**Fig. 16** – Profundidade vs potenciais de colapso para os Solos A e B.

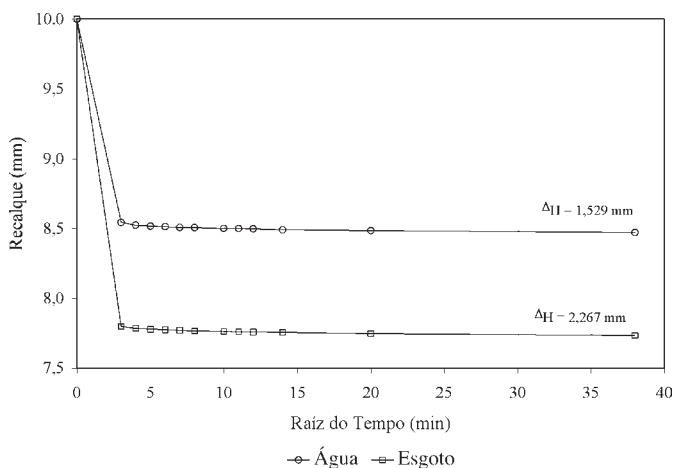
**Tabela 6** – Colapso em função do tempo.

Tempo (min)	Colapso (mm) solo inundado com Água	% de Colapso solo inundado com Água	Colapso (mm) solo inundado com Esgoto	% de Colapso solo inundado com Esgoto
9,0	1,457	95,3	2,202	97,1
16,0	1,477	96,6	2,215	97,7
25,0	1,483	97,0	2,222	98,0
36,0	1,488	97,3	2,226	98,2
49,0	1,492	97,6	2,230	98,4
64,0	1,494	97,7	2,233	98,5
100,0	1,499	98,0	2,237	98,7
121,0	1,501	98,2	2,240	98,8
144,0	1,503	98,3	2,242	98,9
196,0	1,505	98,4	2,245	99,0
400,0	1,516	99,1	2,253	99,4
1440,0	1,529	100,0	2,267	100,0

A diferença de velocidade de colapso condiz com as afirmações de Agnelli (1997), indicando que a defloculação da fração fina do solo é maior e mais rápida, quanto maior for a quantidade de sódio presente no líquido inundante, que é o elemento químico predominante nas águas sanitárias e nos sabões.

No entanto, a diferença diminui com o decorrer do tempo, pois a variação que ocorria entre os dois recalques (com água e esgoto) no tempo de 9 minutos (cerca de 1,8%) reduz para 0,3% após 400 minutos do início da inundação, ou seja, a deformação por colapso com água atinge 99,1% do recalque total e o colapso com esgoto alcança 99,4%. As velocidades dos colapsos dos solos não apresentaram grandes diferenças. As variações ocorridas entre os solos inundados com água e esgoto também podem estar dentro da repetibilidade dos ensaios.

Nos ensaios edométricos duplos, os valores calculados de deformação volumétrica específica mostram solos com alta compressibilidade sob efeito de inundação (entre 17,35 e 25,96%) descrevendo preliminarmente o caráter colapsível dos mesmos. Contudo, o comportamento dos solos, fazendo-se uso do conceito de deformação volumétrica específica, não apresenta rigorosamente a mesma tendência de resultados dos potenciais de colapso calculados para os ensaios edométricos simples.



**Fig. 17** – Colapso vs raiz do tempo do Solo A a 1 metro de profundidade.

Os potenciais de colapso foram obtidos sob uma tensão previamente escolhida. A escolha da tensão de 200 kPa justificou-se por localizar-se na reta virgem de compressão do solo. No entanto, as deformações volumétricas específicas resultam de variações volumétricas totais dos solos desde a tensão zero até 800 kPa.

Com isto, as deformações ocorridas nas outras tensões sob o qual as amostras foram submetidas podem alterar-se modificando os resultados finais quando comparados os dois tipos de ensaios com os critérios escolhidos para avaliação do colapso.

#### 4 – CONCLUSÕES

De acordo com os resultados obtidos e as discussões efetuadas é possível concluir que:

1. O solo natural indica a presença predominante de alumínio mais hidrogênio, de cálcio e de magnésio, enquanto sódio e potássio apresentam-se com teores mais baixos. Estas características são típicas de solos laterizados que passaram por intenso processo de lixiviação, o que possibilita a acidificação do solo e a formação de uma estrutura floculada.
2. Na área estudada, os parâmetros pH, massa específica e viscosidade do esgoto têm valores muito próximos aos da água. O comportamento tensão de cisalhamento vs taxa de deformação do esgoto também é similar ao da água. No entanto, a tensão superficial da água é  $7,42 \cdot 10^{-2}$  N/m e do esgoto é  $5,23 \cdot 10^{-2}$  N/m. A redução da tensão superficial do esgoto pode estar associada à quantidade de sabões e detergentes dissolvidos.
3. Por intermédio da microscopia, verificou-se que a estrutura dos solos é formada por partículas grandes apresentando-se circundadas por partículas de argila e silte em estado floculado. A granulometria existente nestes solos é distinta daquela que se encontra com o uso de defloculantes, pois a fração fina ocupa a posição de partículas maiores na escala granulométrica.
4. Mediante os ensaios edométricos simples observou-se que as diferenças entre os potenciais de colapso gerados a partir da inundação do Solo A com água e esgoto doméstico são significativamente maiores na camada mais superficial, decrescendo com a profundidade. A causa deste fenômeno pode ser atribuída à acidez do solo, principalmente nas camadas

menos profundas, que ao ser inundado com esgoto (um líquido que contém sódio) provoca um colapso maior e mais rápido devido a deflocação dos solos finos.

5. Os Solos A e B apresentam perfis de alteração diferentes, podendo condicionar quimicamente a distribuição dos cátions principais e por consequência causar alteração na magnitude do colapso, já que o esgoto doméstico induz maiores recalques nos solos mais lixiviados, ou seja, mais susceptíveis a infiltração de água (Solo A).
6. As velocidades dos colapsos promovidos pela água e pelo esgoto são diferentes. O solo inundado com esgoto doméstico apresentou 97,1% do colapso total após 9 minutos da inundação, enquanto o solo inundado com água apresentou 95,3%. Este resultado representa diferença significativa, apesar de indicar uma velocidade maior do colapso provocado pela inundação com o esgoto. As variações ocorridas entre os solos inundados com água e esgoto também podem estar dentro da repetibilidade dos ensaios.
7. Constatou-se, com a realização de ensaios edométricos duplos, que os solos apresentam alta compressibilidade sob efeito de inundação (em todos os casos com deformações volumétricas específicas acima de 17%) descrevendo preliminarmente o caráter colapsível dos solos.
8. A análise do comportamento dos solos, fazendo uso do conceito de deformação volumétrica específica, não apresenta rigorosamente a mesma tendência das definições que envolvem os potenciais de colapso calculados para os ensaios edométricos simples. Os potenciais de colapso foram obtidos sob uma tensão de 200 kPa, enquanto, as deformações volumétricas específicas resultaram de variações volumétricas totais dos solos inundados.
9. A similaridade entre a água e o esgoto pressupõe que a diferença entre os colapsos analisados na mesma profundidade pode estar sendo governada pelos cátions presentes no fluido. O esgoto, no entanto, pode produzir diversos efeitos no mecanismo do colapso dependendo da composição química dos solos.

## 5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a FAPESP (Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo) pelo apoio fornecido, na forma de financiamento à pesquisa (Processo 1999/12.551-2) e bolsa de mestrado (Processo 2000/14.406-9), que possibilitaram a realização desta pesquisa.

## 6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agnelli, N. (1997), “Comportamento de um solo colapsível inundado com líquidos de diferentes composições químicas”, *Tese de doutoramento em geotecnia*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- Collares, A. C. Z. B. (1997), “A Influência de características químicas do fluido de saturação no colapso dos solos”, *Tese de Mestrado em Geotecnia*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.
- Dudley, J. H. (1970), “Review of Collapsing Soils”. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. 96 (SM3), 925-947.
- Lollo, J. A. (1996), “O Uso da Técnica de Avaliação do Terreno no Processo de Elaboração do Mapeamento Geotécnico: sistematização e aplicação na Quadrícula de Campinas”, *Tese de doutoramento em geotecnia*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

- Lollo, J. A. (1998), “Caracterização geotécnica da área de expansão urbana de Ilha Solteira (SP) com o uso de formas de relevo”. *Actas do III Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia*, Florianópolis, (em CDROM).
- Lutenegger, A. J. e Saber, R. T. (1988). “Determination of Collapse Potential of Soils”. *Geotechnical Testing Journal*. ASTM, 11, n. 3, 173-178.
- Rodrigues, R. A. (2000). “Carta de solos colapsíveis para a área urbana do Município de Ilha Solteira (SP)” *Relatório final de iniciação científica*, FAPESP (Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo).
- von Sperling, M. (1996). *Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos*. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental da Universidade Federal de Minas Gerais.



# NORMALIZAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

## Geosynthetics Standardization

Maria Isabel Moita Pinto\*

Maria de Lurdes Lopes\*\*

Margarida Pinho Lopes\*\*\*

**RESUMO** – Este artigo tem por objectivo informar a comunidade geotécnica de aspectos ligados à normalização dos geossintéticos a nível Europeu e, em particular, a nível Nacional. Grandes avanços se deram na área de normalização dos geossintéticos nestes últimos anos que, por dificuldades várias, nem sempre foram acompanhados por todos aqueles que trabalham com estes materiais, nomeadamente donos de obra, projectistas, construtores e responsáveis pela fiscalização. Com este trabalho procura-se ultrapassar este problema, permitindo a actualização dos conhecimentos nesta área, e, consequentemente, uma melhoria na qualidade técnica dos trabalhos que envolvam os geossintéticos.

**ABSTRACT** – This paper pretends to inform the geotechnical community about some aspects of the standardization of geosynthetics at European and National level. During the last years great advances were achieved in the standardization of the geosynthetics. Due to different difficulties, those who work with these materials, namely owners, designers, contractors and inspectors, did not acknowledge these advances. This work intends to overcome this problem, allowing for the update in this area and consequently for a better quality of the technical works involving geosynthetics.

## 1 – INTRODUÇÃO

É actualmente de aceitação geral que a normalização é de grande importância para todos os sectores de actividade, uma vez que é o elemento base para a Certificação e Qualificação. A Normalização permite benefícios através de uma melhor adequação dos produtos, processos e serviços aos fins para que foram concebidos. Contribui para o desenvolvimento da cooperação entre países e entre as várias entidades dentro de cada país, reduzindo os obstáculos ao comércio e facilitando a cooperação nos planos científico, intelectual, tecnológico e económico.

Geossintético é, segundo a definição da IGS (Sociedade Internacional dos Geossintéticos, 1998), um *material polimérico (sintético ou natural), usado em contacto com solo, rocha ou outro material geotécnico em obras de Engenharia Civil*. Ainda segundo esta sociedade, os geossintéticos podem exercer funções de *barreira, controle da erosão, filtragem, protecção, reforço e separação*.

Os geossintéticos são materiais recentes mas que tiveram um rápido desenvolvimento. As razões principais deste sucesso devem-se ao aparecimento de uma vasta gama de produtos que vieram constituir boas soluções para uma variedade de situações difíceis, apresentando-se, quando comparados com outras soluções mais tradicionais, como materiais com qualidade de fabrico, rapidez e simplicidade de aplicação, e baixo custo. São materiais que reconhecidamente têm vindo a ter grande aplicação, principalmente nas áreas da Engenharia Geotécnica, Engenharia de Transportes e na Engenharia Ambiental.

A expansão dos geossintéticos foi, desde muito cedo, acompanhada pela comunidade científica, facto que também deve ter contribuído para a sua utilização vertiginosa. De facto, já em 1977

---

\* Professora Auxiliar da FCTUC [isabelmp@dec.uc.pt]

\*\* Professora Associada da FEUP [lcosta@fe.up.pt]

\*\*\* Assistente da UA [mlopes@civil.ua.pt]

teve lugar em Paris um Congresso Internacional dedicado apenas a estes materiais. Desde 1982 que são regulares estes congressos. Em 1983 foi criada a então Sociedade Internacional dos Geotêxteis (International Geotextile Society, IGS), passando em 1994 a designar-se por Sociedade Internacional dos Geossintéticos (International Geosynthetic Society). São ainda editadas duas revistas científicas internacionais dedicadas unicamente aos geossintéticos: Geotextiles and Geomembranes e Geosynthetic International, respectivamente desde Janeiro de 1987 e Setembro de 1994.

Em 2002 foi criada a Associação Portuguesa de Geossintéticos, integrada na Sociedade Portuguesa de Geotecnia, em consonância com a Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS). A Associação criada constitui o grupo nacional (Chapter) português da IGS.

Como seria de esperar, do processo de desenvolvimento dos geossintéticos nasceu a necessidade de elaboração de normas. Como consequência, foram vários os organismos que se dedicaram à elaboração de normas para os geossintéticos.

## 2 – ORGANISMOS DE NORMALIZAÇÃO

### 2.1 – Introdução

Existem organismos de normalização Nacionais, Europeus e Internacionais. Todos eles têm como objectivo promover, nas suas áreas de actuação, a normalização e actividades relacionadas com a avaliação da conformidade. Na Tabela 1 indica alguns dos Organismos Nacionais de Normalização mais relevantes para a Normalização Internacional e Europeia.

**Tabela 1 – Organismos Nacionais de Normalização.**

País	Organismo Nacional	País	Organismo Nacional
África do Sul	SABS (South African Bureau of Standards)	<b>Grécia</b>	ELOT (Hellenic Organization for Standardization)*
Albânia	DPS (General Directorate of Standardization)**	<b>Holanda</b>	NNI (Nederlands Normalisatie-Instituut)*
<b>Alemanha</b>	DIN (Deutsches Institut für Normung) *	Hungria	MSZT (Hungarian Standards Institution)**
Angola	CIND (Centro de Informação Industrial)	<b>Irlanda</b>	NSAI (National Standards Authority of Ireland)*
Austrália	SAI (Standards Australia International Ltd.)	<b>Islândia</b>	IST (Iceland Standards)*
<b>Áustria</b>	ÖN (Österreichisches Normungsinstitut)*	<b>Itália</b>	UNI (Ente Nazionale Italiano di Unificazione)*
<b>Bélgica</b>	IBN (Institut Belge de Normalisation)*	Japão	JISC (Japanese Industrial Standards Committee)
Brasil	ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas)	Letónia	LVS (Latvian Standards Ltd)**
Bulgária	BDS (Committee for Standardization and Metrology)**	Lituânia	LST (Lithuanian Standards Board)**
Canadá	SCC (Standards Council of Canada)	<b>Luxemburgo</b>	SEE (Service de l'Energie de l'Etat – Département Normalisation)*
China	CSBTS (China State Bureau of Quality and Technical Supervision)	Malta	MSA (Malta Standards Authority)**
Chipre	CYS (Organization for the Promotion of Quality)	Moçambique	CEDIMO (Centro de Documentação e Informação Moçambicana)
Croácia	DZNM (Dravni Zavod za Normizaciju i Mjeriteljstvo)**	Noruega	NSF (Norges Standardiseringsforbund)**
<b>Dinamarca</b>	DS (Dansk Standard)*	Nova Zelândia	SNZ (Standards New Zealand)
Eslováquia	SUTN (Slovak Standards, Institute) **	Polónia	PKN (Polis Committee for Standardization)**
Eslovénia	SIST (Slovenian Institute for Standardization)**	<b>Portugal</b>	IPQ (Instituto Português da Qualidade) *
<b>Espanha</b>	AENOR (Asociación Española de Normalización y Certificación) *	<b>Reino Unido</b>	BSI (British Standard Institution)*
Estados Unidos	ANSI (American National Standards Institut)	<b>República Checa</b>	CSNI (Czech Standards Institute)*
Estónia	EVS (Estonian Centre for Standardisation)**	Roménia	ASRO (Asociatia de Standardizare din România)**
Federação Russa	GOSTR (State Committee of Russian Federation for Standardization and Metrology)	<b>Suécia</b>	SIS (Swedis Standards Institute)*
<b>Finlândia</b>	SFS (Suomen Standardisoimisliitto)*	<b>Suíça</b>	SNV (Schweizerische Normen – Vereinigung)*
<b>França</b>	AFNOR (Association Française de Normalization)*	Turquia	TSE (Türk Standardlari Enstitüsü)**

\* Membro efectivo do CEN, indicado também a negrito; \*\* Membro afiliado do CEN



Na Tabela 2 indicam-se os Organismos Europeus e os Organismos Internacionais de Normalização.

**Tabela 2** – Organismos Europeus e Internacionais de Normalização.

Europeus	CEN (Comité Europeu de Normalização) CENELEC (Comité Europeu de Normalização Electrotécnica) ETSI (Instituto Europeu de Normalização das Telecomunicações)
Internacionais	ISO (Organização Internacional de Normalização) CEI ou IEC (Comissão Electrotécnica Internacional)

## 2.2 – Comité Europeu de Normalização

A existência de vários organismos de normalização e diferentes normas de ensaio torna difícil e confusa a comparação directa dos geossintéticos. Por esta razão, procurou-se desenvolver uma normalização europeia, que permitisse reduzir os obstáculos ao comércio e facilitar a cooperação entre os países da União Europeia.

Presentemente são 18 os países que pertencem ao Comité Europeu de Normalização (CEN), e que, como consequência, têm de seguir obrigatoriamente as normas aprovadas por essa comissão: Alemanha, Áustria, Bélgica, Dinamarca, Espanha, Finlândia, França, Grécia, Holanda, Irlanda, Islândia, Itália, Luxemburgo, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suécia, Suíça. Em 1 de Janeiro de 2004 vão entrar mais 6 países: Chipre, Eslovénia, Estónia, Letónia, Lituânia e Polónia. Até agora todos os países tinham o mesmo peso nas votações, de acordo com o Tratado de Roma, mas, a partir da entrada dos novos países, esta relação de igualdade vai desaparecer, e vai seguir-se o Tratado de Nice (Tabela 3).

**Tabela 3** – Peso dos membros do CEN nas votações.

País	Organismo	Peso	País	Organismo	Peso	
Alemanha	DIN	29	Dinamarca	DS	7	
Itália	UNI		Eslováquia	SUTN		
França	AFNOR		Finlândia	SFS		
Reino Unido	BSI		Irlanda	NSAI		
Espanha	AENOR	27	Lituânia	LST	4	
Polónia	PKN		Noruega	NSF		
Holanda	NNI	13	Chipre	CYS		3
Bélgica	IBN	12	Eslovénia	SIST		
Grécia	ELOT		Estónia	EVS		
Hungria	MSZT		Letónia	LVS		
Portugal	IPQ		Luxemburgo	SEE		
República Checa	CSNI	10	Islândia	IST	3	
Áustria	ÖN		Malta	MSA		
Suécia	SIS					
Suíça	SNV					

A normalização dos geossintéticos é tratada pelo Comité Técnico (TC) 189 (CEN/TC 189), que é um dos comités da Construção e Engenharia Civil. O CEN/TC 189 foi criado em 1989 com a designação de Geotêxteis e Produtos Relacionados, tendo, em Dezembro de 1999, passado a designar-se por Geossintéticos, acompanhando assim a tendência internacional. A Sociedade Internacional dos Geotêxteis tinha já em 1994 alterado o nome para Geossintéticos, e a Organização Internacional de Normalização (ISO) preparava-se para seguir esses passos, o que se veio a concretizar em 2000.

O objectivo do CEN/TC 189 é elaborar normas de: exigências dos geossintéticos para as várias aplicações específicas; ensaios para quantificar as propriedades especificadas nas normas das exigências; termos, definições e símbolos relativos aos geossintéticos, bem como as suas funções; recomendações para selecção, aplicações e ensaios dos geossintéticos. Para atingir os seus objectivos, o CEN/TC 189 está dividido em dois grandes grupos, basicamente para elaborar normas relativas a exigências para os vários tipos de aplicações, e normas para ensaios. Para tal o CEN/TC 189 funciona com 6 grupos de trabalho, de acordo com a Tabela 4.

**Tabela 4** – Divisão do CEN/TC 189.

Grupo de trabalho	Designação do grupo
WG 1	Exigências para os geotêxteis e produtos relacionados (marcação CE) Reforço de pavimentos (grupo ad hoc)
WG 2	Terminologia
WG 3	Ensaio mecânicos
WG 4	Ensaio hidráulicos
WG 5	Ensaio de durabilidade
WG 6	Exigências para as barreiras geossintéticas (marcação CE)

As normas publicadas pelo CEN podem ser EN (norma europeia, a ser revista todos os 5 anos), ENV (norma europeia em regime experimental, válida por um período de 2 anos), EN ISO (norma europeia e adoptada pela ISO através de um acordo, o Acordo de Viena, a ser revista todos os 5 anos), e ENV ISO (válida por um período de 2 anos). As normas que se encontram em processo de votação são designadas por prEN, prEN ISO, prENV ou prENV ISO.

Em 2000 foi aprovada a designação de *Barreira Geossintética, para os materiais geossintéticos planares, usados na Engenharia Geotécnica e Engenharia Civil com o objectivo de reduzir ou impedir o fluxo de líquidos e (ou) vapor através da construção. As Barreiras Geossintéticas incluem os seguintes materiais: Barreiras Geossintéticas Poliméricas (anteriormente designadas por Geomembranas), Barreiras Geossintéticas Betuminosas, e Barreiras Geossintéticas Argilosas (anteriormente designadas por Telas Bentoníticas ou GCL).*

### 2.3 – Organismo Nacional de Normalização

A intervenção nos trabalhos de normalização europeus e internacionais é conseguida através da participação nas Comissões Técnicas de Normalização, algumas coordenadas pelo Organismo Nacional de Normalização, e outras, a grande maioria, pelos Organismos com funções de Normalização Sectorial (ONS). O objectivo destes Organismos é permitir uma descentralização da política normativa nacional, e conseguir um maior dinamismo nos trabalhos de normalização.

No caso de Portugal o Organismo responsável pela Normalização é o IPQ, que em 1991 delegou no CITEVE (Centro Tecnológico das Indústrias Têxtil e do Vestuário de Portugal), como Organismo de Normalização Sectorial (ONS), a responsabilidade pela normalização dos geossintéticos. O CITEVE integrou os trabalhos da normalização dos geossintéticos na Comissão Técnica

CT 4 – Comissão Técnica dos Têxteis e do Vestuário, primeiro na subcomissão SC 2 – Ensaios Físicos, e finalmente, em 2000, através da criação de uma Subcomissão própria, a SC6 – Geossintéticos.

As funções do ONS incluem o acompanhamento e participação nas actividades normativas europeias (CEN) e internacionais (ISO), bem como a promoção da aplicação das normas em Portugal. Faz parte das funções do ONS a anulação ou revisão das normas nacionais que se encontrem em conflito com as normas europeias.

Portugal participa nos trabalhos do CEN/TC 189 – Geosynthetics desde a sua criação em 1989. Participa também na ISO/TC 221 – Geosynthetics, tendo sido Membro Observador até 2000 (da então designada ISO/TC 38/SC 21 – Geotextiles), e sendo actualmente Membro Participante. Uma vez que a adopção das normas europeias é de carácter obrigatório para Portugal, e como não existiam no nosso país normas para os geossintéticos, o grupo de trabalho da normalização dos geossintéticos (CT4/SC 6 do ONS) está a proceder à tradução das normas europeias para português, com vista a uma maior facilidade na sua utilização e divulgação. Existem já 3 normas publicadas pelo IPQ, com a designação de NP EN ISO, resultado desse trabalho.

### 3 – NORMAS EM VIGOR E EM PREPARAÇÃO

Nas tabelas 5 a 9 indicam-se as normas aprovadas e as que se encontram em fase de inquérito ou voto formal (estas últimas têm a indicação pr). As normas que se encontram já traduzidas ou em fase de tradução para português constam dos quadros com o nome já em português, ao contrário das não traduzidas que têm o nome ainda em inglês. As que estão traduzidas e já publicadas ou que apenas aguardam publicação pelo IPQ constam dos Quadros já com a indicação NP e a negrito. As normas das exigências (Tabela 5) contêm anexos que descrevem as exigências relacionadas com a marcação CE (secção 4), segundo a Directiva dos Produtos da Construção (DPC).

**Tabela 5** – Normas de exigências (marcação CE).

Número	Nome
EN 13249: 2000	Geotêxteis e produtos relacionados - Características exigidas para a utilização na construção de estradas e outras áreas de tráfego (excluindo caminhos de ferro e inclusões asfálticas) (em tradução)
EN 13250: 2000	Geotêxteis e produtos relacionados - Características exigidas para a utilização em caminhos de ferro (em tradução)
EN 13251: 2000	Geotêxteis e produtos relacionados - Características exigidas para a utilização em obras de terra, fundações e estruturas de suporte (em tradução)
EN 13252: 2000	Geotêxteis e produtos relacionados - Características exigidas para a utilização em sistemas de drenagem (em tradução)
EN 13253: 2000	Geotêxteis e produtos relacionados - Características exigidas para a utilização em obras para controle de erosão (protecção costeira, revestimento das margens) (em tradução)
EN 13254: 2000	Geotêxteis e produtos relacionados - Características exigidas para a utilização na construção de reservatórios e barragens (em tradução)
EN 13255: 2000	Geotêxteis e produtos relacionados - Características exigidas para a utilização na construção de canais (em tradução)
EN 13256: 2000	Geotêxteis e produtos relacionados - Características exigidas para a utilização na construção de túneis e estruturas subterrâneas (em tradução)

**Tabela 5 (Cont.) – Normas de exigências (marcação CE).**

<b>Número</b>	<b>Nome</b>
EN 13257: 2000	Geotêxteis e produtos relacionados - Características exigidas para a utilização em depósitos de resíduos sólidos (em tradução)
EN 13265: 2000	Geotêxteis e produtos relacionados - Características exigidas para a utilização em projectos de resíduos líquidos contaminantes (em tradução)
EN 13361: 2003	Geosynthetic barriers - Required characteristics for use in the construction of reservoirs and dams
prEN 13362	Geosynthetic barriers - Required characteristics for use in the construction of canals
EN 13491: 2003	Geosynthetic barriers - Required characteristics for use in tunnels and underground structures
EN 13492: 2003	Geosynthetic barriers - Required characteristics for use in liquid waste disposals or containments
prEN 13493	Geosynthetic barriers - Required characteristics for use in solid waste storages and waste disposals

**Tabela 6 – Normas de terminologia.**

<b>Número</b>	<b>Nome</b>
EN 963:1995	Geotextiles and geotextile-related products - Sampling and preparation of test specimens
EN 964-1:1995	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of thickness at specified pressures - Part 1: single layers
EN 965:1995	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of mass per unit area
prEN ISO 9862 (revisão da EN 9632)	Geosynthetics - Sampling and preparation of test specimens
prEN ISO 9863-1 (revisão EN 964-1)	Geosynthetics - Determination of thickness at specified pressures - Part 1: single layers
EN ISO 9863-2: 1996	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of thickness at specified pressures – Part 2: Procedure for determination of thickness of single layers of multilayer products
prEN ISO 9864 (revisão da EN 965)	Geosynthetics - Determination of mass per unit area
prEN 10318	Geotextiles, geotextile-related products, geomembranes and geosynthetic clay liners – Terms and their definitions
<b>NP EN ISO 10320: 2003</b>	Geotêxteis e produtos relacionados - Identificação em obra
prEN 14196	Geosynthetic clay liners - Determination of mass per unit area

**Tabela 7** – Normas de ensaios mecânicos.

<b>Número</b>	<b>Nome</b>
EN 918:1996	Geotextiles and geotextile-related products - Dynamic perforation test (cone drop test)
EN 1897: 2001	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of the compressive creep properties
NP EN ISO 10319	Geotêxteis - Ensaio de tração em tiras largas (aguarda publicação)
EN ISO 10321: 1995	Geotextiles - Tensile test for joints/seams by wide-width method
ENV 10722-1: 1997	Geotextiles and geotextile-related products - Procedure for simulating damage during installation - Part 1: Installation in granular materials
<b>NP EN ISO 12236: 2003</b>	Geotêxteis e produtos relacionados - Ensaio de punçoamento estático (ensaio CBR)
prEN ISO 12957-1	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of friction characteristics – Part 1: direct shear test
prEN ISO 12957-2	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of friction characteristics – Part 2: inclined plane test
EN ISO 13426-1: 2002	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of the strength of internal structural junctions - Part 1: Geocells
EN ISO 13427: 1998	Geotextiles and geotextile-related products - Abrasion damage simulation (sliding block test)
EN ISO 13431:1999	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of tensile creep and tensile creep rupture behaviour
EN 13719: 2002	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of long term protection efficiency
prEN 13738	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of pullout resistance in soil

**Tabela 8** – Normas de ensaios hidráulicos.

<b>Número</b>	<b>Nome</b>
<b>NP EN ISO 11058: 2003</b>	Geotêxteis e produtos relacionados - Determinação das características de permeabilidade à água normal ao plano, sem confinamento
EN ISO 12956 :1998	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of the characteristic opening size
NP EN ISO 12958	Geotêxteis e produtos relacionados - Determinação da capacidade de escoamento no seu plano (aguarda publicação)
EN 13562: 2000	Geotextiles and geotextile-related products - Determination of resistance to penetration by water (Hydrostatic pressure test)

**Tabela 9** – Normas de ensaios de durabilidade.

Número	Nome
ENV 12224: 2000	Geotêxteis e produtos relacionados - Determinação da resistência ao envelhecimento devido às condições climáticas (em tradução)
EN 12225: 2000	Geotextiles and geotextile-related products - Method for determining the microbiological resistance by a soil burial test
<b>NP ENV 12226</b>	Geotêxteis e produtos relacionados - Ensaio gerais para a avaliação após os ensaios de durabilidade (aguarda publicação)
EN 12447: 2001	Geotextiles and geotextile-related products - Screening test method for determining the resistance to hydrolysis in water
EN ISO 13437: 1998	Geotextiles and geotextile related-products - Method for installing and extracting samples in soil, and testing specimen in laboratory
prEN ISO 13438	Geotextiles and geotextile related-products - Screening test method for determining the resistance to oxidation at elevated oxygen pressure
EN 14030: 2001	Geotextiles and geotextile related-products - Screening test method for determining the resistance to acid and alkaline liquids
prEN 14414	Geotextiles and geotextile related-products - Chemical resistance of geotextiles and geotextile related products used in direct contact with landfill waste, leachates and gas
prEN 14415	Geosynthetic Barriers - Determination of resistance to leaching
prEN 14416	Geosynthetic Barriers - Determination of resistance to root penetration
prEN 14417	Geosynthetic Barriers - Determination of resistance to wet/dry cycles
prEN 14418	Geosynthetic Barriers - Determination of resistance to freeze/thaw cycles
prEN 14576	Geosynthetic Barriers - Determination of resistance to environmental stress cracking
CR ISO 13434: 1998	Guide to durability of geotextiles and geotextile-related products

#### 4 – DIRECTIVA EUROPEIA DOS PRODUTOS DE CONSTRUÇÃO – MARCAÇÃO CE

Os geossintéticos são materiais que estão abrangidos pela Directiva Europeia dos Produtos de Construção (DPC). Esta directiva (Directiva 89/106/CEE, 1989), transposta para a legislação nacional pelo Decreto-lei n.º 113/93 de 10 de Abril (DR), impõe que para todos os materiais (produtos) utilizados nas obras de construção é obrigatória a marcação CE. Para efeitos desta directiva, “produtos de construção” *são todos os produtos destinados a ser permanentemente incorporados em obras de construção, incluindo obras de construção civil e de engenharia civil.*

A obrigatoriedade da marcação CE para um determinado material vigora a partir de um período após a publicação de normas ou especificações técnicas desse material. Assim, os primeiros geossintéticos para os quais já é obrigatória, são os geotêxteis e produtos relacionados, i.e., são todos os geossintéticos, com a exclusão apenas das barreiras geossintéticas. Como se mostra na Tabela 5, as normas das exigências para as várias aplicações dos geotêxteis e produtos relacionados foram todas publicadas em 2000, pelo que a partir de 1 de Outubro de 2002 se tornou obrigatória a marcação CE. Uma vez que ainda não foram publicadas (nem ainda aprovadas) todas as normas respeitantes às barreiras geossintéticas, a marcação ainda não é obrigatória para estes materiais. Prevê-se que o seja a partir de meados de 2005 (previsões efectuadas pelo Comité Técnico, na última reunião tida em Novembro de 2003).

O fabricante tem também de preparar uma declaração de conformidade que descreva mais em detalhe as características do produto, e que é a garantia da conformidade com as especificações. É com base nesta declaração que o fabricante faz a marcação CE. Esta declaração é um documento que identifica o produto, e que o acompanha nas suas transacções, obrigatoriamente escrito na língua oficial do país a que se destina, e que deve estar disponível sempre que seja solicitado pelo cliente.

Para cumprir a directiva, o fabricante poderá eventualmente ter de proceder a alterações na gestão do fabrico e no controle da qualidade do produto. Para elaborar a declaração de conformidade é necessário desenvolver um sistema de controle de fabrico, na fábrica, devidamente documentado (inclui testes às matérias-primas, processos, equipamentos e produto acabado), verificações e ensaios aos produtos (inclui ensaios periódicos para controle de fabrico). Há diferentes sistemas de verificação de conformidade (1+, 1, 2+, 2, 3 e 4), consoante o tipo de função e aplicação para a qual o material fica habilitado. Os procedimentos a adoptar para os vários sistemas de verificação apresentam-se na Tabela 10.

**Tabela 10** – Sistemas de avaliação da conformidade, tendo por objectivo a marcação CE.

Sistema	1+	1	2+	2	3	4	Descrição
<b>Compete ao fabricante</b>	•	•	•	•		•	Ensaio inicial de tipo
	•	•	•	•	•	•	Controle interno da produção
	(•)		(•)				Programa de amostragem para ensaio
<b>Compete ao Organismo Notificado</b>	(•)						Ensaio aleatório de amostras
	•	•		•			Ensaio inicial de tipo por um laboratório acreditado
	•	•	•	•			Inspecção inicial do controle da produção (auditoria inicial)
	•	•	(•)				Acompanhamento permanente do controle da produção (auditorias de acompanhamento)
	•	•					Certificação do produto
(•) com possibilidade de ser exigida, eventualmente							

A conformidade de qualquer produto com a DPC é portanto confirmada através da marcação CE aposta no produto. Esta marcação é, como se referiu, obrigatória em qualquer produto do mercado europeu. Se o fabricante do geossintético é autorizado a apor a correspondente marcação CE, tal significa que o produto foi ensaiado segundo as normas europeias, num laboratório acreditado, e com um processo de fabrico controlado. Esse produto tem assegurada a livre circulação no espaço económico europeu, uma vez que nenhum Estado Membro poderá exigir outros requisitos específicos. Ficam assim eliminadas quaisquer barreiras técnicas ao comércio, pela criação de um mercado único europeu para os produtos de construção.

## 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com este trabalho as autoras esperam ter contribuído para uma maior divulgação do estado da normalização dos geossintéticos. Devido à sua importância, destaca-se novamente o facto da aprovação das normas a nível Europeu (no CEN/TC 189) implicar obrigatoriamente a sua aplicação a nível Nacional. A normalização permite maior qualidade nos trabalhos que envolvam geossinté-

ticos, exigindo, no entanto, o desenvolvimento de novos procedimentos, começando logo na fase de elaboração dos cadernos de encargos (em que, por ex., as características a exigir aos geossintéticos devem ser as obtidas através das normas em vigor EN ou EN ISO, e não outras), passando pela fiscalização (em que novos procedimentos devem ser estabelecidos, com vista a um controle adequado da qualidade dos geossintéticos, começando logo na recepção em obra).

Está já em vigor a obrigatoriedade da marcação CE para os geotêxteis e produtos relacionados. Torna-se por isso importante que as empresas produtoras se preparem para o cumprimento da legislação, e dela tirem partido, uma vez que constituem instrumentos para facilitar a utilização destes materiais. É necessário também que as empresas consumidoras estejam conscientes de que um produto com marcação CE dá mais garantias relativamente ao uso das normas europeias e controle de fabrico.

O CITEVE, como ONS dos geossintéticos, é o organismo que, como extensão do IPQ, dá apoio à comunidade nacional em termos de procedimentos, nomeadamente em termos de normalização e marcação CE. Em termos de apoio laboratorial, existe já no nosso país uma gama bastante alargada de ensaios disponíveis para os geossintéticos, que, apesar de não estarem certificados, obedecem à normalização europeia.

## **6 – AGRADECIMENTOS**

Agradece-se ao ONS – CITEVE que, através do Programa Operacional de Economia, POE medida 3.1, Acção B2-ONS, tem permitido à Delegação Portuguesa, constituída pelas autoras deste trabalho, representar o IPQ, e participar activamente nos trabalhos de Normalização a nível Europeu.

Agradece-se ainda o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), POCTI e FEDER (projecto de investigação: POCTI/ECM/42822/2001) para a investigação de suporte à normalização Europeia de ensaios de geossintéticos.

## **7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

“Directiva 89/106/CEE do Conselho, de 21 de Dezembro de 1989, relativa à aproximação das disposições legislativas, regulamentares e administrativas dos Estados-membros no que respeita aos produtos de construção”, 1989-Jornal Oficial das Comunidades Europeias, L40, Alterada pela “Directiva 93/68/CEE do Conselho, de 22 de Julho de 1993”, 1993-Jornal Oficial das Comunidades Europeias, L220.

IGS, 1998 “Recommended Descriptions of Geosynthetic Functions, Geosynthetic Terminology, Mathematical and Graphical Symbols”, International Geosynthetic Society, South Carolina, USA.

## **NOTA**

Para além das referências bibliográficas indicadas foram ainda consultados os seguintes trabalhos:

CITEVE, 1999 “Normalização nos Têxteis e Vestuário”, Centro Tecnológico das Indústrias Têxtil e do Vestiário de Portugal.

CEN/TC 189, 2003 “Geosynthetics – Work Programme – Status on 2003-10-01”, doc 473.

CEN “Market, Environment and Objectives of CEN/TC 189 – Geotextiles and Geotextile-Related Products, as Approved by Resolution BTC 257/1999”.

Comité Europeu de Normalização, [www.cenorm.be](http://www.cenorm.be)



# TESES DE DOUTORAMENTO E MESTRADO EM PORTUGAL: 2003

## TESES DE DOUTORAMENTO

### Ambiente Mineiro: Tecnologias de Diagnóstico, Prevenção e Tratamento Passivo de Águas Ácidas Contaminadas por Minerais Sulfurados

AUTOR: Maria da Conceição Corvaceira Fidalgo de Matos

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADOR: Carlos Dinis da Gama (IST)

RESUMO: A presente dissertação aborda as técnicas de tratamento, por métodos passivos, de drenagens ácidas de mina, consideradas unanimemente como a mais importante forma de poluição resultante das actividades mineiras a nível mundial.

Tendo sido inicialmente um problema originado na indústria do carvão, passou a dominar todas as explorações minerais que envolviam sulfuretos, em especial as pirites disseminadas em numerosas jazidas, procurando-se por diferentes processos, reduzir ou minimizar essa contaminação de modo eficaz e económico. Especiais preocupações resultam das drenagens provenientes de minas antigas já encerradas sem critérios ambientalmente recomendáveis e, principalmente, minas e pedreiras abandonadas.

O estudo baseou-se na metodologia adoptada num projecto comunitário de investigação em que a autora participou, onde foram construídas linhas alternativas de tratamento passivo à escala industrial, destinadas a controlar a acidez e a eliminar as concentrações de elementos metálicos resultantes de drenagens ácidas de uma grande mina de lenhite a céu aberto e respectivas escombreyras.

Comprovou-se que os sistemas de fluxo horizontal são mais eficazes que os de escoamento vertical e testaram-se os rendimentos de eliminação de vários metais pesados por meios de diversos métodos, chegando-se a contribuições aproveitáveis para basear o projecto de novas instalações deste tipo, com custos operacionais mais baixos que os correspondentes a unidades de tratamento activo dedicadas ao mesmo objectivo.

Finalmente, sugerem-se linhas de investigação subsequente sobre o tema, tendo em vista a sua disseminação e aperfeiçoamento tecnológico.

# Investigações sobre a Estabilidade de Minas com Câmaras e Pilares (Investigations on Ground Control in Room and Pillar Mining)

AUTOR: Yu Xianbin

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADOR: Carlos Dinis da Gama (IST)

RESUMO: Em matéria de exploração mineira subterrânea, nos dias actuais assiste-se à crescente intervenção de métodos de Engenharia destinados a garantir que os trabalhos se desenvolvam com elevado grau de segurança e protecção dos trabalhadores, com bom aproveitamento dos recursos, respeitando a qualidade do ambiente (exterior e interior às minas) e, principalmente, que se atinjam baixos custos de produção.

Este conjunto de objectivos dificilmente se alcança de modo harmonioso, não só por alguns deles serem antagónicos (caso do conhecido confronto entre a segurança e a economia), mas também porque os sistemas mineiros são notoriamente dinâmicos, pois a cada dia que passa tudo se pode modificar: os locais de extracção, a disposição e o teor dos minérios, o seu enquadramento legal e ambiental, o preço de venda, a competição, etc..

Em sistemas de alta complexidade deste tipo, há que definir “a priori” quais as prioridades a garantir, identificando as variáveis principais e as acessórias. Assim, e de acordo com o célebre princípio de “safety first”, optou-se pelo controle da estabilidade como o mais importante aspecto a garantir, sem o qual todos os restantes perdem significado.

É portanto essencial conhecer todos os constrangimentos que se reflectem na estabilização das cavidades subterrâneas, criando um cenário tridimensional em que os comportamentos das rochas são explicados pela intervenção de muitos factores, uns intrínsecos (como a sua natureza geológica e propriedades geotécnicas) e outros extrínsecos (descontinuidades, volumes de escavação exigidos, efeitos dos explosivos, etc.).

Concretamente, trata-se de determinar, em cada circunstância, como se alcança e como se mantém a estabilidade das aberturas da mina, para níveis operacionais aceitáveis, isto é, sem redundâncias nem riscos exagerados. Dada a importância que possui na indústria mineira mundial, elegeu-se para tema da investigação o método de exploração por câmaras e pilares.

Visando implementar o conhecimento do “estado da arte” no sector, desenvolveram-se contribuições nos seguintes domínios:

Por via teórica, estabelecendo as diferenças de comportamento mecânico das rochas que sofrem a acção de tracções (geralmente nos tectos das câmaras) e de compressões (no interior dos pilares);

Por via experimental, desenvolvendo novos equipamentos de ensaio em laboratório e geometrias não convencionais de amostras de rochas para medir as suas propriedades geotécnicas, além de criar novos critérios de avaliação da estabilidade por meio de convergências determinadas “in situ”;

Por meio de simulações numéricas, viabilizando novas aplicações do método dos elementos finitos, a duas e três dimensões, para a análise das distribuições de tensões e deformações em torno das cavidades criadas pelo referido método de exploração mineira.

Através de casos de estudos correspondentes a minas portuguesas e chinesas, aplicaram-se as novas metodologias para se validarem os seus resultados e estabeleceram-se critérios mais fiáveis de projecto e de operação.

Sugerem-se novas linhas de investigação para o tema e propõe-se a respectiva aplicação a outras minas, visando contribuir para a sua melhoria operacional e, assim, participar na edificação de uma indústria mineira sustentável.

# Engenharia Ambiental Subterrânea e suas Aplicações a Minas Portuguesas e Peruanas

AUTOR: Vidal Felix Navarro Torres

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADOR: Carlos Dinis da Gama (IST)

**RESUMO:** O presente trabalho aborda a engenharia ambiental subterrânea enquadrada no conceito do ambiente subterrâneo como sistema dinâmico de interacção mútua e integral de quatro importantes domínios: atmosfera subterrânea, água subterrânea, rocha e componente biológico (homem); a os quais associa a tecnologia, a economia e sistemas de gestão ambiental subterrânea, dividindo-se em cinco partes.

A primeira apresenta uma revisão sobre a crescente importância da engenharia ambiental e a situação actual da sua especialização no âmbito subterrâneo.

A segunda parte aborda a metodologia para a identificação das fontes e impactes ambientais negativos, para a caracterização da interrelação dos parâmetros ambientais e expresando-os em modelos matemáticos, para a identificação do nível de impacte ambiental baseado na medição ou predição, na procura de medidas de prevenção e correcção, aplicando-as da melhores alternativas e ainda, para a sua monitorização e controlo. Também, trata importantes aspectos do custo da protecção ambiental subterrânea.

A terceira parte promove a aplicação dos conhecimentos acima referidos a duas minas portuguesas e uma mina peruana, visando validar a sua eficácia e fiabilidade.

Finalmente, a quarta parte aborda a aplicação desta metodologia a projectos novos e aos sistemas de gestão ambiental (EMS) e sistemas de gestão do ambiente, saúde e segurança (EHS).

Finalmente, a quinta parte apresenta as principais conclusões do trabalho realizado e sugestões para futuras investigações.

# Caracterização Geotécnica e Estudo do Comportamento Geomecânico de um Saprolito Granítico da Guarda

AUTOR: Manuel Gonçalves Rodrigues

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

ORIENTADOR: Luís Joaquim Leal Lemos (FCTUC)

**RESUMO:** A dissertação apresenta um conjunto de trabalhos executados com vista à caracterização geomecânica dos solos do saprolito granítico da Guarda, aflorante num campo experimental junto ao Instituto Politécnico da Guarda. Começa por fazer uma abordagem aos processos de formação dos solos residuais e salienta algumas das características gerais deste tipo de materiais. Relativamente ao campo experimental faz a caracterização geomorfológica, geológica e químico-mineralógica, e elabora a classificação geotécnica dos materiais presentes no perfil de meteorização. Procede à caracterização do comportamento intrínseco por intermédio de ensaios triaxiais em amostras reconstituídas e os resultados são enquadrados no âmbito da teoria do estado crítico e do estado estável.

A problemática da amostragem nestes solos é estudada utilizando amostras indeformadas colhidas em bloco, amostras colhidas através de amostradores de tubo aberto e ainda amostras artificialmente cimentadas. Os processos de preparação das amostras para ensaios triaxiais são também avaliados e discutidos.

Procede à caracterização do comportamento mecânico dos solos saprolíticos em consideração, através dos resultados obtidos da realização de um conjunto alargado de ensaios de campo (DP, SPT, CPTU, PMT, SP e CH) e de laboratório (ensaios de permeabilidade em câmara triaxial, ensaios edométricos, ensaios de consolidação isotrópica e anisotrópica, ensaios K<sub>0</sub>, ensaios triaxiais instrumentados internamente seguindo-se diferentes trajectórias de tensões e ensaios de compressão diametral).

Com base na caracterização mecânica efectuada, e na caracterização químico-mineralógica, estabelece um conjunto de correlações paramétricas, que são comparadas com outras estabelecidas em solos de natureza idêntica à dos estudados, ou com correlações constituídas em solos de natureza sedimentar mas com composição granulométrica semelhante.

# Estimativa por Retroanálise de Parâmetros Geotécnicos de Maciços Envolventes de Túneis Superficiais

AUTOR: Carlos Manuel da Cruz Moreira

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra

ORIENTADOR: Jorge Almeida e Sousa (FCTUC)

**RESUMO:** O trabalho insere-se no domínio da construção de túneis superficiais em maciços terrosos. Trata essencialmente da identificação de parâmetros por via da retroanálise e pretende contribuir para o aperfeiçoamento dos processos de caracterização e dos meios de previsão do comportamento mecânico deste tipo de estruturas.

Para enquadrar devidamente o tema estudado apresenta-se uma breve ilustração de túneis superficiais e dos aspectos que mais condicionam o seu comportamento. Faz-se uma exposição sintética dos principais métodos construtivos e analisam-se alguns dos efeitos que a escavação provoca nos maciços terrosos, sobretudo ao nível das deformações.

Apresentam-se em seguida alguns dos aspectos fundamentais da modelação numérica por meio do método dos elementos finitos, sobretudo aqueles que estão especificamente vinculados aos procedimentos de retroanálise desenvolvidos. A formulação matemática associada, enquanto instrumento de simulação do comportamento dos solos, é sumariamente abordada e é feita referência à técnica de programação não linear adoptada.

Os métodos de retroanálise mais divulgados são depois descritos e, como os de uso mais geral envolvem a minimização de uma função objectivo, apresentam-se os critérios de identificação tradicionalmente usados para definir tal função, que é estabelecida a partir de medições obtidas nas obras e dos respectivos valores calculados através do modelo adoptado.

Aplica-se então a metodologia desenvolvida para identificar os parâmetros que caracterizam o comportamento dos maciços a dois túneis superficiais, cujas construção foi contemplada com adequados panos de instrumentação e observação. Depois, como meio essencial de aferição, compararam-se os resultados numéricos com os dos ensaios de campo e de laboratório.

## TESES DE MESTRADO

Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoelétricos  
na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes.  
Avaliação da Qualidade de Amostragem em Solos Residuais

AUTORA: Cristiana Maria da Fonseca Ferreira

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADOR: António Viana da Fonseca (FEUP)

Danificação Durante a Instalação. Avaliação Laboratorial  
da Influência no Comportamento dos Geossintéticos

AUTOR: António Miguel Verdelho Paula

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADORA: Maria de Lurdes Lopes (FEUP)

Métodos de Dimensionamento de Muros de Alvenaria  
de Tijolo Reforçados com Geossintéticos

AUTOR: António Alberto Santos Correia

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADORAS: Isabel Moita Pinto (FCTUC) e Maria de Lurdes Lopes (FEUP)

Contribuição para o Conhecimento de Anisotropia Induzida em Solos  
Argilosos Regionais Portugueses. Estudo Experimental Sobre  
Algumas Amostras Representativas

AUTORA: Carla Alexandra Pereira de Carvalho

INSTITUIÇÃO: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

ORIENTADOR: António Viana da Fonseca (FEUP)

Correlação entre a Resistência de Rochas à Carga Pontual  
e a sua Resistência à Tracção

AUTORA: Sofia Maria Mesquita Soares

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADOR: Carlos Dinis da Gama (IST)

Avaliação da Capacidade Resistente de Estacas Através do Ensaio de Carga Dinâmico

AUTOR: José Jorge Gouveia Pereira

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADOR: Jaime Alberto dos Santos (IST)

Influência da não Saturação e da Granulometria nas Características de Deformabilidade de um Agregado Granítico

AUTORA: Sandra Marina Reis Ferreira

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADOR: António Gomes Correia (UM)

Obras Subterrâneas – Aspectos da Contribuição da Geologia de Engenharia na Concepção e Projecto

AUTOR: Nadir de Sousa Plasencia

INSTITUIÇÃO: Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa

ORIENTADOR: Carlos Dinis da Gama (IST)

Contribuição para a Obtenção de Parâmetros Geomecânicos para a Modelação de Obras Subterrâneas em Maciços Graníticos

AUTOR: Tiago Filipe Silva Miranda

INSTITUIÇÃO: Universidade do Minho

ORIENTADOR: Francisco Ferreira Martins (UM)

Análise do Comportamento de um Túnel Superficial

AUTOR: Bruno Daniel Sabina dos Santos Valente

INSTITUIÇÃO: Universidade do Minho

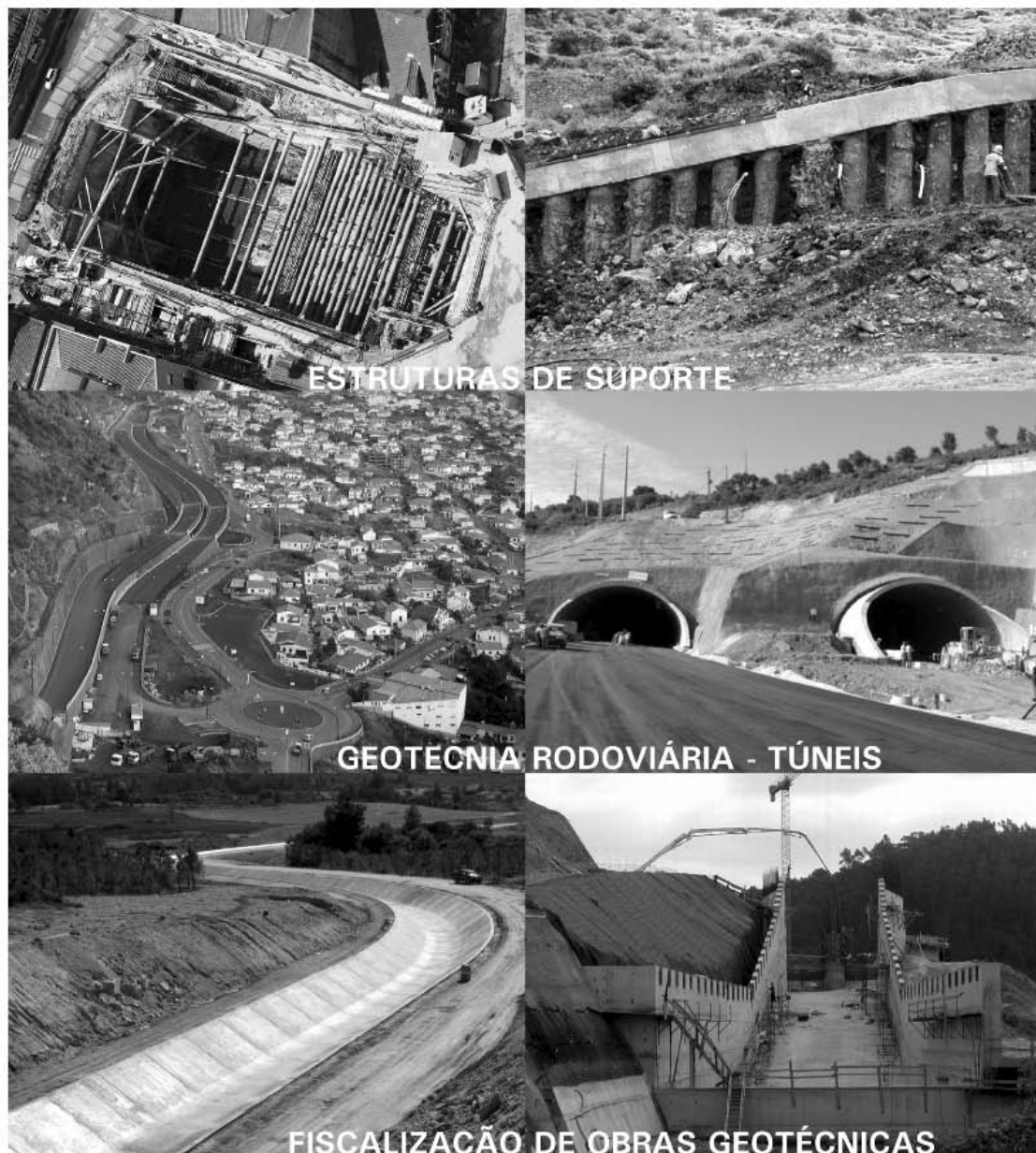
ORIENTADOR: Francisco Ferreira Martins (UM)

CO-ORIENTADOR: Jorge Almeida e Sousa (FCTUC)





## Engenharia Geotécnica



ESTRUTURAS DE SUPORTE

GEOTECNIA RODOVIÁRIA - TÚNEIS

FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



CENORGEO – Engenharia Geotécnica, Lda.  
Grupo CENOR [www.cenor.pt](http://www.cenor.pt)

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





Medidor de Capacidade de Suporte em Contínuo

# MCSC

mlpc PORTANCEMETRE



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

**CETE**  
Normandie  
Centre  
Centre d'Études  
Techniques de  
L'Équipement



  
**Geocontrole**  
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



**COBA**

## GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



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

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

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

**ANGOLA**  
Edifício Maianga  
Rua João Rodrigues nº 1 - LUANDA  
Tel.: (244-2) 370191  
Fax: (244-1) 780909  
E-mail: [coba-angola@snet.co.ao](mailto:coba-angola@snet.co.ao)

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

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

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

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

# Tecnasol FGE



## Fundações e Geotecnia, SA

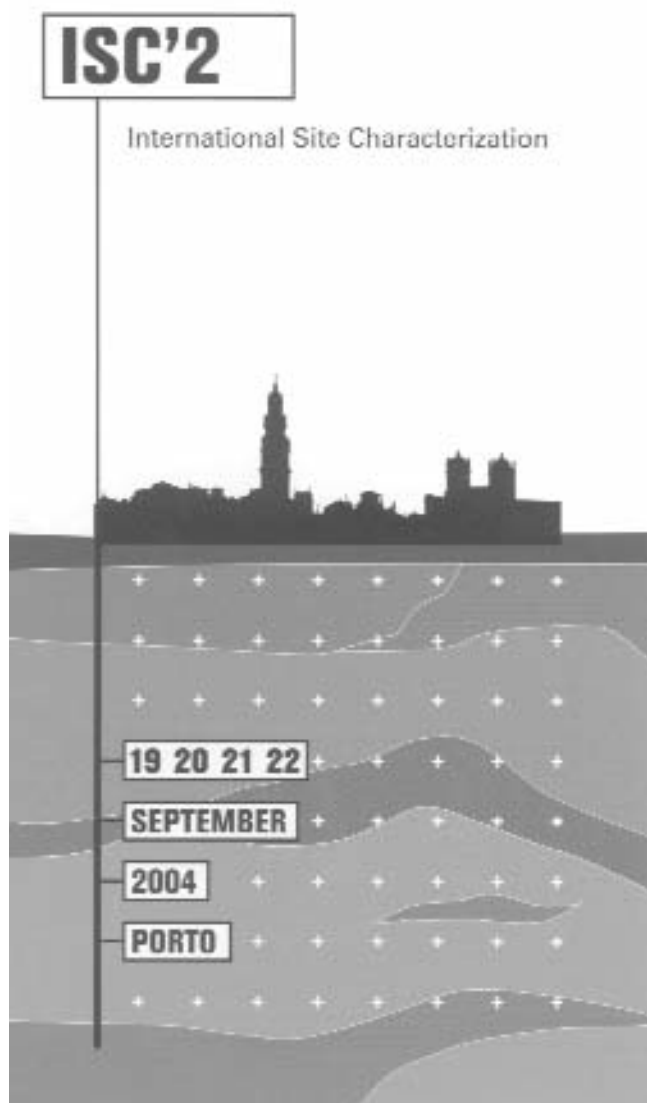
Fundações  
Estabilização de Taludes  
Pré-esforço  
Reabilitação de Estruturas  
Entivações/Contenções  
Impermeabilizações  
Injecções  
Instrumentação  
Geotecnia  
Jet Grouting  
Obras Subterrâneas



As Raízes nem sonham  
até onde podemos ir

Rua das Fontainhas, 58 - Venda Nova - 2700-391 AMADORA  
Tel. +351.214 908 600 - Fax +351.214 747 036  
[TecnasolFGE@esoterica.pt](mailto:TecnasolFGE@esoterica.pt)

Nos dias 19 a 22 de Setembro de 2004, na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, realiza-se a **2.<sup>a</sup> Conferência Internacional de Investigação e Caracterização de Maciços**. Os **mais de duzentos Artigos**, providos de todo o mundo, foram organizados em 9 temas: *Mechanical in-situ testing methods; Geophysical methods applied to geotechnical engineering; Innovative technologies and equipment; New developments in interpretation of in-situ data; Case studies involving practical projects; Characterization of nontextbook geomaterials; Applications to geotechnical structures; Enhanced characterization by combined in-situ testing; Laboratory and field comparisons*. Estes trabalhos foram sintetizados nos **Relatos Gerais** dos “*Reporters*” e “*Discussion-Leaders*” e são complementados com **doze Conferências Especiais**, uma das quais a 1.<sup>a</sup> “**James K. Mitchell Lecture**”. Todas as contribuições constam das Actas publicadas por Editora Internacional e serão distribuídas antes do evento. O programa está disponível na página da Web.



Das actividades paralelas (*Associated Events*), salientam-se duas sessões especiais, um Workshop sobre o Campo Experimental da FEUP e “*Int. Pile Prediction Event*”, um fórum sobre a Actividade das Comissões Europeias de Normalização de Ensaios (CEN/TC341 e ISO/TC 182/SC1) e um conjunto de 4 Short Courses, durante o dia 19, conduzidos por especialistas nacionais e internacionais sobre: ensaios CPT/CPTU, Pressiómetros, Dilatómetro de Marchetti e ensaios geofísicos. Para além disso, e no decurso da conferência, reunir-se-ão os Comités Técnicos: TC1, TC10, TC16, TC18 e TC29 da ISSMGE e TC341/WG5 do CEN. Haverá também uma Sessão Especial sobre “*Recent lessons learnt from geotechnical site investigation at the leaning tower of Pisa*”.

Mais informações podem ser obtidas na página da WEB da Conferência:

<http://www.fe.up.pt/ISC-2>

ou de:

ISC'2 – Com. Org. (DEC/Geot)  
Faculdade de Engenharia  
R. Dr. Roberto Frias, s/n  
4200-465 PORTO- PORTUGAL  
Phone: +351 225081730  
Fax: +351 225081446  
clotilde@fe.up.pt;  
manuel@fe.up.pt



## INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

Os trabalhos a publicar na revista são classificados como **artigos, notas técnicas, e correspondência.**

Entende-se por nota técnica descrições de casos de obra, ou simples dados quantitativos com elas relacionados, curtas notas sobre soluções práticas e trabalhos cujo grau de elaboração não está suficientemente avançado para dar lugar a um artigo.

Na secção de correspondência podem apresentar-se comentários aos artigos publicados tendo em vista a sua discussão.

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Redactorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Dentro do prazo de um mês o autor será porém informado da data provável da publicação do seu trabalho, no caso de ser favorável a decisão da Comissão Redactorial. Se em face de tal informação o autor desistir da publicação, deverá comunicá-lo, dentro também do prazo de um mês.

Os trabalhos assinados são da exclusiva responsabilidade dos autores.

1 – Os originais devem, como regra, ser apresentados em português e redigidos na terceira pessoa. Aceitam-se também, dentro de determinada cota, originais em espanhol.

2 – Todos os símbolos devem estar, dum modo geral, em conformidade com a lista publicada no volume 3 dos Proceedings of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Tóquio 1977) e com a List of Symbols organizada em Março de 1970 pela Commission on Terminology, Symbols and Graphic Representation da Sociedade Internacional de Mecânica das Rochas.

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

4 – Cada artigo deve iniciar-se por um resumo informativo que não deve exceder 150 palavras, e que será seguido de uma tradução livre em inglês (synopsis). Neste resumo devem utilizar-se palavras ou expressões que traduzam os conceitos tratados (palavras chave).

5 – Em princípio os artigos não devem exceder as 30 páginas A4 (dactilografadas a um espaço e incluindo as figuras).

6 – Os desenhos ou figuras devem ser feitos a tinta da china em vegetal transparente. As espessuras dos traços e as dimensões das letras e dos números deverão ser compatíveis com as reduções a efectuar para obter a mancha final da publicação, a fazer em formato B5 (176 x 250 mm). Assim, na hipótese de só haver letras maiúsculas o tamanho mínimo final aceitável é de 1,25 mm. No caso de serem usadas maiúsculas e minúsculas o tamanho final daquelas não deverá ser inferior a 1,75 mm, com uma relação de 1,4 entre maiúsculas e minúsculas.

Os traços a usar serão os próximos do aparo do escantilhão a usar para as letras respectivas. As letras e os números não devem pesar visualmente mais do que o desenho.

As dimensões dos originais das figuras não deverão exceder 550 x 450 mm.

7 – Na dactilografia do texto será indicado o local para inserção de cada figura ou fotografia.

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

9 – Do texto, desenhos e fotografias (em papel preto brilhante) será enviado um exemplar.

10 – As referências bibliográficas devem ser feitas da seguinte forma, de acordo com a NP-405 1966 – Referências bibliográficas. Elementos essenciais.

a) No texto o nome do autor(es) é seguido do ano da publicação colocado entre parênteses.

Exemplo: Skempton e Henkel (1975). No caso de mais de um artigo do mesmo autor publicado no mesmo ano usar-se-á sufixos a), b) etc.

b) Na lista de referências (sem numeração) e a apresentar no fim do artigo, a apresentação deve ser feita por ordem alfabética dos nomes do primeiro autor.

11 – Os autores que queiram receber gratuitamente 20 separatas dos seus artigos devem manifestar esse desejo quando da apresentação do original.

Admitem-se tiragens especiais de separatas que deverão ser encomendadas quando da apresentação do original e que serão cobradas à parte.

- 3 Mensagem do Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia**  
*A. Gomes Correia*
- 5 Editorial**  
*L. Leal Lemos*
- 7 Seleção de uma Área para um Aterro de Resíduos Industriais com Base no Método Ria e Seus Indicadores Geoambientais**  
*Jayme de O. Campos*
- 25 Estabilização Química de Solos Residuais Graníticos**  
*Nuno Cristelo e Said Jalali*
- 41 O Colapso de um Solo Arenoso Inundado com Esgoto Doméstico**  
*Roger A. Rodrigues e José A. de Lollo*
- 61 Normalização dos Geossintéticos**  
*Maria I. M. Pinto, Maria de L. Lopes e Margarida P. Lopes*
- 71 Teses de Doutoramento e Mestrado em Portugal: 2003**  
*A Direcção*