

110 **Julho**
2007

GEOTECNIA

Revista Luso-Brasileira de Geotecnia



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental



DIRECTOR:

Luís Leal Lemos, FCTUC

DIRECTOR - ADJUNTO:

Newton Moreira de Souza, UnB

COMISSÃO EXECUTIVA:

Nuno Guerra, IST
 Marília Pereira, LNEC
 Márcio Muniz de Farias, UnB
 Maria Giovana Parizzi, UFMG

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

COMISSÃO EDITORIAL 2007-2008

A. Gomes Coelho, Lisboa
 A. Gomes Correia, U. Minho, Guimarães
 A. J. Correia Mineiro, Lisboa
 A. Pinto da Cunha, LNEC, Lisboa
 Adriano Virgílio Damiani Bica, UFRGS, Porto Alegre
 Alberto Garrido, TG7, Porto
 Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ, Rio de Janeiro
 António Cardoso, FEUP, Porto
 António Pinelo, IEP, Almada
 António Veiga Pinto, LNEC, Lisboa
 Benedito S. Bueno, USP, São Carlos
 C. Dinis da Gama, IST, Lisboa
 Celso Lima, Hidrorumo, Porto
 Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG, Pelotas
 Dario Cardoso de Lima, UFV, Viçosa
 E. Amaral Vargas Jr., PUC-RIO, Rio de Janeiro
 E. Maranha das Neves, IST, Lisboa
 Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG, Belo Horizonte
 Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV, Viçosa
 Ely Borges Frazão, São Paulo
 Emílio Velloso Barroso, UFRJ, Rio de Janeiro
 F. Guedes de Melo, Consulgeo, Lisboa
 F. Peres Rodrigues, Enarco, Lisboa
 Fernando A. B. Danziger, UFRJ, Rio de Janeiro
 Fernando Saboya, UENF, Campos do Goytacases
 Francis Bogossian, Geomecânica, Rio de Janeiro
 Frederico Garcia Sobreira, UFOP, Ouro Preto
 H. Novais Ferreira, LECM, Macau
 J. Barreiros Martins, Braga
 J. Castel-Branco, Lisboa
 J. de Oliveira Campos, UNESP, São Paulo
 J. Delgado Rodrigues, LNEC, Lisboa

J. Ferreira Lemos, FEUP, Porto
 J. Moura Esteves, Lisboa
 J. Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa
 José F. T. Jucá, UFPe, Recife
 José Mateus de Brito, Cenorgeo, Lisboa
 Lindolfo Soares, USP, São Paulo
 Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP, Ouro Preto
 Luiz Antônio Bressani, UFRGS, Porto Alegre
 Luiz Ferreira Vaz, Themag, São Paulo
 Luiz Nishiyama, UFU, Uberlândia
 Luís Ribeiro e Sousa, LNEC, Lisboa
 M. Matos Fernandes, FEUP, Porto
 Marcus P. Pacheco, UERJ, Rio de Janeiro
 Margareth Mascarenhas Alheiros, UFPe, Recife
 Maria Eugênia Boscov, USP, São Paulo
 Maria Lurdes Lopes, FEUP, Porto
 Maurício Ehrlich, UFRJ, Rio de Janeiro
 Milton Vargas, Themag, São Paulo
 Nuno Grossmann, LNEC, Lisboa
 Osni José Pejón, USP, São Carlos
 Oswaldo Augusto Filho, USP, São Carlos
 Pedro Sêco e Pinto, LNEC, Lisboa
 R. F. de Azevedo, UFV, Viçosa
 Renato Pinto da Cunha, UnB, Brasília
 Ricardo Oliveira, Cobra, Lisboa
 Romero César Gomes, UFOP, Ouro Preto
 Rui M. Correia, LNEC, Lisboa
 Silvério Coelho, Teixeira Duarte, Lisboa
 Tácio M. Campos, PUC-Rio, Rio de Janeiro
 Waldemar Hachich, USP, São Paulo
 Wilson Shoji Iyomasa, IPT, São Paulo



SPG

a/c LNEC

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



ABMS

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



ABGE

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

Distribuição gratuita aos membros da SPG, da ABMS e da ABGE.

Edição parcialmente subsidiada pelo LNEC, FCT.

Execução gráfica: Impressão na Ponticor em Portugal.

ISSN 0379-9522 – Depósito Legal em Portugal: 214545/04

- | | | |
|-----|---|---|
| 3 | XXII Lição Manuel Rocha | |
| 5 | Abertura da Sessão pelo Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia | António Gomes Correia |
| 7 | Apresentação do Conferencista Prof. Kerry Rowe | Luís Leal Lemos |
| 11 | Advances and Remaining Challenges for Geosynthetics in Geoenvironmental Engineering Applications | R. Kerry Rowe |
| 55 | Voto de Agradecimento ao Conferencista Prof. Kerry Rowe | António Gomes Coelho |
| 57 | Anúncio do Conferencista da XXIV Lição Manuel Rocha | António Gomes Correia |
| 59 | Encapsulamento de um solo contaminado por óleo diesel | Karla Salvagni Heineck
Nilo Cesar Consoli
Rodrigo Caberlon Cruz
Alexandre Knop |
| 75 | Vibrações geradas por comboios de alta velocidade. Uma revisão | João Marcelino |
| 101 | Processos erosivos acelerados: comportamento temporal e espacial de voçoroca | Marcilene Dantas Ferreira
Osni José Pejon |
| 121 | Modelação de uma argila – Validação experimental | Paulo José da Venda Oliveira
Luís Joaquim Leal Lemos |
| 135 | Um modelo de gestão para resíduos industriais pós-consumo | Jayme de Oliveira Campos
Denise Antunes da Silveira |
| 157 | Influência do estado de tensão de um túnel e da sazonalidade em ensaios de campo em argila colapsível do Brasil | Renato P. Cunha
André P. Assis
Fernando E. R. Marques
Charles R. B. Santos |
| 183 | Carta de risco de dano por colapso de solos para a área urbana de Ilha Solteira (SP), na escala 1:10.000 | Cíntia Magda Gabriel de Oliveira
Roger Augusto Rodrigues
José Augusto de Lollo |

XXIII Lição Manuel Rocha

A XXIII Lição Manuel Rocha, designada por "Advances and Remaining Challenges for Geosynthetics in Geoenvironmental Engineering Applications", foi proferida pelo Prof. R. Kerry Rowe, de Queen's University, Canadá, a 16 de Outubro de 2006, na Fundação Calouste Gulbenkian, em Lisboa.

A sessão foi aberta pelo Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Prof. António Gomes Correia, a apresentação do conferencista foi feita pelo Prof. Luís Leal Lemos e o voto de agradecimento foi proferido pelo Dr. António Gomes Comes.

O anúncio do orador da XXIV Lição Manuel Rocha foi igualmente proferido pelo Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia e o encerramento da secção foi efectuado pelo Dr. João Vieira, em representação do Presidente da Fundação Calouste Gulbenkian.





Abertura da Sessão pelo Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Exm.º Senhor Presidente da Fundação Calouste Gulbenkian (FCG)

Exm.º Senhor Presidente da Associação Geotécnica dos Antigos Alunos da Universidade Nova de Lisboa (AGAA-UNL), Prof. Pedro Lamas

Exm.º Senhor Prof. Luís Lemos

Exm.º Senhor Dr. Gomes Coelho

Ilustre conferencista da XXIII LIÇÃO MANUEL ROCHA (LMR), Prof. Kerry Rowe

Exm.ºs Senhores representantes de instituições civis e militares

Exm.ª Senhora Dona Teresa Rocha e família

Caros colegas e amigos

Minhas senhoras e meus senhores

É para mim uma grande honra abrir esta sessão relativa à XXIII LMR, que constitui um evento singular para a comunidade técnica e científica portuguesa, muito particularmente para a comunidade geotécnica. Esta é a segunda efectuada nos moldes acordados entre a SPG e a AGAA-UNL em 2004, com a participação da Comissão Científica (CC) para a LMR. Neste formato, em que o orador é anunciado e escolhido com um ano de antecedência, é-lhe solicitado a entrega de um manuscrito da Lição. Gostaria de pedir desculpa aos presentes e passaria a expressar-me em inglês, posto que este assunto se dirige ao nosso ilustre conferencista e convidado.

Dear Prof. Kerry Rowe,

On behalf of the CC of the Manuel Rocha Lecture, of the Portuguese Geotechnical Society and of myself, I would like to express our gratitude for your kind acceptance to deliver the Twenty Third Manuel Rocha Lecture. It is a great challenge for all our geotechnical community to hear you about “Advances and Remaining Challenges for Geosynthetics in Geoenvironmental Engineering Applications”, which is a topic of scientific and technical relevance with implications in our quality of life. Under your request we will distribute a copy of your presentation at the end of this ceremony and the final paper of the Twenty Third Manuel Rocha Lecture will appear in the first issue of the International Journal “Soils and Rocks” of the Brazilian and Portuguese Geotechnical Societies. Of course, a copy will be also published in the Portuguese Journal “Geotecnia”. Again, thank you very much Prof. Kerry Rowe, to spend this time with us and for the all the effort you certainly put in the preparation of this lecture, and also in the preparation of the written version of it.

Fazendo um pouco de retrospectiva em relação às LMR, gostaria de relembrar que a 1ª LMR foi preferida pelo saudoso Ferry Borges em 3 de Dezembro de 1984, portanto há cerca de 21 anos, tendo-se seguido anualmente até hoje as restantes, cujos oradores e temas proferidos estão apresetados no Quadro projectado.

Termino então agora agradecendo a todos a vossa presença, destacando a Senhora Dona Teresa Rocha e família, os representantes de várias prestigiadas instituições nacionais, e muito

particularmente ao Presidente da Fundação Calouste Gulbenkian por ter cedido este auditório para a realização desta XXIII LMR. Um agradecimento especial ao Professor Luís Lemos e ao Dr. Gomes Coelho por terem aceite o convite para proferirem a apresentação e agradecimento do Conferencista, respectivamente. Muito obrigado a todos!

Passaria, então agora a palavra ao Prof. Lemos que fará a apresentação do orador da XXIII LMR.

A. Gomes Correia

PRESIDENTE DA SPG (2004-2008)

Apresentação do Conferencista Prof. Kerry Rowe

Cumprimento o Exm.º Senhor Presidente da Fundação Gulbenkian, os distintos colegas da Mesa, a Senhora Dona Maria Teresa Rocha, e Família, os anteriores ilustres oradores da Lição Manuel Rocha, a assistência e o orador Professor Kerry Rowe.

Gostaria de agradecer à Comissão Científica para a Lição Manuel Rocha o convite formulado através do Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Professor António Correia, para fazer a apresentação do orador da XXIII Lição Manuel Rocha, pois é com muita honra que participo neste momento alto da Geotecnia Portuguesa com a homenagem ao Engº Manuel Rocha, em que a SPG distingue um Geotécnico Nacional ou Internacional.

É assim, com enorme satisfação, que faço a apresentação do Professor Kerry Rowe, distinto engenheiro e investigador em geotecnia e geoambiente, e que irá dar a XXIII Lição Manuel Rocha, intitulada "Advances and Remaining Challenges for Geosynthetics in Geoenvironmental Engineering Applications".

Professor Rowe was born in Sydney in 1951 and educated at the University of Sydney, where he received his Bachelor of Engineering degree awarded with a 1st Class Honours and a University Medal for his academic distinction in 1975. In that same year he was awarded with: the John Main Prize; the Bradfield Memorial Prize and the A.S. McDonald Prize of the Association of Consulting Structural Engineers of N.S.W.

Professor Rowe finished his Ph.D in Geotechnical Engineering at the University of Sydney and worked as a geotechnical engineer with the Australian Government Department of Construction prior to moving to Canada in 1978. He took up an Assistant Professorship at the University of Ontario, London, Canada, where he quickly became an Associated Professor in 1982 and a full Professor in 1986. He spent 22 years as a professor, including 8 years as Chair of the Department of Civil and Environmental Engineering up to 2000, when he was recruited to Queen's University as Vice-Principal for Research and Professor of Civil Engineering.

Professor Rowe is internationally recognised as a leading geotechnical and geoenvironmental engineer and researcher. His research and consulting has been in the fields of Geotechnical, Geosynthetic, Hydrogeologic, Landfill and Geoenvironmental Engineering, developing through research, advanced analysis and then taking it into engineering practice. As it is testified by the attribution of the Outstanding Contribution Medal, awarded by the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics for "Outstanding and seminal research contributions in geomechanics that have been adopted for basic research and practical applications". He is the lead author of the book "Barrier Systems for Waste Disposal Facilities", and editor of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook for Kluwer Academic Publishers, and has more than 400 publications in refereed journals, conferences and books dealing with:

- contaminant migration through soil and rock;
- landfill design;
- containment of contaminated sites;
- geosynthetics (including geotextiles, geomembranes, geogrids, geonets, etc.);
- reinforced embankments and walls;

- tunnels in soft ground;
- failure of slopes and excavations.

His journal papers have been a winner of, or runner-up for, best paper prizes, for two dozens times, testifying the high standard of his research work hands up with the high production. He was invited to deliver 44 keynote lectures at conferences held in 14 different countries and has presented over 250 invited lectures in 23 countries.

Professor Rowe has supervised a large number of graduate students, many of whom have won awards for their research. His research and teaching has been recognized by a number of awards including, most recently: the Killam Prize for Engineering, Canada Council (Canada's highest award for engineering); and the Legget Medal, Canadian Geotechnical Society.

He has been very active in professional activities including having been President of the International Geosynthetics Society and President of the Canadian Geotechnical Society. He is currently Editor of the Journal of Geotextiles and Geomembranes, a Co-Editor of the International Journal of Geomechanics and either an Associate Editor or member of the Editorial Board for twelve other journals. He was selected to present the Giroud Lecture (2002) by the International Geosynthetics Society, the 45th Rankine Lecture (2005) by the British Geotechnical Society, and has been elected a Fellow of The Royal Society of Canada, The Canadian Academy of Engineering, Engineering Institute of Canada, Australian Institution of Engineers, Canadian Society for Civil Engineering, and the American Society of Civil Engineers.

It is an honour, on behalf of the Scientific Committee of the Manuel Rocha Lecture, to ask Professor Kerry Rowe to give the XXIII Manuel Rocha Lecture entitled "Advances and Remaining Challenges for Geosynthetics in Geoenvironmental Engineering Applications".

Luís Leal Lemos



R. KERRY ROWE, PH. D., D. ENG.

Educated at The University of Sydney, Australia, Dr. Rowe worked as a geotechnical engineer with the Australian Government Department of Construction prior to emigrating to Canada in 1978. He spent 22 years as a professor, including 8 years as Chair of the Department of Civil and Environmental Engineering, at The University of Western Ontario, London, Canada. He is presently the Vice-Principal (Research) at Queen's University in Kingston, Canada. He is the Chair of the Board of PARTEQ Innovations Inc., which has been highly successful in the commercialization of research conducted at Queen's University. He also serves on the Boards of Directors of the Canadian Microelectronics Corporation, CANARIE Inc, the Ontario Health Research Alliance, the High Performance Computing Virtual Laboratory, the Southern Africa Research Centre, and the Sudbury Neutrino Observatory Institute.

His research and consulting has been in the fields of geotechnical, geosynthetic, hydrogeologic, landfill and geoenvironmental engineering. He is the lead author of the book "Barrier Systems for Waste Disposal Facilities", and editor of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook for Kluwer Academic Publishers, and has more than 420 publications in refereed journals, conferences and books.

Dr. Rowe has supervised more than 60 research students, many of whom have won awards for their research. His research and teaching has been recognized by a number of awards including, most recently, the Killam Prize in Engineering (Canada's most prestigious Engineering award) and the Legget Medal (The Canadian Geotechnical Societies highest honour). He has been very active in professional activities including having been President of the International Geosynthetics Society and the Canadian Geotechnical Society. He is currently President of the Engineering Institute of Canada. He is currently Editor of the Journal Geotextiles and Geomembranes, and either a co-Editor, Associate Editor or member of the Editorial Board for thirteen other journals. He was selected to present the Giroud Lecture (2002) by the International Geosynthetics Society and to present the 45th Rankine Lecture by the British Geotechnical Society (2005) and the 23rd Manuel Rocha Lecture by the Portuguese Geotechnical Society (2006). He has been elected a Fellow of The Royal Society of Canada, The Canadian Academy of Engineering, Engineering Institute of Canada, Australian Institution of Engineers, Canadian Society for Civil Engineering, and the American Society of Civil Engineers and as Honourary Member of The International Geosynthetics Society.

ADVANCES AND REMAINING CHALLENGES FOR GEOSYNTHETICS IN GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING APPLICATIONS*

R. Kerry Rowe**

ABSTRACT – Nine issues of importance to the use of geomembranes (GMs) and geosynthetic clay liners (GCLs) as part of composite liners in geoenvironmental applications are examined. These issues include the effect of: GCL-leachate compatibility on hydraulic conductivity; freeze-thaw on GCL performance; internal erosion on GCL hydraulic conductivity; temperature on advection and diffusion as well as desiccation of GCLs and compacted clay liners (CCLs); the choice of protection layer on the strains developed in GMs; wrinkles on strains developed in GMs and the thinning of GCLs; holes in GMs on leakage through composite liners; wrinkles in GMs on leakage through composite liners; diffusion through GCLs and GMs; and temperature and leachate exposure on the service life of GMs. It is suggested that GCLs and GMs can play a very beneficial role in providing environmental protection. However, like all engineering materials they must be used appropriately and consideration should be given to factors such as those addressed in this paper. There is a need for site specific design, strict adherence to construction specification, and appropriate protection of the geosynthetics after construction. In particular, given the diversity of available GCLs and their different engineering characteristics, GCLs should be selected based on the required engineering properties, not just price.

KEY WORDS – geomembranes, geosynthetic clay liners, composite liners, geoenvironmental, hydraulic conductivity, clay-leachate interaction, freeze-thaw, internal erosion, leakage, diffusion, ageing.

1 – INTRODUCTION

In recent years there have been many advances in the understanding of issues related to the use of geosynthetics such as geosynthetic clay liners (GCLs) and geomembranes (GM) as contaminant barriers. As a consequence there has also been a significant increase in geoenvironmental applications. These applications range from the more traditional use of GCLs and GMs as composite base liners or as part of capping systems for landfills (*e.g.* Rowe *et al.*, 2004b), as liners for contaminated fluids (*e.g.* leachate lagoons, Rowe *et al.*, 2003), as barriers to contain past spills of hydrocarbons (*e.g.* Bathurst *et al.*, 2006), as secondary containment around fuel tanks to prevent possible future contamination in the event of a tank rupture or equipment malfunction, as containment for fluids in heap leach pads (Thiel & Smith, 2004), and as covers and liners for mine waste (*e.g.* Lange *et al.*, 2005).

The objective of this paper is to highlight some of the recent advances in geosynthetic engineering, illustrate some of the important considerations related to design and construction using geosynthetics, and flag some of the remaining challenges related to the use of geosynthetics in geoenvironmental applications. Attention will be primarily focused on data and findings published since 2000. Readers requiring an introduction to the use of geosynthetics in barrier applications are referred to Rowe *et al.* (2004b).

* Reprodução do trabalho publicado na revista Soils & Rocks - International Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 30, n° 1, 3-30, 2007.

** R. Kerry Rowe, Ph.D., Professor and Vice-President (Research), GeoEngineering Centre at Queen's-RMC, Department of Civil Engineering, Queen's University, Kingston, ON, K7L 3N6, Canada. e-mail: kerry@civil.queensu.ca.

This paper will address nine issues of importance to the use of geosynthetics in geoenvironmental applications: (1) GCL-leachate compatibility; (2) the effect of freezethaw on GCL performance; (3) internal erosion of GCLs; (4) temperature; (5) protection of composite liners; (6) wrinkles in GMs; (7) holes in GMs and the consequent leakage through composite liners; (8) diffusion through GCLs and GMs; and (9) service life of GMs. This paper is intended to complement two other extensive examinations of the use of geosynthetics in landfills (Rowe, 1998; Rowe, 2005) and incorporates, but expands on, material presented by Rowe (2006). With respect to issue 1, this paper updates the review reported by Rowe (1998) however there is much valuable information in the 1998 paper which is not repeated here. Issues 2 and 3 are not addressed in either of these earlier papers. Issues 4-9 are discussed in both of these previous papers. This paper will only discuss issues 4 and 9 to the extent necessary to provide context of the overall thrust of designing safe long-term containment and, where appropriate, broadening their applicability to applications beyond landfills or providing new information. The reader is referred to Rowe (2005) for a more in-depth discussion of these issues. In contrast this paper will provide much more detail with respect to issues 3, 5, 6, 7 and 8 than was provided in either previous paper.

2 – GCL-LEACHATE COMPATIBILITY

2.1 – Municipal solid waste (MSW) leachate

Many researchers (*e.g.* Schubert, 1987; Shan & Daniel, 1991; Daniel *et al.*, 1993; Dobras & Elzea, 1993; Ruhl & Daniel, 1997; Petrov *et al.*, 1997; Petrov & Rowe, 1997; Kodikara *et al.*, 2002; Ashmawy *et al.*, 2002; Kolstad *et al.*, 2004; Katsumi & Fukagawa, 2005; Lee & Shackelford, 2005; Guyonnet *et al.*, 2005; Jo *et al.*, 2005, 2006) have discussed the issue of GCL-leachate compatibility and its effect on the hydraulic conductivity of GCLs. The hydraulic conductivity of a GCL has been shown to be highly dependent on: the hydrating conditions, the applied effective stress during permeation, the method of GCL manufacture, and the mass of bentonite in the GCL (Rowe, 1998). For example, Petrov & Rowe (1997) showed that if there is a low applied stress at the time of permeation, there can be an order of magnitude increase in hydraulic conductivity to about 6×10^{-10} m/s as the permeant was changed from water to MSW leachate (Table 1). The effect was far less significant at higher confining stress and the hydraulic conductivity to MSWleachate was still very low at 3×10^{-11} m/s. It has been shown that consolidation during permeation can greatly mitigate the effects of clay-leachate interaction on hydraulic conductivity.

Table 1 – Effect of applied stress on hydraulic conductivity with respect to water and MSW leachate (after Petrov & Rowe,1997).

Hydration stress (kPa)	Hydrated thickness (mm)	Hydraulic conductivity to water (m/s)	Hydraulic conductivity to MSW Leachate (m/s)
3	12.3	6×10^{-11}	55×10^{-11}
115	6	0.75×10^{-11}	3×10^{-11}

The hydraulic conductivity (k) of a GCL for a given permeant can be directly related to the bulk void ratio of the GCL (e_b) (Petrov *et al.*, 1997). For example, for a particular GCL and MSWleachate it can be shown that there is a relatively straightforward relationship between k and e_b , viz:

$$-11.4 + 0.42e_b < \log_{10} k \text{ (m/s)} < -11.2 + 0.42e_b \quad (1)$$

Relationships such as this will be both product and permeant dependent but can be established for any given design situation.

Rowe (1998) demonstrated that when dealing with composite liners, the ability of the GCL to minimize leakage through holes in a GM is not especially sensitive to the hydraulic conductivity of the GCL but, rather, is much more dependent on the interface transmissivity between the GM and the GCL. This helps explain the low leakage reported for composite liners with a GCL as discussed later. Nevertheless consideration should be given to the potential increase in k due to interaction with the leachate and the expected values should be used in the design leakage calculations. Interaction is expected to be greatest for a GCL used in applications where there is low applied stress and high concentrations of salts (especially those with divalent cations). An example of a potentially problematic application would be the use of a GCL as part of a composite liner for a lagoon to contain brines. Applications such as this will require special attention and possibly a GCL with an amended bentonite (rather than the typical sodium bentonite) selected based on clay-permeant compatibility considerations.

2.2 – Mine waste waters

The control metal and metalloid contamination derived from waste rock and mine tailings is a major challenge for the mining industry. Past research has focused on covers which reduce acid production by limiting infiltration and oxygen. While there is certainly a need to deal with acid drainage, recent research has suggested that potentially toxic elements (*e.g.* arsenic, selenium and, sometimes, nickel and zinc) can be mobile under neutral-pH conditions. Also reductive dissolution of As-bearing minerals can lead to the release of As (Stichbury *et al.*, 2000). This increases interest in segregating the most hazardous wastes for separate disposal in a fully lined containment facility. GCLs have a potential role to play in containing these contaminants.

The attenuation of single metal and multi-metal permeants by sodium bentonite and similar clay combinations have been examined by a number of investigators (*e.g.* Brain, 2000; Li & Li, 2001; Cooper *et al.*, 2002; Abollino *et al.*, 2003). The primary mechanisms controlling metal mobility in sodium bentonite are (Abollino *et al.*, 2003): (i) cation exchange within the clay lattice structure; and (ii) cation attraction to broken bonds at the edges of the clay mineral. Other mechanisms include (iii) limited anion exchange (30 meq/100 g) where the anions typically attach to the clay structure by substitution of hydroxides at the edges of gibbsite sheets (McKelvey, 1997), and (iv) attenuation of metals by precipitation (Yong, 2001). It is well known that soil pH, redox, and soil porewater composition can have a significant impact on metal mobility (Yong, 2001).

Lange *et al.* (2004, 2005) studied the potential for metal (Al, Fe, Mn, Ni, Pb, Cd, Cu, Zn) migration through GCLs from an acid rock drainage (ARD) solution (pH 3.9). Mn was found to experience the least attenuation and its migration was similarly to Cl. The ARD effluent remained neutral for about 11 pore volumes of permeation during which time Al, Fe and Cu were highly retarded and retained within the clay. Ni, Zn, and Cd were moderately attenuated. The Fe, Zn, Mn, As, Pb and Al were primarily attenuated in the upper portion of the GCL. There was evidence to suggest that Fe and Mn were predominantly attenuated by precipitation of Fe-Mn oxyhydroxides. Ni and Cu were fairly uniformly attenuated throughout the thickness of the GCL.

As the buffering capacity of the bentonite was depleted and eventually exhausted, the pH decreased until it eventually reached the influent value of 3.9 after 35 PVs of permeation. The shift in pH resulted in some metals being remobilized from the bentonite back into solution. Thus for ARD solutions there is considerable potential to retard metals but this potential is limited by the

buffering capacity of the bentonite. In a design situation, this can be related to the mass per unit area of bentonite in the GCL and the expected flow through the GCL. The hydraulic conductivity of the GCLs permeated with ARD increased from 2.8×10^{-12} m/s to 3.7×10^{-11} m/s after 35 pore volumes of permeation.

Lange *et al.* (2007) also examined the interaction between a GCL and gold mine leachate (GML). The GML had much higher concentration of Ca^{2+} and Mg^{2+} than the ARD (Table 2) but despite this the concentration of these cations in the effluent from the GCLs permeated with GML was much lower than was observed in the ARD tests. This can be attributed to cation exchange resulting from the high metal loading together with displacement by H^+ ions.

Table 2 – Initial concentrations of permeant liquids examined by Lange *et al.* (2005).

Parameter*	Gold mine leachate(GML)	Acid rock drainage (ARD) leachate
Calcium (Ca^{2+})	110.1	0.7
Sodium (Na^+)	964.0	457.7
Sulphate (SO_4^{2-})	2447.0	2932
Potassium (K^+)	8.0	779.9
Magnesium (Mg^{2+})	83.5	0.15
Strontium (Sr^{2+})	2.2	n/a
Manganese (Mn^{2+})	2.1	26.59
Aluminium (Al^{3+})	3.56	88.73
Iron (Fe^{2+})	0.41	214.4
Copper (Cu^{2+})	n/a	19.7
Chloride (Cl^-)	268.0	69
Cadmium (Cd^{2+})	2.1	4.9
Nickel (Ni^{2+})	n/a	20.2
Arsenic (As^{5+})	4.0	4.2
Zinc(Zn^{2+})	n/a	107.2
Lead (Pb^{2+})	n/a	13.9
pH	6.85	3.7

All units in mg/L, with exception of pH; *the valence indicated refers to how the ion was initially introduced.

Although both the ARD and GML had high concentrations of sulphate, there was much greater retention of the sulphate by the GCL in the GML tests than in the ARD tests, with much of the sulphate being precipitated in the upper portion of the GCL as gypsum for the GML tests but not for the ARD tests. The significant attenuation of Cd in the GML was presumed to be largely associated with precipitation of gypsum because Huang *et al.* (1999) had demonstrated that Cd can adsorb to gypsum during its crystal growth. There was also more attenuation of arsenic for the ARD samples than the GML samples. The attenuation of arsenate in the GML was also partly attributed to gypsum precipitation with As oxyanions substituting for SO_4^{2-} in the gypsum structure.

2.3 – Hydrocarbons

Several investigators have examined the effect of organic permeants on the hydraulic conductivity of GCLs. This has included consideration of neat and diluted ethanol (Petrov *et al.*, 1997),

gasoline (Shan & Lai, 2002) and Jet A-1 (Rowe *et al.*, 2004a). Because of the hydrophobic nature of many organic contaminants there can be a threshold pressure below which there is no permeation of the hydrocarbon through a water saturated GCL. For example, Shan & Lai (2002) reported no flow of gasoline through a GCL under a hydraulic gradient of 150 over a test period of 3 weeks. Likewise, Rowe *et al.* (2007a) found that there was no flow of Jet A-1 through a hydrated GCL until the pressure difference between the two sides of the GCL exceeded 27 kPa. These tests were conducted with a flexible wall permeameter. Rigid wall permeameters are also commonly used to obtain k and Rowe *et al.* (2005a) showed that in these tests, the k of GCLs permeated with Jet A-1 increased with increasing hydraulic gradient. This is thought to be because the higher pressures associated with higher gradients overcome interfacial tensions in the smaller pores thereby opening up more flow paths than were available at lower gradients. As a consequence, the values deduced from rigid wall permeameter tests at high gradients may considerably overestimate the k that would actually be mobilized in field applications.

It can be concluded from the foregoing that hydrated GCLs can be an excellent hydraulic barrier to hydrophobic hydrocarbons like Jet A-1 in the many practical applications where the hydrocarbon head does not exceed the threshold value.

3 – FREEZE-THAW

While there are many applications where a GCL will not be subjected to freezing, there are also many parts of the world where GCLs will be subjected to freeze-thaw cycles. Hewitt & Daniel (1997), Kraus *et al.* (1997), Rowe *et al.* (2007a) and Podgorney & Bennett (2006) performed tests on GCLs subjected to 3, 20, 100 and 150 freeze-thaw cycles respectively and found that there was no significant change in k of a GCL with respect to water due to these freeze-thaw cycles. While this is very positive, it should be noted that these tests did not examine the effect of potential interaction of the GCL with the pore water in adjacent soils. If these soils have pore fluid with divalent cations (*e.g.* Ca^{2+} or Mg^{2+}) then cation exchange of these cations for Na^+ on the sodium bentonite in the GCL can result in an increase in k of the GCL both in the laboratory (Shackelford *et al.* 2000; Egloffstein 2001; Jo *et al.* 2001, 2004, 2005) and field (James *et al.* 1997; Melchior 1997, 2002; Egloffstein 2001). This, combined with a reduction in swell index due to cation exchange and freeze-thaw, has the potential to give rise to an increase in k of the GCL with time unless the GCL is subjected to sufficient confining stress to prevent shrinkage and crack formation under the combined influence of double layer contraction and ice lensing. Egloffstein (2001, 2002) has suggested that a 0.75-1.0 m thick soil cover is sufficient to protect GCLs from significant increase in hydraulic conductivity. However more research is required to assess the potential effect of relatively low stress and freeze-thaw cycles on the long-term performance of GCLs used in covers and similar near surface applications to confirm when Egloffstein's suggestion is generally applicable.

The effects of freeze-thaw on k of GCLs with respect to hydrocarbons has, until recently, received little attention. This is important for cases like those described by Bathurst *et al.* (2006) where a composite liner was used to contain a hydrocarbon spill at a former DEW-Line site on Brevoort Island in the Canadian Arctic until there can be future remediation. In this case shallow permafrost provides a natural barrier to prevent significant downward migration of hydrocarbons. However an engineered barrier was required to prevent lateral spreading of the hydrocarbon plume. The geosynthetic composite barrier composed of a fluorinated high density polyethylene (f-HDPE) and GCL was installed to cut off flow of hydrocarbons to the sea in the active zone above the

permafrost in 2001. Another GM was used to cover the surface area between the source of the plume and the barrier to minimize infiltration of rainwater or runoff into the contaminated zone. The barrier is unfrozen in the summer months but frozen for most of the remainder of the year. Thus the question arises as to how effective the GCL will be as a barrier to hydrocarbons after being subjected to freeze-thaw cycles.

Rowe *et al.* (2004a, 2006, 2007a) performed freeze and thaw tests using flexible wall (FWP) and rigid wall (RWP) permeameters. The GCL samples were hydrated for five days under low confining pressure (15 ± 3 kPa), subjected to up to 100 freeze and thaw cycles, and then first permeated with de-aired water followed by Jet A-1. Tests were also conducted on samples recovered from the field after 1 and 3 years natural exposure to the groundwater and freeze-thaw in the arctic.

Rowe *et al.* (2006) used RWP to permeate GCLs with Jet A-1 until equilibrium was reached. The mean equilibrium k was about 8.0×10^{-11} and 14.5×10^{-11} m/s for 5 and 12 freeze-thaw cycles respectively (*i.e.* about 4.0 and 5.6 times greater than the initial value with respect to water). Thus the combination of high gradients and many pore volumes of permeation increased both the intrinsic permeability and k . This was due to an increase in the pore size with SEM images showing that the bentonite pore size for GCLs subjected to up to 12 freeze-thaw cycles was 2-3 times larger than that of the bentonite in the virgin GCL. Application of Olsen's (1961) cluster model suggested that the double layer contracted by 20-40% after permeating with Jet A-1 while the free-space expanded 1.2-2.5 times that before Jet A-1 permeation.

Tests performed using flexible wall permeameters (Rowe *et al.*, 2007a) found that the threshold pressure of Jet A-1 for hydrated GCLs with no freeze-thaw cycles was between about 27 to 55 kPa. The range of threshold pressure for GCLs exhumed from the field after 3 years and those subjected to up-to 50 freeze-thaw cycles in the laboratory was 13.8-20.7 kPa (*e.g.* see Fig. 1). This reduced to between 0 and 13.8 kPa after 100 freeze-thaw cycles. Thus, freeze-thaw did reduce the threshold pressure and this is attributed to an increase in the size of macro pores in the bentonite following repeated freeze-thaw cycles.

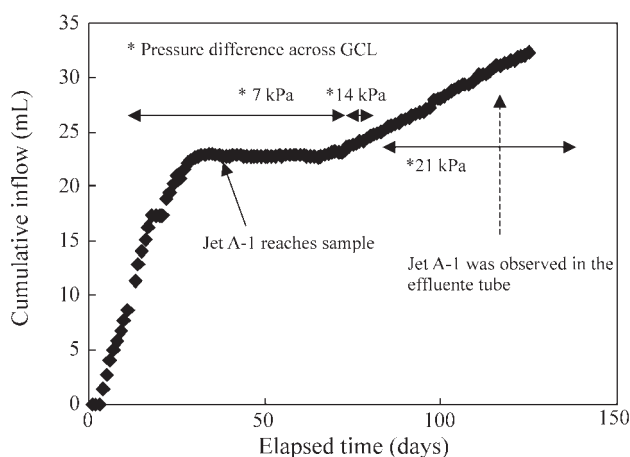


Fig. 1 – Variation in cumulative inflow volume through the GCL with time for a GCL subjected to 12 freeze and thaw cycles and permeated with water and Jet A-1 in flexible wall permeameter test (modified from Rowe *et al.*, 2005c).

The k (with respect to Jet A-1) of the hydrated GCL recovered from the field after 3 years was less than 3×10^{-12} m/s. The k after up to 50 freeze-thaw cycles in the laboratory was less than 3×10^{-11} m/s at a gradient just above that required to initiate flow. There was some increase in k with 100 freeze-thaw cycles with a maximum value of about 1×10^{-10} m/s. Thus both the laboratory and field evidence suggest that the GCL will provide an effective barrier to hydrocarbons for many years and up to 100 freeze-thaw cycles for the conditions present at Brevoort Island.

4 – INTERNAL EROSION

GCLs are commonly used in applications where there may be several to many meters of fluid over the GCL (*e.g.* ponds, lagoons, and landfills when a leachate mound builds up). Since GCLs are relatively thin, these applications can give rise to high gradients and the potential for internal erosion. This is particularly true when the GCL is placed over gravel or a geonet (*e.g.* in a double lined landfill). Giroud & Soderman (2000) conducted an analysis of the implications of bentonite loss from GCLs used above geonet drainage layers and concluded that a bentonite loss in excess of about 100 g/m^2 (*i.e.* about 2.5% of the initial bentonite mass) would impact on the GCL k and that for these applications the impact on drainage was more severe than the impact on the permeability of the GCL. Based on this analysis, they concluded that 10 g/m^2 (*i.e.* about 0.25%) could be used as a limit for impact on the drainage layer. Failures have occurred due to internal erosion. For example, Stam (2000) reported a field case where a GCL was used to line a lake. Following observations of excessive leakage, an investigation found “patchy” bentonite piping from the core of the GCL through the lightweight nonwoven geotextile resting on the coarse sand subgrade. While researchers have shown that damaged GCLs can self-heal with only a slight increase in k this self-healing process can be compromised and significant bentonite loss can occur if the damaged GCLs are placed on a coarse subgrade with large pore openings (Mazzieri & Pasqualini, 2000).

Rowe & Orsini (2003) studied the performance of five different GCLs (Table 3) resting on a geonet (opening size of 0.8 cm and a diagonal span of 1.2 cm), 6 mm uniform gravel ($d_{85} \approx 7 \text{ mm}$, $d_{50} \approx 6 \text{ mm}$, $d_{15} \approx 3.6 \text{ mm}$ and $d_{10} \approx 3 \text{ mm}$), and a well graded sand ($d_{85} \approx 1.1 \text{ mm}$, $d_{50} \approx 0.17 \text{ mm}$, $d_{15} \approx 0.043 \text{ mm}$ and $d_{10} \approx 0.03 \text{ mm}$). Their findings are summarized in the following paragraphs.

When placed on the geonet, four of the five GCLs tested (BWD, NWD, WD, SNWD; see Table 3) experienced internal erosion (bentonite loss) and an increase in hydraulic conductivity by at least one order of magnitude for heads ranging from 8 m to 45 m. In contrast the BSNWD scrim-reinforced GCL with a total carrier geotextile mass per unit area of 350 g/m^2 did not exhibit any sign of internal erosion (at heads of up to 55 m).

When placed directly over the 6 mm gravel GCLs with a single woven geotextile (BWD, WD, and NWD with the woven down) in contact with the geonet and the NWD (with the light nonwoven geotextile in contact with the geonet) all experienced internal erosion. In these cases the hydraulic conductivity increased by at least one order of magnitude for water heads ranging from ~8 m to ~90 m. In contrast, the scrim-reinforced GCLs (SNWD, BSNWD) did not experience any detrimental effects at hydraulic heads of 40-60 m for the conditions examined.

All of the GCLs tested performed well when placed over the well graded sand subgrade. For these cases even heads in the range 50-80 m did not cause any significant bentonite loss and there was no evidence of internal erosion for GCLs placed over this sand subgrade.

As the loss of bentonite increased, so too did the k . However failures, characterized by a significant increase in k of the specimen, could initially be quite localized and in some cases failure

Table 3 – GCLs used in internal erosion tests (after Rowe & Orsini, 2003).

GCL	Product descriptor	Upper geotextile ¹	Core sodium bentonite	Lower geotextile ¹	Total mass/unit area (g/m ²)	Bentonite moisture content (%)
BWD ²	BFG5000	Bentonite filled (800 g/m ²) nonwoven 300 g/m ²	Powder 4200 g/m ²	Slit film woven 200 g/m ²	5500	< 15
WD ²	NS	Staple fibre nonwoven 200 g/m ²	Granular 4340 g/m ²	Slit film woven 105 g/m ²	4645	< 12
NWD ³	ST	Nonwoven 220 g/m ²	Granular 4800 g/m ²	Slit film woven 100 g/m ²	5100	22
SNWD ²	NW	Staple fibre nonwoven 200 g/m ²	Granular 4340 g/m ²	Slit film woven, nonwoven composite 305 g/m ²	4845	< 12
BSNWD ²	B4000	Nonwoven 300 g/m ²	Powder 4700 g/m ²	Slit film woven (100 g/m ²), nonwoven (250 g/m ²) composite	5350	< 15

¹Polypropylene; ²Bentofix, thermally-treated and needle-punched; ³Bentomat, needle-punched.

was associated with relatively little bentonite loss (as little as 1%). This suggests that the limit proposed by Giroud & Soderman (2000) of about 10 g/m² (about 0.25%) may be appropriate as a conservative limit for both hydraulic and drainage considerations. Rowe & Orsini (2003) concluded that designs involving GCLs over a gravel or geonet subgrade need to be carefully examined since internal erosion at water heads as low as 8 m caused an increase in the k by one to two orders of magnitude. The gravel used in their tests meet the subgrade criteria of ASTM D6102, and thus it appears that GCL installations meeting this standard could experience internal erosion and fail under water heads encountered in reservoirs, lagoons or landfills where leachate mounding occurs.

Rowe & Orsini's work showed that the choice of GCL carrier geotextile could significantly affect GCL performance. A GCL with a woven geotextile down (*i.e.* in contact with the 6 mm gravel and geonet) did not perform as well as the other GCLs. GCLs with a nonwoven down performed better for the gravel subgrade, but neither was acceptable for a GCL placed over the geonet. The heavy scrim-reinforced GCLs performed best with BSNWD working well for all cases examined.

For the specific well graded sand subgrade tested, all GCLs performed well. This highlights the need to carefully consider the choice of GCL in the context of the expected gradient and subgrade conditions.

5 – TEMPERATURE

5.1 – Temperature at the base of a landfill

Heat generated by biodegradation of waste or the heat of hydration of incinerated residues (ash) are known to increase the temperature at the base of a landfill. The temperature typically has a maximum value in the main body of the waste and decreases towards the boundaries defined by

the surface and the underlying liner (Fig. 2). The rate of increase in temperature with time both in the waste and at the liner may vary depending on the waste management practice that is adopted. For example, Fig. 3 shows temperatures ranging from 24-38 °C below 4-6 year old waste at the Altwarmbüchen Landfill in Germany where waste was placed at a rate of 10-20 m/a but only 14-20 °C after a similar period at the Venneberg Landfill where waste was placed at 2 m/a. The availability of moisture can also have a profound effect on temperature as illustrated by Koerner & Koerner (2006) who monitored the temperature on the GM liner beneath 50 m of waste at two landfill cells north of Philadelphia, USA (mean annual temperature 12.6 °C). The cells had a similar low permeability geosynthetic cover but in one case (“dry cell” in Fig. 4) there was no additional moisture added while in the other case (“wet cell” in Fig. 4) there was moisture augmentation at a rate of approximately 500 m³ per month. For the dry cell, the average liner temperature has increased to about 32 °C after 10 years. In contrast for the wet cell the temperature increased rapidly to between 41-46 °C.

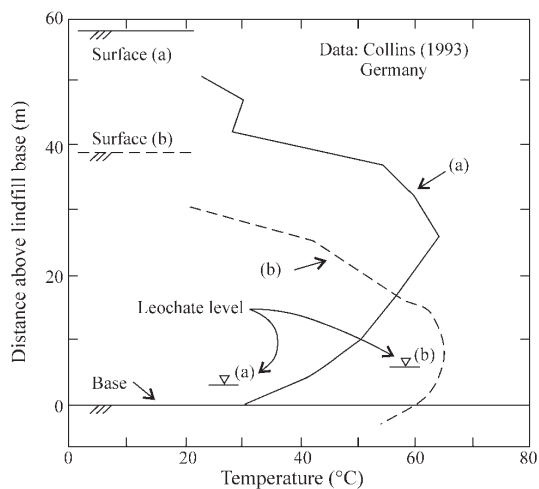


Fig. 2 – Temperature variation with depth at two locations, (a) and (b), in an old landfill (1936-1980) in Hannover Germany; waste circa 1938 at bottom (after Rowe, 1998).

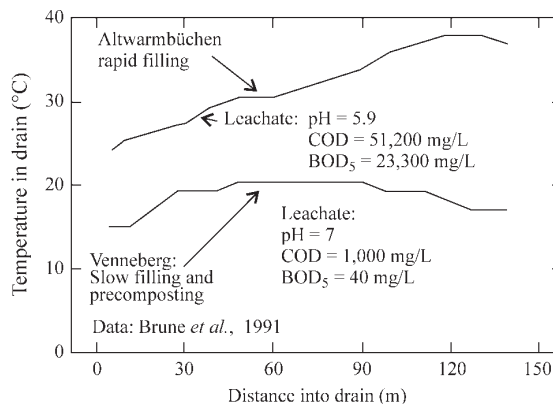


Fig. 3 – Temperature in drains at two German landfills approximately 4 years after last waste placed above the drains (modified from Brune et al., 1991).

At the Keele Valley Landfill (KVL) in Canada the temperatures above the liner appear to be leveling off in the 30-40 °C range (“Canada” in Fig. 4). Even higher temperatures have been reported in older landfills without a leachate collection system. For example, at the Tokyo Port Landfill in Japan the temperatures at the base (“Japan” in Fig. 4) were up to 50 °C 7-10 years after the beginning of landfilling and have reduced to 37-41 °C after 20 years (Yoshida & Rowe, 2003). High temperature is not restricted to MSW landfills. At the Ingolstadt landfill in Germany (“Germany” in Fig. 4), hydration of 9 m of MSW incinerator bottom ash produced a liner temperature of 463 °C 17 months after the start of landfilling.

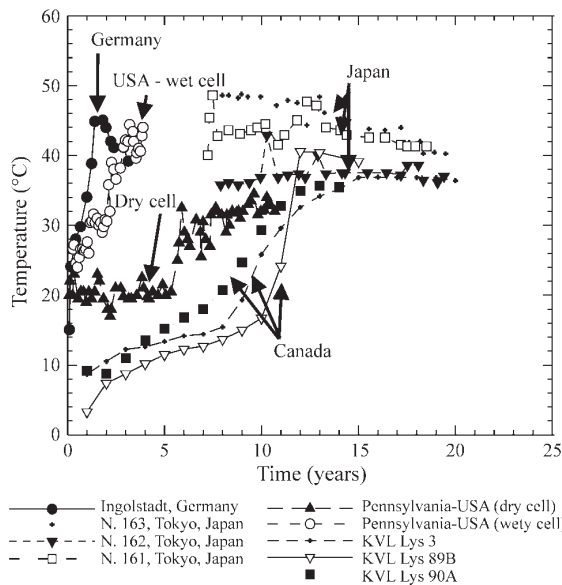


Fig. 4 – Some observed temperatures at the base of landfills (US data: Koerner & Koerner, 2006; Canadian data: Rowe, 2005; Japanese data: Yoshida & Rowe, 2003; German data: Klein *et al.* 2001).

Temperature influences both *k* and diffusion coefficient. Table 4 gives the ratio of both the diffusion coefficient and *k* at different temperatures to that at 10 °C (typical groundwater tempera - ture in many parts of the world). Diffusive and advective transport is, respectively, 100% and 80% higher at 35 °C than at 10 °C (Table 4). Temperature also has a significant impact on service lives of GMs and clay liners as will be discussed later.

Table 4 – Effect of temperature on diffusion coefficient, DT, and hydraulic conductivity, kT, in a liner at temperature, T, relative to values at 10 °C (after Rowe, 1998).

Temperature (°C)	D_T/D_{10}	k_T/k_{10}
10	1.0	1.0
20	1.4	1.3
25	1.6	1.5
35	2.0	1.8
50	2.7	2.4
65	3.5	2.9

The discussion above deals with the temperature at the top of the primary liner. The temperature at the top of the secondary liner will depend on the thermal insulation provided by the material between the primary and secondary GM liner. In the case of double composite liner systems involving just a GM and GCL as the primary liner, unpublished measurements indicate that the temperature of the secondary GM may only be 3 °C or less below that of the primary GM (Legge, pers. comm.). This is consistent with theoretical modelling conducted by Rowe & Hoor (2007) which suggested only about a 1 °C difference assuming no cooling is induced by the leak detection layer. If there is a compacted clay liner (CCL) or foundation layer as part of the primary liner, then the added thermal resistance will lead to a reduction in the increase in temperature on the secondary GM that will depend primarily on the thickness of the clay liner/foundation layer. As shown in Fig. 5, for a steady state 40 °C increase in temperature relative to ground water temperature on the primary GM (*i.e.* a primary GM temperature of 50 °C if groundwater temperature is 10 °C), there would be a 30 °C increase on the secondary liner for a 0.75 m thick CCL. The calculated increase in temperature in secondary GM for CCL thicknesses of 0.5, 0.75 and 1 m was 33, 30 and 28 °C respectively. For a 20 °C increase at the primary GM (*i.e.* a primary GM temperature of 30 °C if groundwater temperature is 10 °C), the temperature increase at the secondary GM below a 0.75 m thick CCL and 0.3 m leak detection system would be 15 °C. This needs to be considered when assessing the service life of the secondary GM and the potential for desiccation of the secondary clay liner.

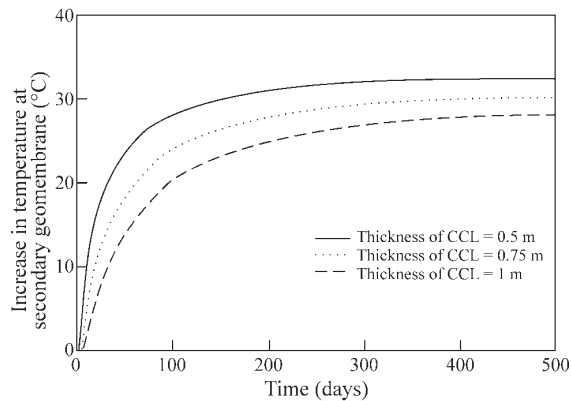


Fig. 5 – Effect of primary liner thickness on temperature of secondary geomembrane assuming a 40 °C increase on the primary liner (after Rowe & Hoor, 2007).

5.2 – Effect of temperature on GCLs and CCLs

Both GCLs and CCLs are susceptible to shrinkage and desiccation cracking, particularly when below a GMin a composite liner. Geomembrane temperature is very sensitive to solar radiation and can reach 80 °C (Felon *et al.*, 1992). An increase in GM temperature can cause evaporation of water from the underlying GCL into any air space between the GCL and the GM and subsequent movement of this water down-slope upon cooling of the GM. The temperature gradient beneath the GM can also cause migration of moisture from the GCL into the subsoil. Field examples involving desiccation of CCLs and shrinkage of GCLs due to temperature increase induced by solar radiation have been reported by Corser *et al.* (1992), Basnett & Bruner (1993), and Thiel & Richardson (2005). Laboratory studies also suggest that some GCLs are more susceptible to shrinkage than others (Thiel *et al.*, 2006).

Rowe (2005) has provided a recent review of research relating to the desiccation of CCLs and GCLs due to thermal gradients generated by the waste and the reader is referred to that source for details. Based on the numerical studies conducted by Heibrock (1997) and Southen (2005), and the experimental data published by Southen & Rowe (2004, 2005), Rowe (2005) reached a number of tentative conclusions as described below.

The potential desiccation of composite liner systems (both GM/GCL and GM/CCL) is controlled by the temperature gradient (and hence the temperature at the top of the liner). As discussed earlier, this may be a function of landfill operation and the likely temperatures to be experienced at the liner need to be considered in landfill design. For single composite liners involving a GCL, it was suggested that:

(a) The unsaturated soil characteristics and initial water content of the foundation layer beneath the GCL greatly influences the potential for desiccation.

(b) The greater the overburden stress at the time of GCL hydration, the lower is the risk of desiccation. Thus both the potential for short term (*e.g.*, solar induced) and long term (waste temperature induced) desiccation can be minimized by placing the waste over the composite liner as quickly as possible after the liner construction. This finding has significant implications for the manner in which many landfills are developed.

(c) Increasing distance to the underlying watertable increased the risk of desiccation for aquifer depths up to about 5 m below the GCL, but relatively little change was predicted for increased depths beyond 5m due to the offsetting effects of reduced water content and temperature gradient.

For single composite liners involving a CCL, it was suggested that:

(a) The unsaturated soil characteristics of the liner had a significant effect on the distribution of moisture and stress.

(b) The effect of overburden stress was not as significant as for a GCL, although it did still reduce the risk of desiccation.

There is a need for more research into the potential for long-term desiccation of clay liners making up part of a composite liner, especially with respect to the paucity of relevant soil parameters. Current research suggests that there is real potential for desiccation but also suggests that this can be mitigated by appropriate design and construction.

6 – PROTECTION OF COMPOSITE LINERS

Geomembrane protection layers most commonly used in North America involve a relatively light needlepunched nonwoven geotextile. This arises, in part, because a geotextile with a mass per unit area as low as 270 g/m² has been reported (Reddy *et al.*, 1996) to “completely protect the GM from construction loading”. Wilson-Fahmy *et al.* (1996), Narejo *et al.* (1996), and Koerner *et al.* (1996) demonstrated a linear increase in protection resistance with increasing thickness (mass per unit area) of the protection layer and proposed a methodology for selection of geotextile protection layers that will provide short-term protection against puncture under the loads applied by the overlying waste. Badu-Tweneboah *et al.* (1998) proposed a test methodology to assessing the suitability of a protection layer. This approach involves three steps. Firstly, do a full scale test with the actual materials that are being considered for the project (gravel leachate collection layer, protection layer, GM, and subgrade, as appropriate) and subject the system to loads as close as possible to the anticipated loads (construction loads, in-service loads). Secondly, take the GM from

the system and conduct a large diameter (0.5m or more) burst test (hydrostatic test). If inflation is impossible, this means that the GM specimen has a hole (which may not have been visible) and the GM specimen fails the test. If inflation is possible, inflate until the GM fails. If failure occurs at the apex of the dome, the point of maximum stress, then the GM specimen passes the test. If failure of the GM occurs at a location other than the apex of the dome, then the GM has been weakened in the field test and consequently fails the test. Thirdly, if the GM failed, redo the first two steps with different protection layers until a satisfactory design is achieved.

Tognon *et al.* (2000) performed large-scale physical testing of a number of different protection layers and showed that the protection layer between the GM and the overlying drainage material has a critical effect on the tensile strains induced in the GM. The number of indentations and maximum strain induced for the different loadings and protection layers examined by Tognon *et al.* (2000) are summarized in Table 5. The best protection for the underlying GM was provided by a sand filled geocushion or a special rubber geomat, which limited strains induced by coarse (40-50 mm) angular gravel to 0.9% at 900 kPa and 1.2% at 600 kPa respectively. Of the protection layers tested, the worst protection was provided by the lowest mass (435 g/m²) nonwoven geotextile which allowed 350 indentations/m² and a maximum strain of 8% at an applied pressure of 250 kPa, and 1200 g/m² of geotextile which allowed about 340 gravel indentations per square metre in the GM and a peak strain (13%) close to the yield strain at 900 kPa. In either case, if only 0.001% of the indentations eventually resulted in a pin hole, this would correspond to over 30 holes/ha.

Table 5 – Summary of number of indentations and peak strains observed in large scale tests using 40-50mm coarse angular leachate collection gravel separated from a 1.5mm geomembrane over compacted clay by various different protection layers (adapted from Tognon *et al.*, 2000).

Protection layer	Mass/area (kg/m ²)	Vertical pressure (kPa)	N. of indentations (#/m ²)	Maximum indentation (mm)	Peak strain (%)
One layer geotextile 1	435	250	350	5.1	8.0
Two layers geotextile 2	1,200	900	338	7.6	13
Sand filled geocushion	2,130	650	69	3.8	0.8
Sand filled geocushion	2,130	900	78	2.9	0.9
Rubber mat	6,000	600	156	3.3	7.5
Rubber mat with polyester scrim	6,000	600	38	1.7	1.2

The two rubber geomats examined were identical except for the presence of a polyester grid reinforcement bonded to the second geomat. The large difference in maximum strains (7.5% and 1.2% respectively at a pressure of 600 kPa) observed for these two geomats suggests that the tensile stiffness provided by the polyester grid played a significant role in reducing lateral deformation of the rubber and hence reducing indentation and strains in the GM. Thus the tensile stiffness of the protection layers may be a critical factor in minimizing strains in GMs.

The tests conducted by Tognon *et al.* (2000) were relatively short-term (200 to 720 min) and at room temperature (24 ± 1 °C). Thus the peak strain may not represent the maximum localized strain that could develop in longer term tests. Additional research is needed to clarify the time dependent effects of strains induced by gravel particles. Nevertheless it is clear that a sand protection layer provides the best potential long-term performance.

7 – WRINKLES IN GEOMEMBRANES

Wrinkles in a GM predominantly arise from thermal expansion when the GM is heated by the sun after placement. Giroud & Morel (1992) performed a theoretical analysis that led to the conclusion that HDPE may be expected to exhibit large wrinkles with heights up to 10 cm and widths up to 30 cm. Rowe *et al.* (2004b) report a case where there were 1200 wrinkles/ha. Some typical wrinkle dimensions observed in the field are summarized in Table 6. Wrinkles are important because of the increased potential for contaminant migration through a hole in the GM at or near the wrinkle. There is also increased potential for development of future holes due to stress cracking at points of high tensile stress in the wrinkle.

Table 6 – Reported HDPE geomembrane wrinkle dimensions.

Wrinkle			Comment	Reference
Width (m)	Height (m)	Spacing (m)		
0.2-0.3	0.05-0.1	4-5	Primary wrinkles parallel to seam between rolls; smaller wrinkles perpendicular to main wrinkles	Pelte <i>et al.</i> (1994)
0.1-0.8	0.05-0.13	0.3-1.6	Wrinkles < 4 m long	Touze-Foltz <i>et al.</i> (2001)
0.3	0.2	-	At the slope to floor transition zone	Davies (pers. comm.)

Chappel *et al.* (2007) have developed a low altitude air photo system that can be used to quantify the geometry of GM wrinkles at a large scale. The system consists of a Digital Single Lens Reflex (DSLR) camera with remote infrared shutter control mounted on a tethered helium blimp (Fig. 6). This system allows the operator to obtain clear, accurate near-vertical air photos (Fig. 7). The wrinkle geometry is analyzed from the low altitude air photos using the digital image processing capabilities and custom functions in Matlab. This allows the user to geometrically correct images; stitch images of parts of a site together into a single image; and select and quantify wrinkle geometry from the image of the site.

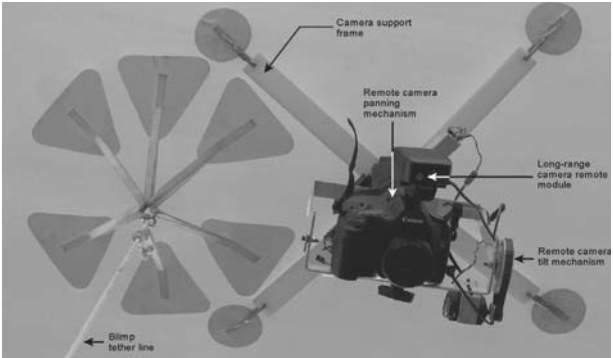


Fig. 6 – Photograph showing digital camera mounted to the underside of the blimp (after Chappel *et al.* 2007).

Inspection of Fig. 7 shows: (A) the seams between GM panels at a spacing of about 6.6 m, (B) wrinkles at a spacing of about 3.4m that run the entire length of the panel along the folds produced during the manufacture of the GM, (C) wrinkles perpendicular to the panel, (D) wrinkles at about

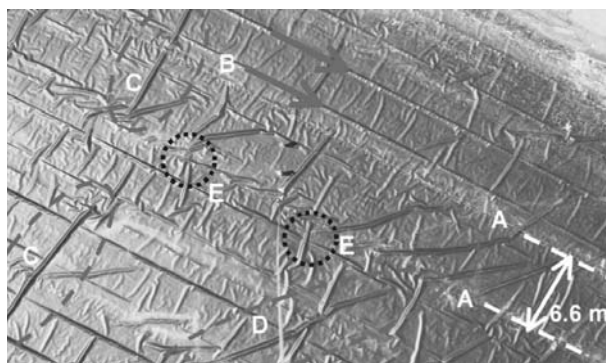


Fig. 7 – Air photo of geomembrane installation. 1.5mm smooth HDPE; Camera elevation 65 m; Latitude 43 °16' N; Air temperature 28 °C; 1:20 pm Aug 18 2006 (modified from Chappel *et al.* 2007).

45 ° to the panel, and (E) the interconnectedness of wrinkles. Since fluid entering a hole in a wrinkle can run along the entire interconnected length, the length of a wrinkle should be regarded as the total linear distance fluid can migrate along a wrinkle and its interconnections. For the site shown, there was about 530 m of wrinkle per hectare and about 420 m of connected wrinkle per hectare. As will be discussed in the section on leakage, the presence of wrinkles can significantly increase the leakage through the composite liner.

7.1 – Behaviour of geomembrane wrinkles under load

The wrinkles formed during placement of the GM do not necessarily disappear when the GM is covered and the waste is placed (Stone, 1984; Soong & Koerner, 1998; Gudina & Brachman, 2006a,b). Compression of these wrinkles due to loading can be expected to induce tensile strains in the GM and these may contribute to the formation of holes due to stress cracking. Gudina & Brachman (2006a,b) examined the interaction between the granular material and the wrinkle using a specially designed apparatus that allows the simulation of the foundation layer, composite liner with a wrinkle in the GM, the protection layer and the granular drainage layer. The system can then be loaded to simulate pressure due to the waste of 1000 kPa (or more). For example, Fig. 8 shows the initial wrinkle shape and the deformed shape of the wrinkle following application of 1000 kPa for a test with sand above and below the GM (SP). Results are also shown for a test with 50 mm gravel above and a GCL beneath the GM

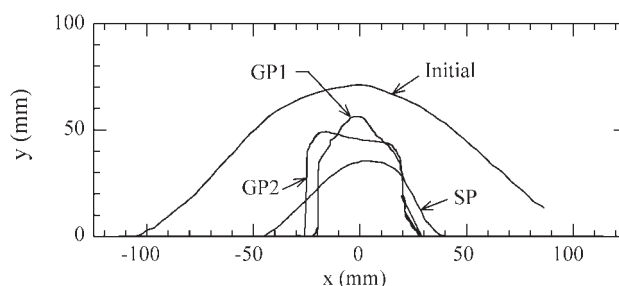


Fig. 8 – Wrinkle geometry in a 1.5 mm HDPE geomembrane before and after application of 1000 kPa vertical pressure for 10 h. Results shown for sand above and below the geomembrane (SP) and 50mm gravel directly above and a GCL beneath the geomembrane at two locations on the wrinkle: GP1 and GP2 (after Rowe *et al.* 2004b).

(GP1 and GP2). The gravel resulted in more severe and nonuniform deformation of the GM than the sand due to the discrete nature of the interactions with the coarse gravel. With gravel there was both pinching (GP1) and flattening at the top (GP2) of the GM which give rise to increased tensions in the GM. This indicates the desirability of having a sand protection layer that is of sufficient thickness to cover the wrinkles between the gravel drainage layer and the underlying GM.

Tests performed by Gudina & Brachman (2006a) found that with a compacted clay subgrade beneath the GM, the gap between an initially 200 mm wide and 60 mm high wrinkle and the CCL could be completely filled with clay if sufficient pressure was applied. The pressures required for this ranged from 100 kPa for a CCL with a water content (16%) at the plastic limit for that clay and 500 kPa for the same clay at a water content (13%) 1% wet of standard Proctor optimum.

The strains induced in the GM with a wrinkle are given in Table 7 for four different protection layers and an applied pressure of 250 kPa. Without protection the strains are very large (42%, which is twice the yield strain) but even with a heavy (1200 g/m²) geotextile protection layer the strains reached 11%. Only the sand protection layer provided low strains (2%) in the GM. Although these tests are for a limited range of conditions, the message that a sand protection layer is far superior to the use of even a thick geotextile protection layer is consistent with other findings described above.

Table 7 – Strains induced in a geomembrane with a wrinkle at an applied pressure of 250 kPa for different protection layers for a configuration comprised of (from top down) nominal 50 mm gravel, protection layer, geomembrane and CCL compacted at the plastic limit (moisture content of 16%). The initial wrinkle was 60 mm high and 240 mm wide (adapted from Gudina & Brachman, 2006b).

Protection layer	Maximum GM strain (%)
None	42
Needle-punched nonwoven GT ($M_A = 390 \text{ g/m}^2$)	15
Needle-punched nonwoven GT ($M_A = 1200 \text{ g/m}^2$)	11
150 mm sand layer	2

GT = geotextile; M_A = mass per unit area.

Gudina & Brachman (2006b) and Dickinson & Brachman (2006) performed tests similar to those discussed above except that instead of a CCL a GCL and sand foundation layer were located below the GM. They found that the GM wrinkle experienced a decrease in height and width when subjected to vertical pressure. However, the gap between the GM and GCL remained for all the tests at applied pressures up to 1000 kPa.

Dickinson & Brachman (2006) focused their attention on the effect of the wrinkle on GCL deformations and the effectiveness of different protection layers to minimize GCL deformations. The thickness of the GCL was found to decrease beside the wrinkle and increase beneath the wrinkle due to lateral extrusion of bentonite into the gap beneath the wrinkle. Without a protection layer the gravel backfill caused bentonite extrusion from beneath gravel contacts to zones in between particles causing large variations in the thickness of the GCL (with a minimum thickness of about 2 mm). More surprising was the finding that the heavy ($M_A = 1200$ and 2000 g/m^2) nonwoven needle-punched geotextile protection layers tested were not effective at reducing the number and magnitude of these indentations. As shown in Figs. 9 and 10, at an applied pressure of 250 kPa, even with a 2000 g/m^2 protection layer there was thinning of the hydrated GCL to as little as 2.2 mm compared to an average initial thickness of 7.8 mm. In contrast, the 150mm thick sand

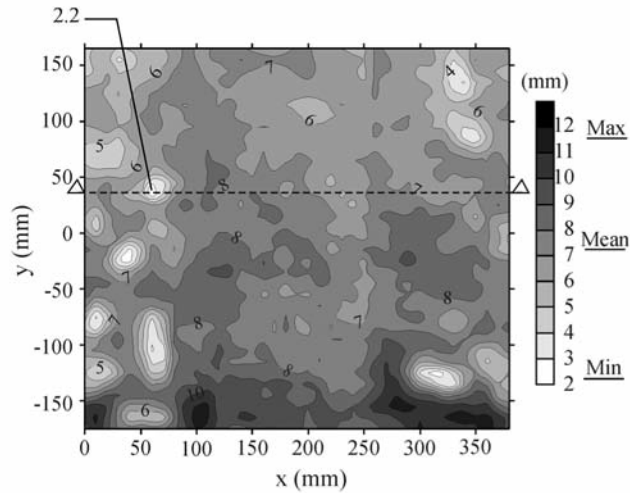


Fig. 9 – Contours of the final thickness of a GCL after application of 250 kPa vertical pressure. Configuration comprised (from top down) nominal 50 mm gravel, for a 2000 g/m² needlepunched nonwoven protection layer, geomembrane and GCL ($w = 115\%$), sand layer (adapted from Dickinson & Brachman, 2006). Marked cross-section shown in Fig. 10.

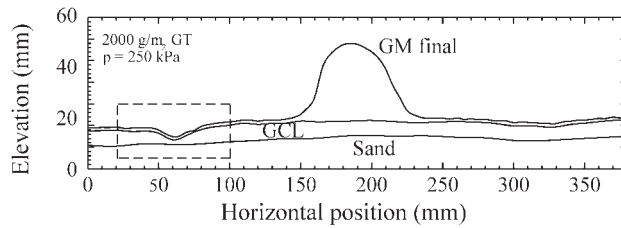


Fig. 10 – Cross-section through Fig. 9 at the location of minimum GCL thickness (adapted from Dickinson & Brachman, 2006).

protection layer reduced both the number and magnitude of local indentations giving a minimum final GCL thickness at 250 kPa of 4.2 mm with the sand layer. The sand protection layer redistributes the gravel contact stresses such that the majority of the GCL deformation was due to consolidation of the bentonite rather than lateral extrusion. As noted by Dickinson & Brachman (2006), this is preferable because a relatively uniform reduction in void ratio from consolidation would be accompanied by a reduction in hydraulic conductivity.

While more research is needed, it appears that in order to provide the best performance of both the GM and GCL used in composite liners, a 150 mm thick sand protection layer is far preferable to even a thick nonwoven needle-punched geotextile (2000 g/m²) on the base of a landfill.

8 – LEAKAGE THROUGH COMPOSITE LINERS

8.1 – Holes in geomembranes

In the absence of holes, a GM is essentially impermeable to water and hence any leakage (advective transport) through GMs must be through holes in the GM. Based on 205 results from

four published leak detection surveys, Rowe *et al.* (2004b) found that: (a) no holes were detected for 30% of the cases; and (b) less than 5 holes/ha were detected for half of the surveys. Nosko & Touze-Foltz (2000) reported 3 holes/ha after installation and 12 holes/ha after placement of drainage layer. Table 8 indicates that 50% of holes in studies reported by Colucci & Lavagnolo (1995) had an area of less than 100 mm² ($r_o < 5.64$ mm). Since the leak detection surveys used to establish the number and size of holes discussed above are conducted shortly after construction of the liner system, it is uncertain how many holes may develop under combined overburden pressures, elevated temperatures and chemical exposure years after construction and placement of the waste. These holes may arise from: (a) indentations at gravel contacts following placement of the waste; (b) stress cracking at points of high tensile strain in wrinkles; and (c) sub-standard seams subjected to tensile stresses.

Table 8 – Reported size of holes in geomembranes
(based on data reported by Colucci & Lavagnolo, 1995).

Leak area (mm ²)	Equivalent radius for circular hole, r_o (mm)	Percentage (%)	Cumulative percentage (%)
0-20	0-2.5	23.2	23.2
20-100	2.5-5.64	26.3	49.5
100-500	5.64-12.6	28.2	77.7
500-1000	12.6-17.8	8.8	86.5
10 ³ -10 ⁴	17.8-56.4	7.8	94.3
10 ⁴ -10 ⁵	56.4-178	4.5	98.2
10 ⁵ -10 ⁶	178-517	1.2	100

8.2 – Calculation of leakage through holes in the geomembrane

Rowe (2005) has provided an extensive discussion of leakage through composite liners based on both theoretical considerations and observed field behaviour and only a brief summary is provided here - the reader is referred to the prior publication for details. At present, the leakage through composite liners is usually calculated using empirical equations (established by curve fitting families of solutions from analytical equations; *e.g.*, Giroud & Bonaparte, 1989; Giroud, 1997; Giroud & Touze-Foltz, 2005; Touze-Foltz & Giroud, 2005). The results obtained from these equations can be compared with the observed leakage through the primary liner at a large number of landfills with double liner systems as reported by Bonaparte *et al.* (2002).

Rowe (2005) made this comparison and concluded that one can not explain the typical observed leakage using the traditional equations and a reasonable number of holes per hectare.

Rowe (1998) presented an analytical solution for the case where a hole coincides with a wrinkle in the GM of length, L , and width, $2b$ (Fig. 11). The transmissivity beneath the wrinkle is much greater than the interface transmissivity, θ , where the GM is in contact with the underlying soil. It is also assumed that $L > b$ such that the effects of leakage at the ends of the wrinkle can be neglected. This solution assumes unobstructed lateral flow along the length, L , and across the width, $2b$, of the wrinkle and then lateral flow between the GM and the soil outside the wrinkle. One dimensional, vertical flow is assumed from the transmissive layer through the underlying soil beneath the wetted

distance from the wrinkle (this is an approximation). Rowe's solution allows consideration of interactions between adjacent similar wrinkles assumed to be spaced at a distance $2x$ apart and the leakage, Q , is given by:

$$Q = \frac{2Lk \left[b + \frac{1 - \exp(-\alpha(x-b))}{\alpha} \right] h_d}{D} \quad (2)$$

where L is the length of the wrinkle; $2b$ is the width of the wrinkle; k is the hydraulic conductivity of the clay liner; θ is the transmissivity of the GM-clay liner interface; $\alpha = [k/(D\theta)]^{0.5}$; h_d is the head loss across the composite liner; and D is the thickness of the clay liner. Assuming no interaction with an adjacent wrinkle, the leakage, Q , is given by:

$$Q = \frac{2L[kb + \sqrt{kD\theta}] h_d}{D} \quad (3)$$

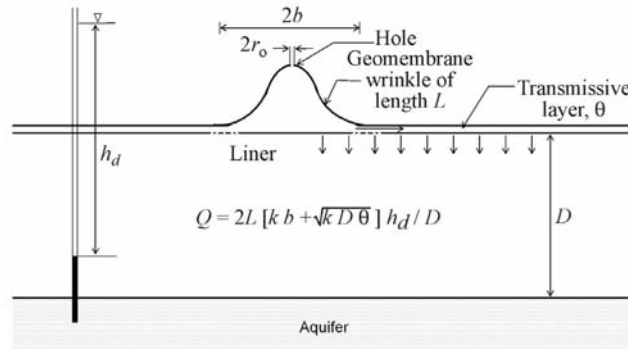


Fig. 11 – Schematic defining leakage through a composite liner with a wrinkle. Assumes lateral migration at interface and vertical flow in clay liner.

The leakage calculated using this wrinkle analytical solution is compared with that from a 2D finite element analysis in Figs. 12 and 13 and again it can be seen that there is excellent agreement between the analytical solution and the 2D numerical analysis with an error of 5% (or less) for both the GM/GCL composite liner (Fig. 12) and GM/CCL composite liner (Fig. 13) for range of cases considered. Figures 12 and 13 also highlight the difference in leakage that would be expected for a hole in direct contact with the clay liner and one in a 15 m long wrinkle.

Table 9 compares the observed and calculated (using Eq. (2) and accounting for interaction assuming equally spacing of the wrinkles) leakage for a GM over a 0.9 m thick CCL. Three different liner conditions were examined: (a) low hydraulic conductivity liner and good interface conditions; (b) typically specified liner and good interface conditions; and (c) typically specified liner and poor interface conditions. The typical range of observed average leakage could be explained by 12 holed (0.2 m wide) wrinkles/ha (3 to 30 m long) with a typical liner and good contact (Case (b)). Similarly Table 10 shows that the observed average leakage of 60-160 lphd could be explained by one holed wrinkle that has a 70-180 m long interconnected length per hectare for Case (b) (based on Eq. (3); *i.e.* assuming the wrinkle is linear).

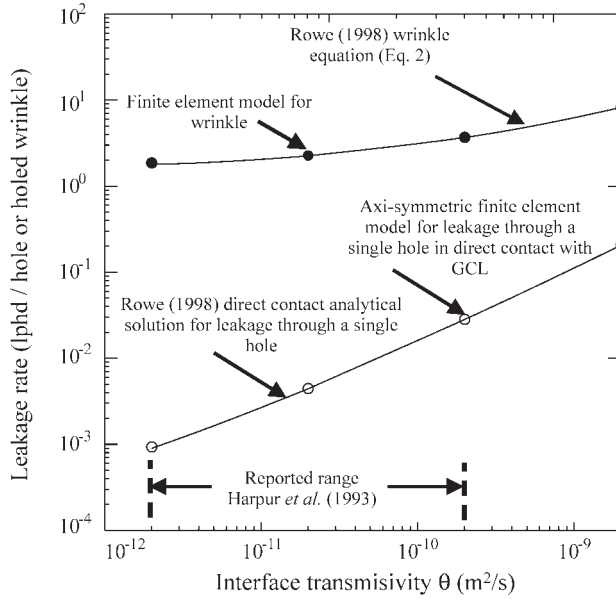


Fig. 12 – Comparison of leakage rates for GM/GCL/attenuation layer composite liner and a range of interface transmissivities as calculated from analytical solutions and FEM analysis for (a) a single hole in direct contact with the GCL and (b) a single 15 m long wrinkle with a hole. $k_L = 5 \times 10^{-11}$ m/s, $H_L = 0.01$ m, $k_f = 1 \times 10^{-6}$ m/s, $H_f = 0.5$ m, $L = 15$ m, $B = 30$ m and $2b = 0.3$ m.

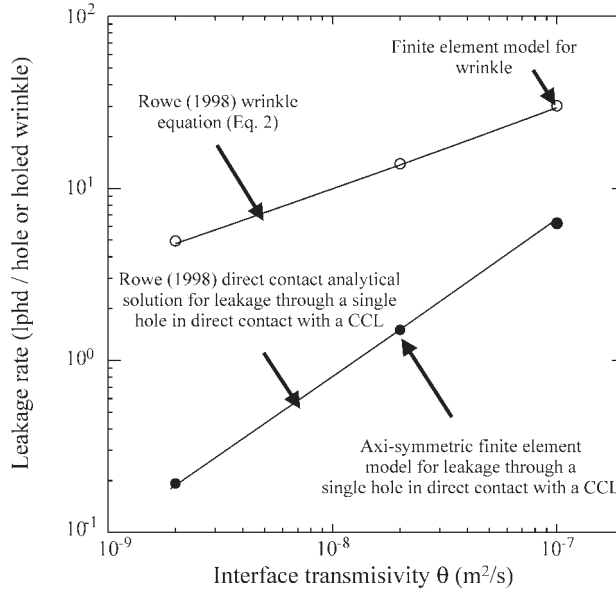


Fig. 13 – Comparison of leakage rates for GM/CCL composite liner and a range of interface transmissivities as calculated from analytical solutions and FEM analysis for (a) a single hole in direct contact with the GCL and (b) a single 15 m long wrinkle with a hole. $k_L = 5 \times 10^{-9}$ m/s, $H_L = 0.51$ m, $L = 15$ m, $B = 30$ m and $2b = 0.3$ m.

Table 9 – Comparison of calculated (with wrinkles) and observed leakage during the active period for 0.9m thick CCL and GCL. k = hydraulic conductivity, θ = interface transmissivity.

Case	Liner	k (m/s)	θ (m ² /s)	Leakage for stated number of holed wrinkles/ha ¹ (lphd)		Observed ² (lphd)	
				2.5	12	Range	Peak ⁴
(a)	0.9 m CCL	1×10^{-10}	1.6×10^{-8}	2-20	10-65	60-160 ³	390 ⁴
(b)	0.9 m CCL	1×10^{-9}	1.6×10^{-8}	7-70	30-310		
(c)	0.9 m CCL	1×10^{-9}	1×10^{-7}	16-160	80-580		
(d)	GCL ⁷	5×10^{-11}	2×10^{-10}	0.6-6	3-30	0.6-1.5 ⁵	54 ⁶
(e)	GCL ⁷	2×10^{-10}	2×10^{-10}	1.6-16	8-75		

Rounded; ¹Range of calculated values corresponds to $L = 3$ and 30 m (accounting for interaction); Hole $r_o = 5.6$ mm; $h_w = 0.3$ m, $h_a = 0$, $2b = 0.2$ m;

²based on data from Bonaparte *et al.* (2002) for systems with a GN LDS;

³Time weighted based on the reported values for different time periods for 4 landfill cells with 900 mm CCL and GN LDS (from Table 4 of Rowe, 2005);

⁴Largest peak value reported for a monitoring period;

⁵Mean of average monthly flows in post-closure and active period;

⁶Largest peak monthly flow reported;

⁷Calculations assume thickness of 0.01 m.

The peak leakage of 390 lphd could be explained by about 1 holed 440 m long interconnected wrinkle/ha and good interface conditions (Table 10). Thus the typical observed leakage for composite liners involving CCLs can be readily explained by holes in wrinkles for a reasonable number of holes/ha.

Table 9 also shows observed leakage and the calculated leakage for two GCL cases: (d) low k GCL (assuming no significant clay-leachate interaction) and (e) high k GCL (assuming significant clay-leachate interaction). Both cases assume the highest interface transmissivity measured by Harpur *et al.* (1993). It can be seen that for the best conditions (Case (d)) about 2.5 holed 3-30 m long wrinkles/ha are needed to explain the typical observed range of 0.6-1.5 lphd. Alternatively this range could be explained by one holed 8-20 m long interconnected wrinkle per hectare (Table 10).

Table 10 – Calculated leakages with one holed wrinkle per hectare for comparison with observed leakages given in Table 9 (after Rowe, 2007).

Case ^{1,2}	Liner	k (m/s)	θ (m ² /s)	Wrinkle length (m)	Leakage (lphd)
(b)	0.9 m CCL	1×10^{-9}	1.6×10^{-8}	70	60
(b)	0.9 m CCL	1×10^{-9}	1.6×10^{-8}	180	160
(b)	0.9 m CCL	1×10^{-9}	1.6×10^{-8}	440	390
(d)	GCL ³	5×10^{-11}	2×10^{-10}	8	0.6
(d)	GCL ³	5×10^{-11}	2×10^{-10}	20	1.5
(d)	GCL ³	5×10^{-11}	2×10^{-10}	670	54
(e)	GCL ³	2×10^{-10}	2×10^{-10}	250	54

¹Corresponds to same cases as examined in Table 9 but only one holed wrinkle and effect of wrinkle length is examined.

² $h_w = 0.3$ m, $h_a = 0$, $2b = 0.2$ m.

³Calculations assume thickness of 0.01 m.

The peak flow of 54 lphd can be explained by good conditions (Case (d)) and one holed 670 m long interconnected wrinkle per hectare or poorer conditions (Case (e)) and one holed 250 m long interconnected wrinkle per hectare (Table 10). Thus the typical observed leakage for composite liners with GCLs also can be readily explained by holes in wrinkles for the typical number of holes/ha and reasonable combinations of other parameters.

The monitoring of flows in the leak detection system can provide insights about when there has been damage to the liner. This may be particularly important when the composite liner is comprised of a GM and GCL. It has been shown that this combination generally gives the less leakage and a GM and CCL. However, unless it is protected by an adequate protection layer or operating procedures, this system is the most prone to damage. Even if a landfill is well constructed, subsequent landfill activity such as moving waste can result in holes through the entire GM/GCL primary liner system. This, in turn, can result in the flow in the leak detection system increasing from the normal values (10 lphd or less) to values several orders of magnitude higher. The advantage of a double lined system is that it allows the detection of these accidents and their repair before too much waste has been placed over the location. With a single lined system it is unlikely that such a breach would be detected until the waste has all been placed and it is no longer practical to repair. This highlights the need to place an adequate protection layer above the composite liner to minimize the risk of such accidental damage. It also highlights the need to closely monitor not only the construction of the liner but also any waste placement or other work that could potentially cause damage to the liner.

There are a number of other factors that can influence the leakage that is observed in the leak detection system of double lined landfills. For example, the interpretation of data for the initial period may be complicated by the contribution of construction water to the measured leakage and interpretation of the data from systems employing CCL layers is complicated by the presence of water that squeezes out of the clay as the load on the clay increases, referred to as consolidation water. However the field cases reported here are all for systems with a geonet leak detection system and there would not be much retained water in these systems. Also Rowe (2005) looked at data for composite liners with CCLs and there was no correlation between leakage and liner thickness as one would expect if consolidation water was representing a significant component of the fluid being collected. Furthermore, the time to for consolidation of typical CCLs is relatively short and the amount of water that would be released more than a few months after loading is quite small and could not explain the leakages reported for CCLs. Thus the most likely explanation for the higher than expected flows based on typical calculations is holes in wrinkles.

Of particular note is the need to design systems involving a geonet leak detection system such that swelling and intrusion (under vertical stress) of any overlying GCL does not compromise the drainage function of the underlying geonet (Shaner & Menoff, 1992; Legge & Davies, 2002).

While the foregoing indicates the necessity of considering holes in wrinkles if one is to reasonably estimate leakage through composite liners (assuming there are wrinkles, as in most cases), it should be emphasized that in the post-closure period the observed leakages (Bonaparte *et al.* 2002) are small. For landfills with composite liners involving a GCL the post closure maximum monthly flow was 10 lphd which corresponds to an advective flux of less than 0.4 mm per year. For landfills with a GM/CCL composite the average peak monthly flow was 60 lphd (*i.e.* an advective flux of about 2mm per year) and in these circumstances contaminant transport is likely to be controlled by diffusion through the liner system for contaminants that can readily diffuse through a GM.

9 – DIFFUSION THROUGH GCL'S AND GEOMEMBRANES

Diffusion is a process wherein contaminants migrate from locations of high concentration (*e.g.* a landfill, lagoon or contaminated groundwater) to a region of lower concentration (*e.g.* clean groundwater). It can occur in air, water, soil or even through solids such as an HDPE GM.

9.1 – Basic concepts associated with diffusion in water and saturated porous media

In its simplest form, molecular diffusion in water is a result of the kinetic activity (random movement) of the atoms (*e.g.* H^+ , Cl^- , Na^+ , Fe^{2+} , Cd^{2+}) or molecules (*e.g.* OH^- , HS^- , HCO_3^- , CH_3COO^- , $Fe(CN)_6^{3-}$, CH_2Cl_2 , C_6H_6 , $C_6H_5C_2H_5$, H_2O , D_2O). The amount of movement is directly proportional to absolute temperature (*i.e.* there is no movement, and hence no diffusion, only at zero degrees Kelvin). At the location where a contaminant enters a body of water there is a high concentration (*i.e.* large number of atoms and/or molecules of the contaminant per unit volume) and thus a high probability that these molecules will collide with other atoms/molecules. As a result of the collision the atoms/molecules are likely to be propelled out of the region of high concentration into a region of lower concentration.

Imagine, as a very crude analogy, the start of a game of billiards where there is an initial collection of balls at one location on a billiard table. As the cue ball is driven into the collection of balls, the energy imparted by the collision causes the balls to spread out around the table reducing the concentration around the initial location of the clustering of balls. Assuming no balls fall into the pockets in the table, further play is likely to cause further spreading of the balls.

The diffusion coefficient of a given contaminant in water is a complex function of the mass, radius, valence, and concentration/dissociation state of the contaminant, and the viscosity, dielectric constant and temperature of the diffusing medium (water in this case). The presence of soil particles, particularly clay minerals and organic matter, complicates the diffusion process. Diffusion through a network of clay particles (or fibres in a geotextile for the geotextile component of a GCL) involves the diffusive movement of the species of interest in the pore water between the clay particles (or geotextile fibres). There are many complicating factors that affect the diffusion of contaminants through water in the pores of a saturated porous medium (see Chapter 6 of Rowe *et al.* 2004b for a detailed discussion). However for most practical purposes these can be represented in terms of the effective porosity, n , of the medium and an effective diffusion coefficient, D_e . The greater the porosity, the more the pore water (per unit volume) available for diffusion to occur and, hence, the greater the diffusive flux of contaminant (other things being equal). Techniques for establishing the effective diffusion coefficient and their limitations are described by Rowe *et al.* (2004b).

The migration of certain organic contaminants can be retarded by adsorption and/or absorption onto organic matter in the soil or polymer fibres for a needle punched GCL. Another completely different mechanism involves cation exchange between certain ionic contaminants (*e.g.* NH_4^+ , K^+ , Mg^{2+} , Fe^{2+} etc) and clay soils (*e.g.* bentonite in a GCL) and this results in a similar reduction in concentration. Since the precise details of the mechanism are not important for most practical purposes, adsorption, absorption and cation exchange are often lumped together and referred to as “sorption”. Historically, sorption parameters are obtained from batch tests where a given mass of soil is added to a solution with a known initial concentration of the contaminant of interest. There is then a partitioning of the contaminant between the dissolved phase (*i.e.* in the solution) and the soil. At the point of chemical equilibrium, a partitioning coefficient, K_d , can be deduced. Assuming low concentrations of contaminant, the partitioning coefficient will be a constant for a given contaminant

and soil and, as a consequence, the mass of contaminant sorbed onto the soil per unit mass of the soil, C [-], will be a linear function of the concentration, c [ML⁻³], in the pore fluid:

$$C = K_d c \quad (4)$$

where K_d is called the partitioning or distribution coefficient [M⁻¹L³]. More complicated cases (*e.g.* non-linear sorption) are described by Rowe *et al.* (2004b). It should be noted that for organic contaminants the actual mechanism associated with sorption onto organic matter in soil or the geotextile fibres in a GCL involves (a) partitioning of contaminant between the pore fluid and the surface of the solid, and (b) diffusion into the solid organic matter or geotextile fibre. Thus, while it takes some time to reach equilibrium, the time scale is generally short relative to the time scale of the diffusion through the porous medium because the particles are very small (thin, in the case of geotextile fibres) and thus is modelled as instantaneous. The processes involved in sorption of organic contaminants here are similar to those described below for diffusion through GMs. The difference is that in the case of diffusion into organic matter or geotextile fibres in the soil, the contaminant is being removed from solution in a situation where the primary path for diffusion is in the pore fluid and thus it ceases to participate in diffusion from source to receptor (unless the concentration in the pore fluid drops, in which case it can be slowly released back into solution for reversible sorption). In the case of an intact GM discussed below, the only way for the contaminant to diffuse from pore fluid on one side of the GM (*e.g.* source) to that on the other side (*e.g.* receptor) is for the contaminant to diffuse through the GM.

Radioactive contaminants and some organic contaminants will also experience a decrease in concentration due to radioactive decay or biodegradation. This can often be represented in terms of first order decay where the rate of reduction of concentration, dc/dt , is proportional to the current concentration, c , so that:

$$\frac{dc}{dt} = -\lambda c \quad (5)$$

where λ is the first order decay constant [T⁻¹].

The factors discussed above can be combined and the contaminant transport through the soil component of barrier systems can be modelled by solving the equation for one-dimensional contaminant transport of a single reactive solute through a porous medium (Rowe *et al.*, 2004b):

$$n \frac{\partial c}{\partial t} = n D_e \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - \rho_d K_d \frac{\partial c}{\partial t} - \lambda c \quad (6)$$

subject to appropriate boundary and initial conditions, where c is the concentration at depth z and time t ; n is the effective porosity; D_e is the effective diffusion coefficient; ρ_d is the dry density of the medium through which diffusion takes place; K_d is the partitioning coefficient; and λ is the first order decay constant. Typically, diffusion parameters are inferred from laboratory tests conducted using the soil of interest and a leachate similar to that anticipated in the field application. While the diffusion coefficient may vary from soil to soil and case to case, it usually falls within a much narrower range than hydraulic conductivity.

9.2 – Diffusion through unsaturated soils

For non-volatile contaminants which will readily diffuse through water but not air, unsaturated soil provides a better diffusion barrier than a saturated soil since they can only diffuse through the

water phase. Equations for estimating the diffusion coefficient for unsaturated soils are given by Rowe *et al.* (2004b). For volatile contaminants the opposite is true. Volatile organic contaminants (VOCs) such as dichloromethane (DCM), 1,2 dichloroethane (DCA), trichloroethene (trichloroethylene, TCE), benzene, toluene, ethylbenzene, m&p-xylene and o-xylene will diffuse orders of magnitude faster in a dry soil than they will through a saturated soil. In an unsaturated soil, they will diffuse in both the gaseous and dissolved phases, but diffusion will be predominantly through the gas filled pores if the water content is low enough to have a significant number of continuous gas filled pores. This issue is addressed in more detail by Rowe *et al.* (2004b), however it is worth noting here that for double liner systems, even if there is no leachate in contact with a primary or secondary GM liner, VOCs in the gaseous phase in the leachate collection system will readily diffuse through typical primary composite liners, an unsaturated leak detection system, and the secondary GM with the secondary liner and attenuation layer providing the most significant resistance to their migration.

9.3 – Diffusion through hydrated GCLs

There is a direct correlation between the diffusion coefficient and the bulk void ratio of the GCL and Lake & Rowe (2000) showed that the chloride diffusion coefficient ranged between $1 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ ($0.003 \text{ m}^2/\text{a}$) and $4 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ ($0.013 \text{ m}^2/\text{a}$) for the range of conditions they examined. This may be compared with a typical diffusion coefficient of about $6 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ ($0.02 \text{ m}^2/\text{a}$) through a CCL. Lake & Rowe (2004) reported diffusion coefficients of between about $2 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ ($0.006 \text{ m}^2/\text{a}$) to $3 \times 10^{-10} \text{ m}^2/\text{s}$ ($0.009 \text{ m}^2/\text{a}$) for several VOCs (DCM, DCA, TCE, benzene and toluene) through a GCL at room temperature and a confining pressure less than 10 kPa. Rowe *et al.* (2005b) extended this work by examining the effect of temperature on the diffusion of benzene, toluene, ethylbenzene, m&p-xylene and o-xylene (BTEX). They showed that the geotextile component of a GCL was the primary contributor to sorption of hydrocarbons by the GCL, and partitioning coefficients (K_d at 22 °C and 7 °C in mL/g) for the entire GCL were: m&p-xylene (42, 25) > ethylbenzene (36, 22) > o-xylene (27, 14) > toluene (15, 8.7) > benzene (4.4, 2.6). The diffusion coefficients (at 22 °C and 7 °C in m^2/s) followed the order benzene (3.7×10^{-10} , 2.2×10^{-10}) > toluene (3.1×10^{-10} , 1.8×10^{-10}) > ethylbenzene (2.9×10^{-10} , 1.7×10^{-10}) > m&p-xylene (2.5×10^{-10} , 1.5×10^{-10}) $\approx$ o-xylene (2.6×10^{-10} , 1.5×10^{-10}). While the change in temperature from 22 °C to 7 °C reduced both the diffusion and sorption coefficients, these reductions had opposite effects on mass transport through the GCL with the decrease in mass transport due to a reduced diffusion coefficient dominating over the increase due to smaller sorption. Thus the net effect was less mass transport at lower temperature.

9.4 – Diffusion through geomembranes and composite liners

Although the basic mechanism causing molecular diffusion is the same as for a porous medium (*e.g.* GCL, CCL or underlying subsoil), the details of how diffusion occurs through a “solid” GM are somewhat different. In the case of the saturated porous medium the diffusion occurs in the pore water between the solids (be they soil particles or geotextile fibres) and sorption onto the soil particles or geotextile fibres serves to remove contaminant from the pores and hence from impact on an underlying receptor. In the case of a solid GM, sorption (partitioning) onto the polymer is an essential first step that attaches the contaminant to the plastic and provides an initial concentration for diffusion through the GM (Fig. 14). It needs to be remembered that while a GM is a solid, at the molecular level it is made up of chains of polymers that are vibrating (with the amount of vibration being a function of temperature) and there is space between these polymer

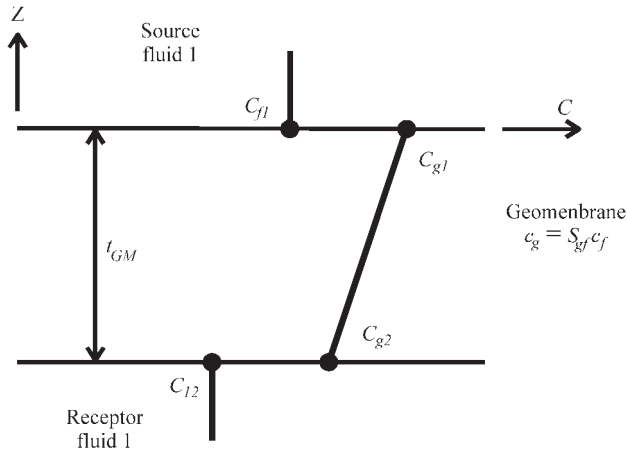


Fig. 14 – Concentration profile for diffusion across a geomembrane showing (a) partitioning between the concentration in the source solution, c_{f1} , and the concentration in the adjacent geomembrane, c_{g1} ; (b) diffusion profile from the top to bottom of the geomembrane; (c) partitioning between the concentration at the bottom of the geomembrane, c_{g2} and the concentration in the receptor solution, c_{l2} . Note that $c_{g1}/c_{f1} = c_{g2}/c_{l2} = S_{gf}$.

chains which, although not visible to us, may be significant with respect to the size of contaminant atoms or molecules. Thus the diffusion of contaminants through an intact GM is a molecule activated process that can be envisioned to occur by steps or jumps over a series of potential barriers, following the path of least resistance. For dilute aqueous solutions, the process involves three key steps (Haxo & Lahey, 1988) as illustrated in Fig. 14: (i) partition of the contaminant between the medium containing the contaminant and the inner (*i.e.* contacting) surface of the GM (sorption); (ii) diffusion of the permeant through the GM; and (iii) partition between the outer surface of the GM and the outer medium (desorption). The diffusive motion depends on the energy availability and the relative mobilities of the penetrant molecules and polymer chains. This will depend on temperature, the size and shape of the penetrant, the nature of the polymer and, potentially, concentration.

The extent to which permeant molecules are sorbed in a polymer depends upon the activity of the permeant within the polymer at equilibrium (Müller *et al.*, 1998). When a GM is in contact with a fluid, there will be a relationship between the final equilibrium concentration in the GM, c_g , and the equilibrium concentration in the fluid, c_f where the concentrations c_f and c_g represent the amount of the substance of interest (contaminant) dissolved per unit volume of the water or GM respectively. The concentration is typically represented in terms of mol per litre (mol L^{-1}) or as a mass concentration in mg/L or $\mu\text{g/L}$. For the simplest case where the permeant does not chemically interact with the polymer (*e.g.*, as is the case for dilute solutions such as typical landfill leachates and HDPE), the relationship between the concentration in the fluid and the GM is given by (Henry's law):

$$c_g = S_{gf} c_f \quad (7)$$

where S_{gf} is called a partitioning coefficient and in principle is a constant for the given molecule, fluid, GM, and temperature of interest. Note that S_{gf} greater than 1 implies a preference for the GM (*i.e.* the amount of substance per unit volume of the GM is greater than that per unit volume of the fluid). This is typically the case for hydrophobic organic contaminants (*i.e.* those with low

solubility in water) which can readily dissolve in HDPE, with the value of S_{gf} being greater the more hydrophobic the contaminant. Thus S_{gf} for ethylbenzene is greater than for benzene which is greater than for dichloromethane (Table 11). Conversely hydrophilic contaminants (*i.e.* those highly soluble in water, like salts such as NaCl) do not readily dissolve in HDPE and have a value of S_{gf} which is less than unity (see chloride in Table 11) since, at equilibrium, most of the substance will be dissolved in the water rather than the GM.

Table 11 – Time to establish steady state diffusion through HDPE geomembrane for three volatile organic compounds.

Contaminant	Diffusion parameters		Time to reach steady state (years)	
	D_g (m ² /a)	S_{gf} (-)	1.5 mm GM	2.5 mm GM
Dichloromethane, CH ₂ Cl ₂	2 x 10 ⁻⁵	6	0.11	0.3
Benzene, C ₆ H ₆	1.3 x 10 ⁻⁵	30	0.16	0.4
Ethylbenzene, C ₆ H ₅ C ₂ H ₅	5.7 x 10 ⁻⁶	285	0.36	1
Chloride, Cl ⁻	1.3 x 10 ⁻⁶	0.0008	1.6	4.4

All numbers have been rounded. Note parameters for chloride represent an upper bound and hence the times shown here are lower bounds (actual time is expected to be longer than shown).

In the second stage of the migration, diffusion of the sorbed penetrant within the GM can be described by Fick's first law:

$$f = -D_g \frac{dc_g}{dz} \quad (8)$$

where, f is the mass flux, D_g is the diffusion coefficient of the considered contaminant in the GM, c_g is the concentration of diffusing substance in the GM, and z is the direction parallel to the direction of diffusion. In transient state, the governing differential equation is (Fick's second law):

$$\frac{\partial c_g}{\partial t} = D_g \frac{\partial^2 c_g}{\partial z^2} \quad (9)$$

which must be solved for the appropriate boundary and initial conditions.

The last stage in the migration process is permeant desorption from the GM to the outer solution. This stage is similar to the first except that here contaminants will diffuse from the GM into the adjacent fluid so that at equilibrium the contaminant concentration in the adjacent fluid is related to that in the GM by the relationship:

$$c'_g = S'_{gf} c'_f \quad (10)$$

where S'_{gf} is the contaminant partitioning coefficient between the outside fluid and the GM. In the simplest case where the solutions on either side of the GM are aqueous, these two partitioning coefficients may be assumed to be the same ($S_{gf} = S'_{gf}$). The two partitioning coefficients described by Eqs. (7) and (10) are conceptually similar to that described for a porous medium by Eq. (4) and can also be obtained in a similar way from batch tests. The parameter differs in detail because of the difference between a porous media and a solid GM and the fact that in the soil, partitioning and the related sorption removes contaminant from the diffusion process through the porous medium while for a solid GM partitioning is associated with the contaminant entering and exiting the GM, with it diffusing through the GM.

Since the primary interest is in the concentrations of contaminant in water (not the GM) it is convenient to express the diffusion equations in terms of the concentration in adjacent solutions cf. Substituting Eq. (7) into Eq. (8), the flux from an aqueous solution on one side of the GM to an aqueous solution on the other side is given by:

$$f = -D_g \frac{dc_g}{dz} = -S_{gf} D_g \frac{dc_f}{dz} - P_g \frac{dc_f}{dz} \quad (11)$$

where the permeation coefficient (called the permeability in the polymer literature), P_g , is given by:

$$P_g = S_{gf} D_g \quad (12)$$

and where P_g is a mass transfer coefficient that takes into account the partitioning and diffusion processes. There are various methodologies that can be used (Rowe, 1998) to deduce the partitioning, diffusion and permeation coefficients.

The permeation coefficient, P_g , is highly dependent on the similarity of the penetrant and polymer. For example, Eloy-Giorni *et al.* (1996) indicated values of $S_{gf} = 8 \times 10^{-4}$ and $D_g = 2.9 \times 10^{-13} \text{ m}^2/\text{s}$ giving a very low value of $P_g = 2.3 \times 10^{-16} \text{ m}^2/\text{s}$ for water and HDPE. Similarly, August & Tatzky (1984) found that strongly polar penetrant molecules have very low permeation coefficients through polyethylene (with the permeation coefficients being in the following order: alcohols < acids < nitroderivatives < aldehydes < ketones < esters < ethers < hydrocarbons). August *et al.* (1992) found that there was negligible diffusion of heavy metal salts (Zn^{2+} , Ni^{2+} , Mn^{2+} , Cu^{2+} , Cd^{2+} , Pb^{2+}) from a concentrated (0.5 M) acid solution (pH = 1-2) through HDPE over a 4 year test period.

Hydrocarbons can readily diffuse through HDPE GMs, although the permeation coefficient will vary depending on factors such as the crystallinity of the GM, temperature and in some cases, the chemical composition and concentrations in the contaminant source (Sangam & Rowe, 2001). The diffusion of hydrocarbons such as benzene, ethylbenzene, toluene and xylenes can also be reduced by a factor of between about 2 and 5 by using a fluorinated HDPE as an alternative to a conventional GM (Sangam & Rowe, 2005).

Rowe (2005) reported on chloride diffusion tests where a source and receptor are separated by a 2 mm thick HDPE GM. After about 12 years, the receptor concentration remained below about 0.02% of the source concentration and lies within the range of analytical uncertainty for the chemical analysis. This data provides an upper bound of $3 \times 10^{-17} \text{ m}^2/\text{s}$ on the permeation coefficient of chloride through an HDPE GM ($D_g = 4 \times 10^{-14} \text{ m}^2/\text{s}$ or $1.3 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{a}$, $S_{gf} = 0.0008$).

The time it takes to establish steady stage diffusion through an HDPE GM from a constant source to zero concentration receptor can be obtained by solving Eq. (9) subject to these boundary conditions and only depends on the diffusion coefficient D_g (i.e. it does not depend on the partitioning coefficient S_{gf}). The time it takes to reach steady state is given in Table 11 for a number of contaminants and 1.5 and 2.5 mm thick GMs. It can be seen that increasing the thickness of the GM increases the time to reach steady state by about a factor of 2.8 (i.e. by the ratio of the square of the thicknesses = $2.5^2/1.5^2$) but even so, for the three hydrocarbons considered, the time is a year or less. Even for chloride it is less than 5 years. However this highlights the fact that the time to reach steady state diffusion only tells a small part of the story since it only depends on D_g and says nothing about the mass flux that is transported from the contaminant source across the GM which also depends on S_{gf} (see Eq. (11)). The impact that this has is illustrated below.

Table 12 summarizes the calculated time required for contaminant to diffuse through an HDPE GM and increase the concentration, c , in a 1 cm thick receptor to the specified levels relative to the constant source concentration c_o for two GM thicknesses and three hydrocarbons (using the diffusion parameters given in Table 11). It can be seen that it takes 3 to 17 days for the concentration in the receptor to reach 0.1% of the source and only 12 to 55 days to reach 10%. In contrast, Table 13 shows that it would take at least 15 years for chloride to reach 0.1% for a 1.5 mm HDPEGM and at least 1500 years to reach 10% of the source concentration. This highlights how effective the GM is as a diffusion barrier to ions like chloride.

Table 12 – Time required for contaminant to diffuse through HDPE geomembrane and increase the concentration, c , in a 1 cm thick receptor to the specified level relative to the constant source concentration c_o (in percent) for two geomembrane thicknesses.

c/c_o (%)	Time to reach c/c_o in receptor (days)					
	DCM		Benzene		Ethylbenzene	
	1.5 mm	2.5 mm	1.5 mm	2.5 mm	1.5 mm	2.5 mm
0.01	2	5	2	6	5	13
0.1	3	7	3	9	6	17
1	5	12	5	14	10	27
10	12	28	12	30	20	55

All numbers have been rounded.

Table 13 – Time required for chloride to diffuse through HDPE geomembrane and increase the concentration, c , in a 1 cm thick receptor to the specified level relative to the constant source concentration c_o (in percent) for 1.5 mm HDPE GM ($D_s = 1.3 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{a}$; $S_{gr} = 0.0008$).

c/c_o (%)	Time to reach c/c_o in receptor (days)
0.1	15
1	150
10	1500

All numbers have been rounded; Note parameters for chloride represent an upper bound and hence the times shown here are lower bounds (actual time is expected to be longer than shown).

To give a sense of the rate of diffusive migration, Table 14 summarizes the calculated distance dichloromethane would diffuse in given time periods. This case considers diffusion from a constant source (c_o) through a 1.5 mm HDPE GM, 8.5 mm thick GCL and underlying subgrade. It assumes no sorption in the GCL or soil and thus represents an upper limit to the extent of migration likely to be observed. The distance at which the concentration reaches a given concentration level ($c/c_o = 0.01, 0.1$ and 0.5) is shown together with an apparent “velocity” of diffusion (the distance divided by the time). It can be seen that within a year DCM could diffuse to the 1% level ($c/c_o = 0.01$) to a depth of up to 0.44 m and in 10 years it would migrate more than 1.5 m. The “velocity” of migration is fastest at low times when the concentration gradient is greatest and decreases with subsequent time. It was found that DCM diffusion was not significantly slower when there was no GM. For example in 1, 2 and 4 years, DCM migrated at the $c/c_o = 0.01$ level to depths of 0.5 m, 0.72 m and 1.03 m with no GM as compared with 0.44 m, 0.66 m and 0.96 m with a GM. The reduction in the distance is a little more significant for contaminants for which S_{gr} is higher.

Table 14 – Diffusive migration of dichloromethane through composite GM/GCL liner and underlying subgrade. Depth to location where $c/c_o = 0.01, 0.1$ and 0.5 and corresponding apparent “velocity” of the diffusion front.

Time (years)	$c/c_o = 0.01$		$c/c_o = 0.1$		$c/c_o = 0.5$	
	Depth (m)	“Velocity” (m/a)	Depth (m)	“Velocity” (m/a)	Depth (m)	“Velocity” (m/a)
1	0.44	0.44	0.26	0.26	0.06	0.06
2	0.66	0.33	0.39	0.20	0.12	0.06
4	0.96	0.24	0.59	0.15	0.2	0.05
6	1.19	0.20	0.74	0.12	0.26	0.043
8	1.4	0.18	0.84	0.11	0.31	0.039
10	1.55	0.16	0.96	0.096	0.36	0.036
15	1.92	0.13	1.2	0.08	0.45	0.03
20	2.22	0.11	1.4	0.07	0.53	0.027
25	2.5	0.1	1.56	0.062	0.6	0.024
30	2.74	0.091	1.72	0.057	0.66	0.022
40	3.19	0.080	2	0.05	0.78	0.020
50	3.57	0.071	2.25	0.045	0.87	0.017

GM: 1.5mm $D_g = 1.3 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{a}$; $S_{gf} = 6$; GCL: 8.5mm $D = 0.009 \text{m}^2/\text{a}$, $n = 0.7$; Attenuation Layer 4m, $D = 0.02 \text{m}^2/\text{a}$, $n = 0.3$ no sorption or decay; constant source.

Similar calculations for chloride show no migration below the GM at the 0.01 level for thousands of years. This is because what does diffuse through the GM diffuses away in the underlying soil because of the very low flux through the GM and the much higher diffusion coefficient in the underlying soil. This again highlights the effectiveness of a GM as a diffusion barrier.

For landfill with double liner systems, the leakage through the primary liner will be mostly collected by the leak detection system. This will minimize the potential for advective movement through the secondary liner. However volatile organic compounds (VOCs) will volatilize in the LDS and can then diffuse through the underlying secondary composite liner, and hence diffusion still needs to be considered for these cases. The time for VOCs to migrate through the primary liner at detectable levels will depend on the thickness of the primary liner (*e.g.* see Table 14). Evidence suggesting the likely diffusion of VOCs through geosynthetic liners arises from field observations reported by Workman (1993), Othman *et al.* (1996), and Shackleford (2005). There are other, as yet unpublished, examples of migration through CCLs.

In summary, HDPE GMs are an excellent diffusion barrier to water and water soluble contaminants such as metal salts. However, they will allow diffusion of VOCs. Control of the migration of these compounds will depend on the clay liner and any attenuation layer between the GM and any receptor aquifer. Additional control can be provided by using a fluorinated HDPE GM.

10 – SERVICE LIFE OF GEOMEMBRANES

10.1 – Geomembranes for MSW landfills

The foregoing sections have demonstrated that even with typical wrinkles and holes in wrinkles, provided there is appropriate construction quality control and construction quality

assurance (CQC/CQA), the leakage through composite liners can be controlled to such low values that diffusion becomes the controlling transport mechanism. Geomembranes are also excellent diffusion barriers to ions (like chloride and heavy metals) and the while volatile organic compounds can readily diffuse through the GM they can be controlled by design of the barrier system with an adequate attenuation layer (Rowe *et al.*, 2004b; Rowe, 2005). This all assumes that the GM is performing as designed. However GMs will have a finite service life and their long-term performance will depend on their properties (*e.g.* stress crack resistance, crystallinity, and oxidative induction time), the tensile strains induced by the overlying drainage material and wrinkles (as discussed earlier), the exposure to chemicals in the leachate and temperature. This has been discussed in some detail by Rowe (2005).

It is generally recognized that the chemical ageing of an HDPEGM has three distinct stages (Viebke *et al.*, 1994; Hsuan & Koerner, 1998): (a) depletion time of antioxidants; (b) induction time to the onset of polymer degradation; and (c) degradation of the polymer to decrease some property (or properties) to an arbitrary level (*e.g.* to 50% of the original value). It has been reported that the consumption of antioxidants and subsequent oxidation reaction in polyethylene can be increased in the presence of transition metals (*e.g.* Co, Mn, Cu, Pd and Fe) present in leachate (Osawa & Saito, 1978; Wisse *et al.*, 1990; Hsuan & Koerner, 1998). Since it is not practical to establish the service life under actual field conditions, accelerated ageing tests are conducted at elevated temperatures and the results are then used to calculate the expected service life at the temperatures expected at the base of a landfill (*e.g.* Hsuan & Koerner, 1998; Sangam & Rowe, 2002; Mueller & Jacob, 2003; Rowe, 2005).

In most cases this testing to assess ageing of GMs has involved immersing samples in a fluid of interest and then, after different periods of immersion, samples are removed and tested to obtain the oxidative induction time (OIT). The $\ln(OIT)$ is then plotted versus the period of incubation (Fig. 15). The linear plot implies a first order relationship between OIT and time and hence the OIT (an indicator of the total amount of antioxidants) remaining at time t can be given by:

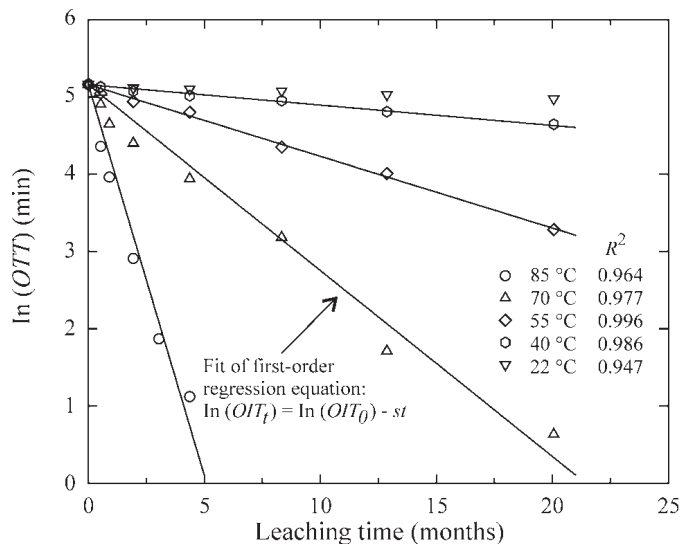


Fig. 15 – Variation in $\ln(OIT)$ with time at different temperatures in leachate. OIT_0 is the initial OIT and OIT_t is the OIT at time t (month), s is the antioxidant depletion rate (month^{-1}) (after Islam & Rowe, 2007).

$$OIT(t) = OIT_o e^{-st} \quad (11)$$

where OIT_o is the initial OIT value (typically in minutes) and s the rate of antioxidants depletion (typically in month⁻¹).

Sangam & Rowe (2002) examined the depletion of antioxidants in air, water and simulated MSW leachate while Rowe (2005) and Rowe & Rimal (2007) reported results for simulated liner systems with a collection layer over the geotextile protection layer, the GM and a GCL on a sand subgrade. Based on the laboratory data and Arrhenius modelling, the time required for antioxidant depletion was deduced and is given in Table 15 for the GMs tested. It can be seen that the exposure conditions and temperature have a profound effect on the time to antioxidant depletion. In particular it is noted that there is a significant difference between immersion in water and leachate. Islam & Rowe (2007) have demonstrated that the primary factor affecting this difference is the presence of surfactant in the leachate. Volatile fatty acids and ions typically found in leachate (*e.g.* Na, Cl etc) had no significant effect on the time to antioxidant depletion.

Table 15 – Estimated antioxidant depletion time for an HDPE geomembrane (modified from Rowe 2005).

Temperature (°C)	Air ¹ t_{air} (years)	Water ¹ t_{water} (years)	Leachate ¹ $t_{leachate}$ (years)	Simulated liner ² t_s (years)
10	510	235	50	280
20	235	110	25	115
30	110	55	15	50
35	80	40	10	35
40	55	30	8	25
50	30	15	5	10
60	15	8	3	6

All times greater than 10 have been rounded to nearest 5 years. ¹2 mm HDPE, $OIT_o = 133$ min (ASTM D3895), crystallinity = 44%; based on data from Sangam & Rowe (2002). ²1.5 mm HDPE, $OIT_o = 135$ min (ASTM D3895), crystallinity = 49%.

The simulated liner results presented in Table 15 represent only the first stage of the service life. To obtain estimates for Stages 2 and 3, Rowe (2005) used data obtained by Viebke *et al.* (1994) for polyethylene gas pipe with minimal antioxidant and a wall thickness comparable to a GM thickness (2.1 mm). The antioxidant depletion times (Stage 1) for the simulated liner (Table 15) were combined with the service life projections for Stages 2 and 3 based on the activation energies given by Viebke *et al.* (1994) to obtain the “unadjusted” estimates of GM service life given in Table 16. Since Viebke *et al.* (1994) tests were with water on the inside and air on the outside of the pipe wall, the unadjusted values may be expected to overestimate the service life of a GM in a landfill. Thus these values were adjusted to reflect the observed difference between exposure to air, water and a simulated liner exposed to leachate on one side as described by Rowe (2005) to obtain the “adjusted” estimates given in Table 16. It can be seen that for temperatures around 20 °C, service lives are projected to be of the order of 565 to 900 years and hence a service life of 600 years (or more) could be anticipated at a temperature of 20 °C (or less). For liners at a temperature of 35 °C, the service life is of the order of 130-190 years. Finally at temperatures of 50-60 °C, the service lives are very short (15-50 years).

In the context of the earlier discussion of the effect of temperature on primary and secondary liners, it should be noted that for an area where the background temperature is 15 °C and assuming the primary GM temperature increases to 35 °C (*i.e.* by 20 °C), the secondary GM might be expected to be at about 30 °C (assuming a primary composite liner with a GM, 0.75 m compacted

Table 16 – Estimated service lives for an HDPE geomembrane for a MSW landfill
(modified from Rowe 2005).

Temp (°C)	Service life (years) Unadjusted t_{SL}	Service life (years) Adjusted t_{SLa}
20	900	565
30	315	205
35	190	130
40	120	80
50	50	35
60	20	15

All times have been rounded to nearest 5 years.

clay and an 0.3 m thick gravel leak detection system). Under these circumstances Table 16 suggests that the service life of the primary and secondary GMs would be of the order of 130-190 years and 205-315 years respectively.

The service lives presented in Table 16 provide a general idea of the order of magnitude of the GM service-life and highlight the importance of liner temperature. While these numbers represent the best currently available information they should be used with caution since only the results for Stage 1 are based on actual tests on GMs typically used in landfill applications in a simulated liner configuration.

The calculated antioxidant depletion times (Table 15) and service lives (Table 16) are based on a constant temperature. Rowe (2005) examined the effect of the liner temperature varying with time. This showed that while operational features such as operating a landfill as a bioreactor may shorten the period of high temperatures on the liner, the increase in temperature associated with this mode of operation can actually decrease the overall service life. This highlights the importance of considering the mode of landfill operation when developing a liner design.

10.2 – Geomembranes in contact with neat hydrocarbons

As indicated in the previous section, the fluid in contact with the GM can have a profound impact on the depletion of antioxidants and hence the service life of a GM. Since GMs may be used to retain neat hydrocarbons, as discussed earlier, Rowe *et al.* (2007b) immersed both conventional HDPE and fluorinated HDPE (f-HDPE) GM specimens in Jet A-1 and then examined the change in oxidative induction time with the period of immersion. They reported that immersion in Jet A-1 accelerated antioxidant depletion relative to that observed in water or MSW leachate by Sangam & Rowe (2002). Fluorination of the HDPE GM significantly (by a factor of 2.7) reduced antioxidants depletion relative to conventional HDPE. At 23 °C, the total antioxidant depletion time was estimated to be about 2 and 6 years for untreated and fluorinated GMs respectively. This can be compared with projected depletion times of between 20 years and 90 years (at 23 °C) based on Sangam & Rowe's (2002) tests for GM immersed in MSW leachate and water respectively.

11 – CONCLUSIONS

Over the last decade there have been significant advances in knowledge concerning the factors potentially affecting the performance of GCLs and GMs in a wide range of geoenvironmental

applications. This paper has examined nine of these issues and it can be concluded that for the specific materials and conditions discussed:

- GCLs may interact with municipal solid waste (MSW) leachate. The level of interaction is highly dependent upon the vertical effective stress at the time of permeation. At very low stress there may be an order of magnitude increase in GCL hydraulic conductivity (to about 6×10^{-11} m/s) as the permeant was changed from water to MSW leachate. At stress levels more typical of likely field conditions, the effect is far less significant with a hydraulic conductivity to MSW leachate still very low at 3×10^{-11} m/s.
- GCLs have the potential to provide strong attenuation of many metals and metalloids present in acid rock drainage (ARD) leachate and a neutral-pH gold mining leachate (GML). The hydraulic conductivity of the GCLs permeated with ARD increased from 2.8×10^{-12} m/s to 3.7×10^{-11} m/s after 35 pore volumes of permeation. There was no significant change in hydraulic conductivity for GCLs permeated with GML.
- There is negligible flow of hydrocarbons through a saturated GCL until a critical threshold pressure is exceeded. This threshold pressure is greater than that likely to be experienced in many applications and hence a hydrated GCL is likely to be an excellent barrier to hydrocarbons under these conditions. Above this threshold pressure the effect on intrinsic permeability is largely masked by the effect on density and viscosity such that the hydraulic conductivity of GCLs remains low and it appears that GCLs such as those tested can provide good containment of hydrocarbons for many practical applications.
- Up to 150 freeze-thaw cycles had very little effect on the hydraulic conductivity of GCLs permeated with water under conditions where there was no chemical interaction (cation exchange) with the bentonite prior to permeation. More research is required to assess the potential combined effect of cation exchange and freeze-thaw cycles at relatively low stress on the long-term performance of GCLs used in covers and similar near surface applications.
- 50 to 100 freeze-thaw cycles reduces the breakthrough pressure for permeation by jet fuel through a GCL. This was attributed to an increase in the size of macro pores in the bentonite following repeated freeze-thaw cycles. The hydraulic conductivity after up to 50 freeze-thaw cycles in the laboratory was less than 3×10^{-11} m/s at a gradient just above that required to initiate flow. There was some increase in hydraulic conductivity with 100 freeze-thaw cycles with a maximum value of about 1×10^{-10} m/s.
- The hydraulic conductivity (with respect to jet fuel) of GCL recovered from the field in the arctic after 3 years was less than 3×10^{-12} m/s at a pressure just above the breakthrough pressure. Increasing the gradient increases the hydraulic conductivity to 6×10^{-11} m/s. This higher value is at a gradient unlikely to be encountered in a real field situation but is still very low.
- Different GCLs have substantially different susceptibilities to internal erosion that can occur at high hydraulic gradients (e.g. in pond and lagoon applications). The choice of GCL carrier geotextile plays a key role in this different performance. GCLs with a woven geotextile in contact with the underlying subgrade did not perform as well as the other GCLs. GCLs with a nonwoven geotextile performed better than the GCLs with a woven over the subgrade but still experienced internal erosion over a geonet at high heads. In contrast, the scrim-reinforced GCL with a carrier geotextile mass of 350 g/m^2 did not exhibit any sign of internal erosion when placed over the geonet, gravel or sand tested at heads of 40-60 m.
- All the GCLs tested performed well with respect to internal erosion when on a suitable sand subgrade.

- The available evidence would suggest that temperatures of 30-40 °C can be expected at the top of the primary liner for MSW landfills. Higher temperatures (40-60 °C) can occur in situations where there is sufficient moisture to accelerate biodegradation of organic waste (*e.g.* in bioreactor landfills or when there is no operating leachate collection system) or due to hydration of incinerator ash.
- Diffusive and advective transport are, respectively, 100% and 80% higher at 35 °C than at a common groundwater temperature of 10 °C.
- The temperature of the GM in a secondary liner will be highly dependant on the nature of the primary liner. For a geocomposite primary liner comprised of only a GM and GCL, the secondary GM temperature may be expected to be only a few degrees (at most) less than that of the primary GM. As the thickness of the primary liner increases (*e.g.* if there is a foundation layer below the GCL as part of the primary liner or if there is a CCL), the temperature of the secondary GM decreases. The temperature of the primary and secondary GM may have a profound impact on the service life of these GMs.
- Both GCLs and CCLs may be susceptible to shrinkage and desiccation when used as part of a composite liner. This results from exposure to solar radiation prior to placement of adequate cover over the GM or after placement of waste (due to heat generated by the waste as discussed above). The potential for shrinkage and desiccation will depend on the temperature gradient, the characteristics of the GCL or CCL, the unsaturated soil characteristics and initial water content of the foundation layer beneath the clay liner, the overburden stress, and the distance to the underlying watertable. The available information suggests that while there is potential for desiccation and shrinkage, this can be mitigated by appropriate design and construction.
- Typical construction practice will result in GMs developing a significant number of wrinkles (waves) by the time they are covered. Techniques have been developed for quantifying the size and distribution of wrinkles.
- Under typical applied loads, wrinkles tend to remain in the GM. A gap typically remains between the GM wrinkle and a GCL. For a GM with wrinkles initially up to 60 mm high over a CCL, the gap may be filled at stress levels of 100 kPa or more when the CCL is compacted at the plastic limit. The lower the water content of the CCL at the time of compaction (relative to the plastic limit) the higher the pressure needed to extrude sufficient clay to fully close the gap.
- While needle-punched nonwoven geotextiles may provide reasonable protection against short-term holes in an underlying GM (*i.e.* limiting the number of holes to less than about 12 per hectare after placement of the drainage layer), recent research has shown that if gravel is used as the drainage layer (the preferred choice for providing good long-term leachate collection) then typical geotextile protection layers (up to 2000 g/m²) will not prevent large local strains in the GM and thinning of any underlying GCL (especially near wrinkles). Additional research is needed to clarify the time dependent effects of strains induced in GMs and the GCL by the gravel particles. Nevertheless it is clear that a sand protection layer between the gravel and the GM (perhaps combined with a traditional nonwoven geotextile) provides the best potential long-term performance.
- Field evidence of significant increases in leakage into LDS due to damage to composite liners involving a GM and GCL due to landfill activities after liner construction highlight the need to place an adequate protection layer above the composite liner to minimize the risk of such accidental damage. It also highlights the need to closely monitor not only the construction of the liner but also any waste placement or other work that could potentially cause damage to the liner.

- Field data indicates that the leakage through a GM/CCL composite liner was typically one to two orders of magnitude higher than that observed for GM/GCL composite liners.
- The calculated leakage obtained assuming direct contact (no major wrinkles) and typical size and number of holes in GMs using commonly used equations significantly underestimated the observed leakage for both GM/CCL and GM/GCL systems.
- The typical observed leakage for composite liners with CCLs and GCLs can be readily explained by holes in wrinkles for the typical number of holes/ha and reasonable combinations of other parameters using the Rowe (1998) equation.
- The design and construction of systems with a geonet leak detection system must ensure that the swelling and intrusion (under vertical stress) of any overlying GCL does not compromise the drainage function of the underlying geonet.
- Available field data suggests that even with typical numbers of wrinkles and holes per hectare, for landfills with good CQC/CQA and where there is no damage to the liner during landfilling activities, the post-closure leakages are very small and contaminant transport is likely to be controlled by diffusion through the liner system for contaminants that can readily diffuse through a GM.
- Volatile organic compounds (VOCs) can diffuse through both GMs and GCLs. Typical diffusion coefficients have been reported for both HDPE GMs as well as GCLs. Diffusion of hydrocarbons is much slower for fluorinated HDPE (f-HDPE) than conventional HDPE GMs. Control of the migration of these compounds will depend on the clay liner and any attenuation layer between the GM and any receptor aquifer.
- Ionic contaminants exhibit negligible diffusion through intact HDPE GMs. The diffusion coefficient for ionic contaminants through GCLs is a function of the bulk void ratio of the GCL.
- For landfills with double liner systems, the leakage through the primary liner will be mostly collected by the LDS. This will minimize the potential for advective movement through the secondary liner. However volatile organic compounds will volatilize in the leak detection system and can then diffuse through the underlying secondary composite liner, and hence diffusion needs to be considered for these cases. The time for VOCs to migrate through the primary liner at detectable levels can range from as little as a year to a decade depending on the thickness of the primary liner and the concentration in the landfill leachate collection system.
- The long-term performance of a GM will depend on the GM properties (*e.g.* its stress crack resistance, crystallinity, and oxidative induction), the tensile strains in the GM (which can be induced by the overlying drainage material and wrinkles in the GM), the exposure to chemicals in the leachate, and temperature.
- The service life of HDPE GMs meeting GRI GM-13 and used in MSW landfills are projected to be of the order of 600 years or more at a temperature less than 20 °C. At a temperature of 35 °C, the service life is projected to be of the order of 130-190 years. At temperatures of 50-60 °C, service lives are very short (15-50 years).
- Immersion of HDPE GMs in Jet A-1 accelerates antioxidant depletion relative to that observed in water or MSW leachate. The antioxidant depletion time was estimated to be about 2 and 6 years for untreated and fluorinated GMs, respectively, at 23 °C. This can be compared with a projected 20 years and 90 years based on GMs immersed in MSW leachate and water respectively (at 23 °C).

The evidence reviewed in this paper suggests that GCLs and GMs can play a very beneficial role in providing environmental protection. Like all engineering materials they must be used appropriately and consideration should be given to factors such as those addressed in this paper. There is a need for site specific design, strict adherence to construction specifications, and appropriate protection of the geosynthetics after construction. In particular, given the diversity of available GCLs and their different engineering characteristics, GCLs should be selected based on the required engineering properties, not just price.

12 – ACKNOWLEDGEMENTS

The author greatly appreciates the invitation of the Portuguese Geotechnical Society to present the 23rd Manuel Rocha Lecture. He is indebted to the many students and collaborators who have contributed to the research summarized in this paper. The assistance of the following graduate students in preparing figures is gratefully acknowledged: A. Hoor (Figs. 4 and 5), M. Chappel (Figs. 6 and 7), S. Dickinson (Figs 9 and 10), K. Abdel-Atty (Figs. 11-13) and M.Z. Islam (Fig 15). This work was funded by a variety of agencies including the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), the North Warning System Office of the Department of National Defense Canada, EarthTech (an Ontario Centre of Excellence), Terrafix Geosynthetics Inc., and NAUE GmbH & Co. The careful review by Dr. Ennio Palmeira and Dr. J-P Giroud, and the value of discussion with Dr. J-P Giroud, Mr. K. Von Mauberge and Mr. B. Herlin is gratefully acknowledged. The author is also very grateful to Ms. Sera Sheridan for her assistance in the preparation of this paper.

13 – REFERENCES

- Abollino, O.; Aceto, M.; Malandrino, M.; Sarzanini, C. & Mentasti, E. (2003) – Adsorption of HMs on Na-montmorillonite. *Water Res.*, v. 37, pp. 1619-1627.
- Ashmawy, A.; El-Hajji, D.; Sotelo, N. & Muhammad, N. (2002) – Hydraulic performance of untreated and polymer-treated bentonite in inorganic landfill leachates. *Clays Clay Miner.*, v. 50:5, pp. 545-551.
- August, H. & Tatzky, R. (1984) – Permeability of commercially available polymeric liners for hazardous landfill leachate organic constituents. *Proc. Int. Conf. on Geomembranes, IFAI, Denver*, v. I, pp. 163-168.
- August, H.; Tatzky-Gerth, R.; Preuschmann, R. & Jakob, I. (1992) – Permeationsverhalten von Kombinationsdichtungen bei Deponien und Altlasten Gegenueber Wassergefaehrdenden Stoffen. Project 10203412 of the BMBF, published by BAM, D-12200 Berlin, Germany.
- Badu-Tweneboah, K.; Giroud, J.P.; Carlson, D.S. & Schmertmann, G.R. (1998) – Evaluation of the effectiveness of HDPE geomembrane liner protection. *Proc. 6th International Conference on Geosynthetics, IFAI, Atlanta*, pp. 279-284.
- Basnett, C.R. & Bruner, R.J. (1993) – Clay desiccation of a single-composite liner system. *Geosynthetics 93, Vancouver, IFAI*, pp. 1329-1340.
- Bathurst, R.J.; Rowe, R.K.; Zeeb, B. & Reimer, K. (2006) – Ageocomposite barrier for hydrocarbon containment in the Arctic. *International Journal of Geoengineering Case Histories*, v. 1:1, pp. 18-34.

- Bonaparte, R.; Daniel, D. & Koerner, R.M. (2002) – Assessment and recommendations for improving the performance of waste containment systems. EPA Report, Co-operative Agreement Number CR-821448-01-0.
- Brain, E.S. (2000) – Evaluation of leachate compatibility to clay soil for three geosynthetic clay liner products. Geotechnical Special Publication, 103, GeoDenver 2000 Congress Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics, Denver, pp. 117-128.
- Brune, M.; Ramke, H.G.; Collins, H. & Hanert, H.H. (1991) – Incrustations process in drainage systems of sanitary landfills. Proc. 3rd Int. Landfill Symp., Cagliari, pp. 999-1035.
- Chappel, M.J.; Brachman R.W.I.; Take W.A. & Rowe R.K. (2007) – Development of a low altitude aerial photogrammetry technique to quantify geomembrane wrinkles. Geosynthetics 2007, Proc. Environmental Conference, Washington, pp. 293-300.
- Collins, H.J. (1993) – Impact of the temperature inside the landfill on the behaviour of barrier systems. Proc. 4th Int. Landfill Symp., Cagliari, v. 1, pp. 417-432.
- Colucci, P. & Lavagnolo, M.C. (1995) – Three years field experience in electrical control of synthetic landfill liners. Proc. 5th International Landfill Symposium, S. Margherita di Pula, pp. 437-452.
- Cooper, C.; Jiang, J.Q. & Ouki, S. (2002) – Preliminary evaluation of polymeric Fe & Al modified clays as adsorbents for heavy metal removal in water treatment. J. Chem. Tech. Biotechnol., v. 77, pp. 546-551.
- Corser, P.; Pellicer, J. & Cranston, M. (1992) – Observations on long-term performance of composite clay liners and covers. Geotech. Fabrics Report, Nov., pp. 6-16.
- Daniel, D.E.; Shan, H.Y. & Anderson, J.D. (1993) – Effects of partial wetting on the performance of the bentonite component of a geosynthetic clay liner. Proc. Geosynthetics 93, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, Minn., v. 3, pp. 1483-1496.
- Dickinson, S. & Brachman R.W.I. (2006) – Deformations of a geosynthetic clay liner beneath a geomembrane wrinkle and coarse gravel. Geotextiles and Geomembranes, v. 24:5, pp. 285-298.
- Dobras, T.N. & Elzea, J.M. (1993) – *In-situ* soda ash treatment for contaminated Geosynthetic Clay Liners, Proc. Geosynthetics 93, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, pp. 1145-1160.
- Egloffstein, T. (2001) – Natural bentonites -influence of the ion exchange and partial desiccation on permeability and self-healing capacity of bentonites used in GCLs. Geotextiles and Geomembranes, v. 19, pp. 427-444.
- Egloffstein, T. (2002) – Bentonite as sealing material in geosynthetic clay liners - Influence of the electrolytic concentration, the ion exchange and ion exchange with simultaneous partial desiccation on permeability. Zanzinger, H.; Koerner, R. & Gartung, E. (eds) Clay Geosynthetic Barriers. Swets and Zeitlinger, Lesse, pp. 141-153.
- Eloy-Giorni, C.; Pelte, T.; Pierson, P. & Margarita, R. (1996) – Water diffusion through geomembranes under hydraulic pressure. Geosynthetics Int., v. 3:6, pp. 741-769.
- Felon, R.; Wilson, P.E. & Janssens, J. (1992) – Résistance mécanique des membranes d'étanchéité. membranes armées en théorie et en pratique. In: Vade Mecum Pour la Réalisation des Systèmes d'Étanchéité Drainage Artificiels Pour les Sites d'Enfouissement Technique en Wallonie. Journées d'Études ULg 92.
- Giroud, J.P. (1997) – Equations for calculating the rate of liquid migration through composite liners due to geomembrane defects. Geosynthetics Int. v. 4:3-4, p. 335-348.

- Giroud, J.P. & Bonaparte, R. (1989) – Leakage through liners constructed with geomembranes - Part II. Composite liners. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 8:2, pp. 71-111.
- Giroud, J.P. & Morel, N. (1992) – Analysis of geomembrane wrinkles. *Geotextile and Geomembranes*, v. 11:3, pp. 255-276 (Erratum: 1993, v. 12:4, pp. 378).
- Giroud, J-P & Soderman, K.L. (2000) – Criterion for acceptable bentonite loss from a GCL Incorporated into a liner system. *Gesynthetics International*, v. 7:4-6, pp. 529-581.
- Giroud, J.P. & Touze-Foltz, N. (2005) – Equations for calculating the rate of liquid flow through geomembrane defects of uniform width and finite or infinite length. *Geosynthetics International*, v. 12:4, pp. 191-204.
- Gudina, S. & Brachman, R.W.I. (2006a) – Physical response of geomembrane wrinkles overlying compacted clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 132:10, pp. 1346-1353.
- Gudina, S. & Brachman, R.W.I. (2006b) – Effect of boundary conditions on deflection of GM wrinkles in a GM/GCL composite liner. *Proc. 8th International Geosynthetics Conference*, Yokohama, pp. 255-258.
- Guyonnet, D.; Gaucher, E.; Gaboriau, H.; Pons, C.; Clinard, C.; Norotte, V. & Didier, G. (2005) – Geosynthetic clay liner interaction with leachate: Correlation between permeability, microstructure, and surface chemistry. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 131:6, pp. 740-749.
- Harpur, W.A.; Wilson-Fahmy, R.F. & Koerner, R.M. (1993) – Evaluation of the contact between geosynthetic clay liners and geomembranes in terms of transmissivity. *GRI Seminar on Geosynthetic Liner Systems*, Philadelphia, IFAI, pp. 143-154.
- Haxo Jr., H.E. & Lahey, T. (1988) – Transport of dissolved organics from dilute aqueous solutions through flexible membrane liner. *Haz. Waste & Hazardous Materials*, v. 5, pp. 275-294.
- Heibrock, G. (1997) – Desiccation cracking of mineral sealing liners. *Proc. 6th Int. Landfill Symp.*, Cagliari, v. 3, pp. 101-113.
- Hewitt, R.D. & Daniel, D. E. (1997) – Hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners after freeze-thaw. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 123:4, pp. 305-313.
- Hsuan Y.G. & Koerner R.M. (1998) – Antioxidant depletion lifetime in high density polyethylene geomembranes. *J. Geotech. Geoenv. Eng.*, v. 124:6, pp. 532-541.
- Huang, C.H.; Wu, C.K. & Sun, P.C. (1999) – Removal of heavy metals from plating wastewater by crystallization/precipitation of gypsum. *J. Chin. Chem. Soc.*, v. 46:4, pp. 633-638.
- Islam, M.Z. & Rowe, R.K (2007) – Leachate composition and antioxidant depletion from HDPE geomembranes. *Geosynthetics 2007, Proc. Environmental Conference*, Washington, pp. 147-159.
- James, A.; Fullerton, D. & Drake, R. (1997) – Field performance of GCL under ion exchange conditions. *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 123, pp. 897-901.
- Jo, H.; Katsumi, T.; Benson, C. & Edil, T. (2001) – Hydraulic conductivity and swelling of non-prehydrated GCLs permeated with single-species salt solutions. *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 127, pp. 557-567.
- Jo, H.; Benson, C. & Edil, T. (2004) – Hydraulic conductivity and cation exchange in non-prehydrated and prehydrated bentonite permeated with weak inorganic salt solutions. *Clays and Clay Minerals*, v. 52:6, pp. 661-679.

- Jo, H.-Y.; Benson, C.H., Shackelford, C.D.; Lee, J.-M. & Edil, T.B. (2005) – Long-term hydraulic conductivity of a geosynthetic clay liner (GCL) permeated with inorganic salt solutions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 131:4, pp. 405-417.
- Jo, H.; Benson, C. & Edil, T. (2006) – Rate-limited cation exchange in thin bentonitic barrier layers. *Canadian Geotechnical J.*, v. 43, pp. 370-391.
- Katsumi, T. & Fukagawa, T. (2005) – Factors affecting the chemical compatibility and the barrier performance of GCLs. *Proc. 16th ICSMGE, Osaka*, pp. 2285-2288.
- Klein, R.; Baumann T.; Kahapka E. & Niessner R. (2001) – Temperature development in a modern municipal solid waste incineration (MSWI) bottom ash landfill with regard to sustainable waste management. *Journal of Hazardous Materials*, v: B83, pp. 265-280.
- Kodikara, J.K.; Rahman, F. & Barbour, S.L. (2002) – Towards a more rational approach to chemical compatibility testing of clay. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 39, pp. 597-607.
- Koerner, G.R. & Koerner R.M. (2006) – Long-term temperature monitoring of geomembranes at dry and wet landfills. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 24:1, pp. 72-77.
- Koerner, R.M.; Wilson-Fahmy, R.F. & Narejo, D. (1996) – Puncture protection of geomembranes. Part III: Examples. *Geosynthetics International*, v. 3:5, pp. 655-675.
- Kolstad, D.C.; Benson, C.H. & Edil, T.B. (2004) – Hydraulic conductivity and swell of nonprehydrated geosynthetic clay liners permeated with multispecies inorganic solutions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 130:12, pp. 1236-1249.
- Kraus, F.J.; Benson, H.C.; Erickson, E.A. & Chamberlain, J.E. (1997) – Freeze - Thaw cycling and hydraulic conductivity of bentonite barriers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 123:3, pp. 229-238.
- Lake, C.B. & Rowe, R.K. (2000) – Diffusion of sodium and chloride through geosynthetic clay liners. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 18:2, pp. 102-132.
- Lake, C.B. & Rowe, R.K. (2004) – Volatile organic compound (VOC) diffusion and sorption coefficients for a needlepunched GCL. *Geosynthetics Int.*, v. 11:4, pp. 257-272.
- Lange, K.; Rowe, R.K. & Jamieson, H. (2004) – Metal migration in geosynthetic clay liners. *Proc. 57th Canadian Geotechnical Conference, Quebec City, Section 3D*, pp. 15-22.
- Lange, K.; Rowe, R.K. & Jamieson, H. (2005) – Attenuation of heavy metals by geosynthetic clay liners. *Proc. Geo-Frontiers Conference, Austin, Paper GRI-18, 8 p.*, CD-ROM.
- Lange, K.; Rowe, R.K. & Jamieson, H. (2007) – Metal retention in geosynthetic clay liners following permeation by different mining solutions. *Geosynthetics International*, (in review).
- Lee, J.-M. & Shackelford, C.D. (2005) – Impact of bentonite quality on hydraulic conductivity of geosynthetic clay liners. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 131:1, pp. 64-77.
- Legge, K.R. & Davies, P.L. (2002) – An appraisal of the performance of geosynthetics material used in waste disposal facilities in South Africa. *WasteCon 2002, Durban, 12 p.*, CD-ROM.
- Li, L.Y. & Li, F. (2001) – Heavy metal sorption and hydraulic conductivity studies using three types of bentonite admixes. *Journal of Environmental Engineering*, v. 127, pp. 420-429.
- McKelvey, J.A. (1997) – *Geosynthetic Clay Liners in Alkaline Environments. Testing and Acceptance Criteria for GCLs*, ASTM STP 1308. Well, Larry W. (ed), ASTM, West Conshohocken, pp. 139-149.

- Melchior, S. (1997) – *In-situ* studies on the performance of landfill caps. Proc. International Containment Technology Conference, Florida State University, Tallahassee, pp. 365-373.
- Melchior, S. (2002) – Field studies and excavations of geosynthetic clay barriers in landfill covers. Zanzinger, H.; Koerner, R. & Gartung, E. (eds) Clay Geosynthetic Barriers. Swets and Zeitlinger, Lesse, pp. 321-330.
- Mazzieri, F. & Pasqualini, E. (2000) – Permeability of damaged geosynthetic clay liners. Geosynthetics International, v. 7:2, pp. 101-118.
- Mueller, W. & Jacob, I. (2003) – Oxidative resistance of HDPE. Polymer Degradation and Stability, v. 79, pp. 161-172.
- Müller, W.; Jakob, R.; Tatzky-Gerth, R. & August, H. (1998) – Solubilities, diffusion and partitioning coefficients of organic pollutants in HDPE geomembranes: Experimental results and calculations. Proc. 6th Int. Conf. on Geosynthetics, Atlanta, IFAI, pp. 239-248.
- Narejo, D.; Koerner, R.M. & Wilson-Fahmy, R.F. (1996) – Puncture protection of geomembranes Part II: Experimental. Geosynthetics International, v. 3:5, pp. 629-653.
- Nosko, V. & Touze-Foltz, N. (2000) – Geomembrane liner failure: Modeling of its influence on contaminant transfer. Proc. 2nd European Geosynthetics Conf., Bologna, p. 557-560.
- Olsen, H.W. (1961) – Hydraulic Flow Through Saturated Clays. D.Sc. Thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.
- Osawa, Z. & Saito, T. (1978) – The effects of transition metal compounds on the thermal oxidative degradation of polypropylene in solution. In: Stabilisation and Degradation of Polymers, Advances in Chemistry, Series 169. Am. Chem. Soc., Washington, DC, pp. 2897-2907.
- Othman M.A.; Bonaparte, R. & Cross, B.A. (1996) – Preliminary results of study of composite liner field performance. Proc. 10th GRI Conf.: Field Performance of Geosynthetics and Geosynthetic Related Systems. Drexel University: Philadelphia, pp. 110-137.
- Pelte, T.; Pierson, P. & Gourc, J.P. (1994) – Thermal analysis of geomembranes exposed to solar radiation. Geosynthetics Int., v. 1:1, pp. 21-44.
- Petrov, R.J. & Rowe, R.K. (1997) – Geosynthetic clay liner compatibility by hydraulic conductivity testing: Factors impacting performance. Canadian Geotechnical Journal, v. 34:6, pp. 863-885.
- Petrov, R.J.; Rowe, R.K. & Quigley, R.M. (1997) – Selected factors influencing GCL hydraulic conductivity. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 123:8, pp. 683-695.
- Podgorney R.K. & Bennett J.E. (2006) – Evaluating the long-term performance of geosynthetic clay liners exposed to freeze-thaw. J. Geotech. Geoenviron. Eng., v. 132:2, pp. 265-268.
- Reddy, K.R.; Bandi, S.R.; Rohr, J.J.; Finy, M. & Siebken, J. (1996) – Field evaluation of protective covers for landfill geomembrane liners under construction loading. Geosynthetics International, v. 3:6, pp. 679-700.
- Rowe, R.K. (1998) – Geosynthetics and the minimization of contaminant migration through barrier systems beneath solid waste. Keynote Lecture, Proc. Sixth International Conference on Geosynthetics, Atlanta, v. 1, pp. 27-103, Industrial Fabrics Association International, St. Paul. (This paper can be downloaded from www.geoeng.ca).
- Rowe, R.K. (2005) – Long-term performance of contaminant barrier systems. 45th Rankine Lecture. Geotechnique, v. 55:9, pp. 631-678.

- Rowe, R.K. (2006) – Some factors affecting geosynthetics used for geoenvironmental applications. Keynote Lecture, 5th International Conference on Environmental Geotechnics, Cardiff, v. 1, pp. 43-69.
- Rowe, R.K. & Orsini, C. (2003) – Effect of GCL and subgrade type on internal erosion in GCLs. *Geotextiles and Geomembrane*, 21:1, pp. 1-24.
- Rowe, R.K. & Hoor, A. (2007) – Temperature of secondary liners in municipal solid waste landfills. *Geosynthetics 2007, Proc. Environmental Conference*, Washington, pp. 132-146.
- Rowe, R.K. & Rimal, S. (2007) – Depletion of antioxidant from HDPE geomembrane in a composite liner. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* (in press).
- Rowe, R.K.; Mukunoki, T.; Li, H.M. & Bathurst R.J. (2004a) – Effect of freeze-thaw on the permeation of arctic diesel through a GCL. *Journal of ASTM International*, v: 1:2, pp. 134-146. Available online: www.astm.org; 1 February 2004, 10 p. This was also published by ASTM in hardcopy in *Advances in: Geosynthetic Clay Liner Technology* R.E. Mackey & von Maubeuge, K. (eds).
- Rowe, R.K.; Quigley, R.M.; Brachman, R.W.I. & Booker, J.R. (2004b) – *Barrier Systems for Waste Disposal Facilities*. Taylor & Francis Books Ltd (E & FN Spon), London, 587 p.
- Rowe, R.K.; Hurst, P. & Mukunoki, T. (2005a) – Permeating partially hydrated GCLs with jet fuel at temperatures from -20 °C and 20 °C. *Geosynthetics International*, 12:6, pp. 333-343.
- Rowe, R.K.; Mukunoki, T. & Sangam, P.H. (2005b) – BTEX diffusion and sorption for a geosynthetic clay liner at two temperatures. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 131:10, pp. 1211-1221.
- Rowe, R.K.; Mukunoki, T.; Bathurst, R.J.; Rimal, S.; Hurst, P. & Hansen, S. (2005c) – The performance of a composite liner for retaining hydrocarbons under extreme environmental conditions. *Geofrontiers 2005*, Austin, 17 p, CD-Rom.
- Rowe, R.K.; Mukunoki, T. & Bathurst, R.J. (2006) – Compatibility with Jet A-1 of a GCL subjected to freezethaw cycles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 132:12, pp. 1519-1643.
- Rowe, R.K.; Mukunoki, T. & Bathurst, R.J. (2007a) – Hydraulic conductivity to Jet-A1 of GCLs subjected to up to 100 freeze-thaw cycles. *Geoengineering Centre at Queen's-RMC Research report*.
- Rowe, R.K.; Mukunoki, T.; Bathurst, R.J.; Rimal, S.; Hurst, P. & Hansen, S. (2007b) – Performance of a geocomposite liner for containing Jet A-1 spill in an extreme environment. *Geotextiles and Geomembranes* (in press).
- Rowe, R.K.; Sangam, H.P. & Lake, C.B. (2003) – Evaluation of an HDPE geomembrane after 14 years as a leachate lagoon liner. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 40:3, pp. 536-550.
- Ruhl, J.L. & Daniel, D.E. (1997) – Geosynthetic clay liners permeated with chemical solutions and leachates. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 123:4, pp. 369-380.
- Sangam, H.P. & Rowe, R.K (2001) – Migration of dilute aqueous organic pollutants through HDPE geomembranes. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 19:6, pp. 329-357.
- Sangam, H.P. & Rowe, R.K. (2002) – Effects of exposure conditions on the depletion of antioxidants from high density polyethylene (HDPE) geomembranes. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 39:6, p. 1221-1230.

- Sangam, H.P. & Rowe, R.K. (2005) Effect of surface fluorination on diffusion through an HDPE geomembrane. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 131:6, p. 694-704.
- Schubert, W.R. (1987) – Bentonite matting in composite lining systems. *Geotechnical Practice for Waste Disposal 87*, Woods, R.D. (ed), ASCE, New York, p. 784-796.
- Shackelford, C.D. (2005) – Environmental issues in geotechnical engineering. *Proc. 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, p. 12-16, Millpress, Rotterdam, v. 1, p. 95-122.
- Shackelford, C.; Benson, C.; Katsumi, T. & Edil, T. (2000) – Evaluating the hydraulic conductivity of GCLs permeated with non-standard liquids. *Geotextiles and Geomembranes*, v: 18:2-3, pp. 133-161.
- Shan, H.Y. & Daniel, D.E. (1991) – Results of laboratory tests on a geotextile/ bentonite liner material. *Proc. Geosynthetics 91*, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, v. 2, pp. 517-535.
- Shan, H. & Lai, Y. (2002) – Effect of hydrating liquid on the hydraulic properties of geosynthetic clay liners. *Geotextile and Geomembranes*, v. 20, pp. 19-38.
- Shaner, K.R. & Menoff, S.D. (1992) – Impacts of bentonite geocomposites on geonet drainage. *Geotextiles and Geomembranes*, v: 11:4-6, pp. 503-512.
- Soong, T.Y. & Koerner, R.M. (1998) – Laboratory study of high density polyethylene geomembrane waves. *Proc. 6th Int. Conf. on Geosynthetics*, Atlanta, IFAI, pp. 301-306.
- Southen, J.M. (2005) – Thermally Driven Moisture Movement Within and Beneath Geosynthetic Clay Liner. PhD Thesis, University of Western Ontario, 320 p.
- Southen, J.M. & Rowe, R.K. (2004) – Investigation of the behavior of geosynthetic clay liners subjected to thermal gradients in basal liner applications. *J. of ASTM International*, v. 1:2 ID JAI11470, Available online: www.astm.org; 13 p. Also ASTM: *Advances in Geosynthetic Clay Liner Technology*. Mackey, R.E. & von Maubeuge, K. (eds), p. 121-133.
- Southen, J.M. & Rowe, R.K. (2005) – Laboratory investigation of GCL desiccation in a composite liner subjected to thermal gradients. *J. Geotech. Geoenv. Eng.*, v. 131:7, pp. 925-935.
- Stam, T.G. (2000) Geosynthetic clay liner field performance. *Proc. 14th GRI Conference*, Las Vegas, pp. 242-254.
- Stichbury, M.K.; Bain, J.G.; Blowes, D.W. & Gould, W.D. (2000) – Microbially mediated reductive dissolution of arsenic-bearing minerals in a gold mine tailings impoundment. *ICARD 2000*, *Proc. 5th International Conf. on Acid Rock Drainage*, v. 1, pp. 97-106.
- Stone, J.L. (1984) – Leakage monitoring of the geomembrane for proton decay experiment. *Int. Conf. on Geomembranes*, Denver, v. 2, pp. 475-480.
- Thiel, R. & Richardson, G.N. (2005) – Concern for GCL Shrinkage when installed on slopes. *ASCE Geo-Frontiers C*, Austin, Paper GRI-18, 7 p., CD-ROM.
- Thiel, R. & Smith, M.E. (2004) – State of the practice review of heap leach pad design issues. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 22:6, pp. 555-568.
- Thiel, R.; Giroud, J.P.; Erickson, R.; Criley, K. & Bryk, J. (2006) – Laboratory measurements of GCL shrinkage under cyclic changes in temperature and hydration conditions. *Proc. 8th International Geosynthetic Conference*, Yokohama, pp. 157-162.

- Tognon, A.R.; Rowe, R.K.&Moore, I.D. (2000) – Geomembrane strain observed in large-scale testing of protection layers. *J. Geotech. Geoenv. Eng.*, v. 126:12, pp. 1194-1208.
- Touze-Foltz, N. & Giroud, J.P. (2005) – Empirical equations for calculating the rate of liquid flow through composite liners due to large circular defects in the geomembrane. *Geosynthetics International*, v. 12:4, pp. 205-207.
- Touze-Foltz, N.; Schmittbuhl, J. & Memier, M. (2001) – Geometric and spatial parameters of geomembrane wrinkles on large scale model tests. *Geosynthetics 2001*, Portland, pp. 715-728.
- Viebke, J.; Elble, E.; Ifwarson, M. & Gedde, U.W. (1994) – Degradation of unstabilized medium-density polyethylene pipes in hot-water applications. *Polymer Eng. and Science*, v. 34:17, pp. 1354-1361.
- Wilson-Fahmy, R.F.; Narejo, D. & Koerner, R.M. (1996) – Puncture protection of geomembranes Part I: Theory. *Geosynthetics International*, v. 3:5, pp. 605-628.
- Workman J.P. (1993) – Interpretation of leakage rates in double lined systems. *Proc. 7th GRI Conf.: Geosynthetic Liner Systems*. Drexel University, Philadelphia, pp. 91-108.
- Wisse, J.D.M.; Broos, C.J.M.&Boels, W.H. (1990) – Evaluation of the life expectancy of polypropylene geotextiles used in bottom protection structures around the Ooster Schelde storm surge barrier: A case study. *Proc. 2nd Int. Conf. on Geotextiles*, Las Vegas, v. 1, pp. 283-288.
- Yong, R.N. (2001) – *Geo-environmental Engineering*, 1st ed, CRC Press LLC, 320 p.
- Yoshida, H. & Rowe, R.K. (2003) – Consideration of landfill liner temperature. *Proc. 9th. Int. Landfill Sym.*, Cagliari, Italy, CD-ROM.

Voto de Agradecimento ao Conferencista Prof. Kerry Rowe

A Comissão Científica da Lição Manuel Rocha deu-me a honra de me convidar para pronunciar o voto de agradecimento ao Professor Kerry Rowe pela XXIII Lição Manuel Rocha. O prazer de me desempenhar desta incumbência é tanto maior quanto se trata de uma figura cimeira da Geotecnia, de renome internacional, cujo prestígio decorre com a mesma excelência da sua actividade de professor, de investigador e de engenheiro. Estas três facetas do Professor Kerry Rowe foram bem evidentes na excepcional lição que acabou de proferir: a clareza e a elegância da exposição, a abordagem compreensiva da problemática dos geossintéticos e do seu desempenho a longo prazo, a apresentação do estado da arte no que se refere às suas aplicações.

Apraz-me registar igualmente o talento do Professor Rowe ao conseguir transmitir ao longo da sua lição, de uma maneira exemplar, todo o paradigma daquela que é a disciplina mais nova da Geotecnia – a Geotecnia Ambiental – pondo em relevo a forma como à mecânica dos solos se vieram juntar, e com ela fundir, de uma forma superelementalmente inovadora, a química, a microbiologia, a ciência dos materiais e os fenómenos de transferência e condução dos contaminantes. Estou seguro de que esta foi uma inestimável contribuição para suscitar o interesse de jovens investigadores por este domínio, que constitui sem dúvida uma fonte de novas oportunidades de investigação, de realização científica e de satisfação pessoal pela sua contribuição decisiva para a resolução de problemas ambientais.

Estou certo de transmitir o sentimento de todos os que tiveram o privilégio de assistir a esta memorável lição ao propor um voto e agradecimento e de felicitações ao Professor Kerry Rowe e uma calorosa salva e palmas.

António Gomes Coelho

Anúncio do Conferencista da XXIV Lição Manuel Rocha

Exm.^o Senhor Presidente da Fundação Calouste Gulbenkian

Ilustres colegas da mesa

Ilustre conferencista da XXIII Lição Manuel Rocha, Prof. Kerry Rowe

Exm.^{os} Senhores representantes de instituições civis e militares

Exm.^a Senhora Dona Teresa Rocha e família

Caros colegas e amigos

Minhas senhoras e meus senhores

Acabamos de assistir a uma memorável Lição Manuel Rocha (LMR) proferida pelo Prof. Kerry Rowe, a quem desejo felicitar. Gostaria de pedir novamente desculpa aos presentes e passaria a expressar-me em inglês, posto que este agradecimento se dirige ao nosso ilustre conferencista e convidado.

Dear Prof. Kerry Rowe,

Thank you very much for your outstanding lecture. Only someone deeply involved in Geosynthetics and environment in geotechnical applications could give this lecture due to the complex aspects associated with the type of materials covered related with protection against possible discharge of contaminants as well as containment of contaminants. As already was pointed out by Dr. Gomes Coelho it was a lecture of high quality with a clear presentation. I should also mention the excellent quality of the graphics presented, as well as their animation and rhythm in the PowerPoint presentation. I would like also to express the personal qualities of Prof. Kerry Rowe, the enthusiasm and dynamism that he puts in all faces of his professional life.

Finally I would like to congratulate Prof. Kerry Rowe with a symbolic memory by the memorable Manuel Rocha Lecture he deliver, and it is with very pleasure that I propose a vote of thanks and I ask the audience to join me in the traditional way. I am sorry; I will switch now to Portuguese.

Seguindo o formato estabelecido pela Comissão Científica para a LMR, cabe-me a mim, como presidente desta Comissão, anunciar o próximo conferencista da XXIV LMR. A Comissão Científica para a LMR resolveu contemplar a área da Mecânica das Rochas. O orador escolhido para proferir, nesta área, a próxima Lição Manuel Rocha (XXIV LMR), é o ilustre e distinto geotécnico de reconhecido mérito nacional e internacional, o Eng^o Investigador Coordenador do LNEC, A. Pinto da Cunha.

A terminar, e em nome da Comissão Organizadora da XXII LMR, quero agradecer a todos os que com o seu trabalho, apoio e presença tornaram possível mais esta LMR, em particular:

Conferencista, Prof. Kerry Rowe

Prof. Luís Lemos

Dr. Gomes Coelho

Família Manuel Rocha

Comissão Científica da LMR

Fundação Calouste Gulbenkian, na pessoa do seu Presidente, Dr. Rui Vilar

Associação Geotécnica dos Antigos Alunos da Universidade Nova de Lisboa, na qualidade do seu presidente, Prof. Pedro Lamas

Representantes das Instituições civis e militares

Todos os presentes

Em seguida passo a palavra ao Dr. João Vieira, em representação do Presidente da Fundação Calouste Gulbenkian, para usar da palavra e encerrar a sessão.

A. Gomes Correia

ENCAPSULAMENTO DE UM SOLO CONTAMINADO POR ÓLEO DIESEL

Encapsulation of a soil contaminated by diesel oil

Karla Salvagni Heineck*

Nilo Cesar Consoli**

Rodrigo Caberlon Cruz***

Alexandre Knop****

RESUMO – Ensaios de lixiviação em coluna, condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível, ensaios de compressão não-confinada e fotomicrografia foram realizados com o objetivo de avaliar a eficiência da remediação de um solo residual do arenito Botucatu (SRAB) contaminado por hidrocarbonetos através do método de solidificação/estabilização, por meio da adição do cimento de Portland. Como resultado do programa de ensaios, o método foi considerado eficiente apenas para quantidades pequenas do óleo no solo contaminado.

SYNOPSIS – Leaching test, hydraulic conductivity in flexible-wall permeameter, unconfined compressive strength tests (UCS) and petrographic microscopy were carried out in order to evaluate the efficiency of remediation in a Botucatu residual sandstone soil (BRS) contaminated by diesel oil, through solidification/stabilization method by means of Portland cement addition. The method was considered efficient just for small oil amounts on the contaminated soil.

PALAVRAS CHAVE – Solos Contaminados, Encapsulamento, Óleo Diesel.

1 – INTRODUÇÃO

Tecnologias de tratamento *in situ* para mitigação de contaminação de hidrocarbonetos de petróleo de locais contaminados estão em estágio de desenvolvimento, sendo que uma das formas mais empregadas é a de fixação do contaminante na matriz do solo, por meio de métodos físicos, químicos e biológicos ou combinações dos mesmos.

Tratamentos químicos *in situ* que utilizam a imobilização dos contaminantes de petróleo no substrato de solo envolvem precipitação e outras reações químicas no subsolo contaminado, sendo necessário a inserção de agentes que propiciem estas reações (Yong & Rao, 1991). Estas reações químicas alteram as características originais do solo através da formação de uma nova matriz entre o solo, o agente cimentante adicionado (que vai propiciar a fixação dos contaminantes) e os próprios contaminantes.

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

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

*** Doutorando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

**** Doutorando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.

A técnica de encapsulamento de solos contaminados, também conhecida como estabilização/solidificação (S/S), utilizando materiais cimentícios, é vulnerável a degradações físicas e químicas. A composição mineralógica, bem como o agente cimentante e o tipo de contaminante são fatores dos quais depende a durabilidade do método de estabilização/solidificação (S/S). Neste sentido, a EPA (Environmental Protection Agency), recomenda ensaios de pós-tratamento em solos onde a técnica de solidificação/estabilização foi aplicada, os quais consistem em análises químicas e físicas do conjunto solo-contaminante. As análises químicas são realizadas com base em ensaios de lixiviação e extração química. Fisicamente, são realizadas ensaios de resistência à compressão não confinada, condutividade hidráulica e durabilidade.

Por meio de ensaios de lixiviação em coluna, é possível determinar o potencial do método de estabilização e solidificação (S/S) em conter o contaminante na matriz do composto encapsulado após inserção de agentes cimentantes. Ensaios de condutividade hidráulica fornecem dados da variação da condutividade hidráulica do material quando este estiver contaminado e após o tratamento.

Neste sentido, o objetivo desta pesquisa é investigar a viabilidade do emprego da técnica de S/S através de ensaios de lixiviação em coluna, resistência à compressão não confinada e ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível. Pretende-se além disto, analisar microscopicamente a estrutura da matriz formada pelo solo, agente cimentante e contaminante.

2 – TÉCNICA DE SOLIDIFICAÇÃO/ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS CONTAMINADOS

Define-se a técnica de encapsular o contaminante em um sólido monolítico de alta integridade estrutural como solidificação. A estabilização altera o contaminante para uma forma quimicamente mais estável, resultando numa melhor aceitação ambiental. Segundo o USACE (1995), a técnica de solidificação/estabilização é aplicada para o tratamento de solos contaminados, tendo por objetivo melhorar as características físicas do material contaminado, diminuir a área superficial da massa de contaminante e reduzir a solubilidade dos constituintes perigosos no contaminante.

A melhoria das propriedades de engenharia como trafegabilidade, capacidade de suporte e condutividade hidráulica dos solos contaminados estabilizados pode ser alcançada com o encapsulamento dos materiais, que engloba os efeitos de estabilização e solidificação. A solidificação refere-se ao efeito físico (diminuição da condutividade hidráulica, aumento de resistência mecânica), gerado pela densificação do material após a compactação, além da criação de ligações físicas geradas pela cimentação que imobilizam os contaminantes. A estabilização química é responsável pela alteração da forma química dos contaminantes onde a lixiviabilidade é eliminada ou substancialmente reduzida. Isto se deve basicamente pela alcalinidade do ambiente gerada pelas reações de hidratação do cimento ou cal, responsável pela diminuição da solubilidade de alguns contaminantes e também pela transformação destes em silicatos e carbonatos insolúveis (Mayers & Eappi, 1992). O encapsulamento, de acordo com Wiles (1987), deve ser compreendido como sendo uma técnica que isola o contaminante por uma membrana impermeável, que enclausura o mesmo. O encapsulamento se dá em duas fases: micro e macroencapsulamento. O primeiro é definido como o mecanismo pelo qual constituintes de resíduos perigosos são fisicamente presos na estrutura cristalina de uma matriz solidificada em níveis microscópicos, e o segundo como sendo o mecanismo pelo qual constituintes de resíduos perigosos são fisicamente presos em uma grande matriz estrutural, onde os constituintes são presos em poros descontínuos com o material estabilizador.

Os agentes mais frequentemente empregados para o encapsulamento são o cimento Portland e a cal. Em termos físicos, o cimento apresenta uma resposta em um intervalo de tempo bem menor

que o da cal, visto que a sua cura se dá em menos tempo. Quimicamente, ambos agem de forma a alcalinizar o ambiente, elevando o pH do composto, diminuindo a solubilidade dos contaminantes, uma vez que se sabe que a solubilidade dos mesmos é dependente do pH e diminui com o aumento do pH do meio (Sawyer, 1994 e Baird, 2002). Fisicamente, ocorre a cimentação das partículas, causando uma diminuição da mobilidade do contaminante no interior do solo.

O encapsulamento de solos contaminados por contaminantes orgânicos pode sofrer problemas quanto ao retardamento da hidratação do cimento, devido a substituição da água pelo contaminante nos vazios do solo. Estudos prévios devem ser realizados para verificar a viabilidade quanto à aplicação da técnica de encapsulamento nestes casos (Pollard *et al.*, 1991).

Wiles (1987) afirma que as vantagens e desvantagens do emprego da técnica S/S variam conforme os reagentes empregados, o tipo de contaminante e grau de contaminação, as condições locais, do solo, entre outros fatores.

Entre as vantagens no emprego da técnica S/S frente às demais, destacam-se: o tempo de execução (da ordem de dias a semanas), contrastando com a ordem de meses a anos para o emprego de biorremediação, por exemplo; o baixo custo de execução; a mudança de um solo inicialmente comprometido pela presença de contaminação para um novo material cimentado, o que o torna um possível material a ser empregado em obras de engenharia, tais como base em pavimentos.

Entre as desvantagens, destaca-se o aumento do volume contaminado, visto que os agentes que são adicionados para fixar os contaminantes na matriz de solo podem chegar a 70% do volume de solo, bem como a degradação com o tempo desta matriz que fixa os contaminantes, fazendo desta forma necessárias constantes análises pós-tratamento.

3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 – Condições experimentais

O programa experimental foi baseado em ensaios de laboratório que permitiram avaliar as características pós-tratamento de um solo residual contaminado por hidrocarbonetos. Para simular tal contaminação, o solo foi contaminado em laboratório com óleo diesel e posteriormente encapsulado com cimento Portland CP V - ARI.

O programa experimental compreendeu ensaios de resistência à compressão não confinada, ensaios de lixiviação em coluna, condutividade hidráulica e microscopia petrográfica. Os ensaios de compressão não confinada foram realizados com teores de 10, 20, 30, 40 e 50% de cimento Portland com relação ao peso total de sólidos e teores de 0, 10, 20, 30, 40, 50, 75 e 100% de óleo diesel em relação ao peso total de líquidos, para 3 e 7 dias de cura, totalizando 81 amostras ensaiadas.

Os ensaios de lixiviação em coluna foram realizados para as quantidades de 0, 10 e 20% de cimento e 10 e 40% de óleo diesel, para 3 dias de cura. Ensaios de condutividade hidráulica foram realizados com teores de 0, 10 e 20% de cimento Portland com relação ao peso total de sólidos e de 0, 10, 20 e 40% do óleo diesel com relação ao peso total líquido, para 7 dias de cura.

A última etapa do programa experimental consistiu na execução de análise estrutural do material através de microscopia petrográfica convencional em amostras de Solo Residual de Arenito Botucatu (SRAB) com teor de 10% de cimento e 0, 10, 20 e 40% de óleo diesel.

3.2 – Materiais utilizados

a) Solo

O solo utilizado no desenvolvimento do programa experimental foi o Solo Residual de Arenito Botucatu (SRAB), que é uma areia fina siltosa, mal graduada e fracamente plástica. Trata-se de um solo residual pertencente ao horizonte C, substrato de arenito, pertencente à denominada Formação Botucatu, proveniente de uma jazida localizada em São Leopoldo, na região da grande Porto Alegre, RS. Muitas pesquisas utilizando este solo foram realizadas nos últimos anos neste programa de pós-graduação (Knop, 2003, Caberlon, 2004 e Santos, 2005), contribuindo para a caracterização do mesmo.

O solo possui Limite de Liquidez (LL) de 22%, Limite de Plasticidade (LP) de 13%, densidade real dos grãos (G_s) de 2,65, coeficiente de uniformidade (C_u) de 46,9, coeficiente de curvatura (C_c) de 0,18 e diâmetros médio e efetivo das partículas (D_{50} e D_{10}) de 0,11mm e 0,0032mm, respectivamente. A curva de compactação do material, realizada com energia Proctor normal, é apresentada na Figura 1. Os parâmetros utilizados para a confecção dos corpos de prova foram obtidos da curva apresentada, onde se verifica um teor de umidade ótimo (w_{ot}) de 14,2% e um peso específico aparente seco (γ_d) de 17,6 kN/m³, resultando em amostras com um índice de vazios de aproximadamente 0,5.

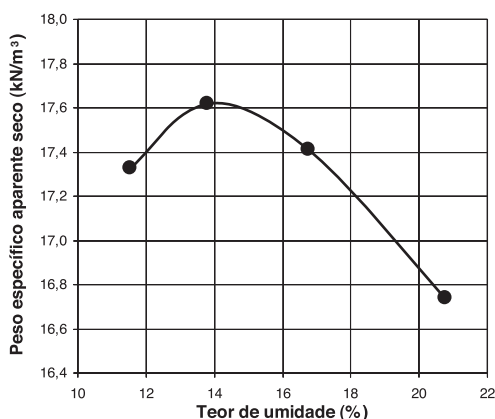


Fig. 1 – Curva de compactação do SRAB.

A curva granulométrica apresentada na Figura 2 mostra um material composto por 5% de argila (< 0,002mm), 36,4% de silte (0,002 a 0,075mm) e 58,6% de areia, sendo que desta porcentagem 52,6% é de areia fina (0,074 a 0,42mm) e somente 6,0% é de areia média (0,042-2,0mm). Assim sendo, o material é classificado como uma areia siltosa de acordo com a ABNT NBR 6502 (1995). Ensaio de difração de Raios-X mostraram a presença predominante do mineral de argilo caulinita.

b) Óleo diesel

O óleo diesel utilizado nesta pesquisa foi obtido junto à Refinaria Alberto Pasqualini S.A., localizada na cidade de Canoas/RS. Possui de 70 a 75% (volume) de hidrocarbonetos saturados, menos de 1% (volume) de hidrocarbonetos olefínicos, de 20 a 30% (volume) de hidrocarbonetos aromáticos e menos de 0,5% (peso) de enxofre. Apresenta um comportamento não volátil, sendo imiscível em água. A densidade unitária do óleo diesel é 0,84, a viscosidade é 1,8 e seu ponto de ebulição é 174°C.

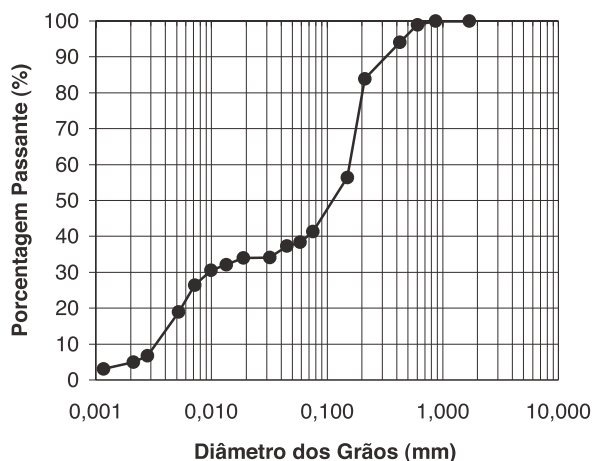


Fig. 2 – Curva granulométrica do SRAB.

c) Cimento

O cimento utilizado é o cimento CP V – ARI composto de 95 a 100% de clínquer e gesso, e de 0 a 5% de material carbonático, a fim de acelerar o tempo de cura.

3.3 – Equipamentos

Foram desenvolvidos equipamentos especiais de laboratório para a determinação da condutividade hidráulica e potencial lixiviante. O permeâmetro de parede flexível, apresentado na Figura 3, foi projetado e construído segundo recomendações da norma ASTM D5084 (1990). A distinção do permeâmetro desenvolvido nesta pesquisa para os demais é o material com que foi construído, sendo à base de aço inox, o que possibilita a realização de ensaios com amostras contaminadas ou a percolação de fluidos contaminantes no interior da amostra.

Para os ensaios de lixiviação foi desenvolvido um equipamento em coluna segundo a norma ASTM D4874 (1995) totalmente adaptado ao contato com compostos perigosos, o que também justifica sua construção em aço inox. Detalhes do equipamento podem ser observados na Figura 4; a descrição mais detalhada destes equipamentos se encontra em Knop (2003) e Caberlon (2004).

3.4 – Métodos

3.4.1 – Preparação das amostras

As amostras utilizadas nos ensaios de resistência à compressão não confinada, condutividade hidráulica e fotomicrografia foram confeccionadas a partir de parâmetros determinados em ensaio de compactação (peso específico aparente seco máximo e teor de umidade ótimo) com energia Proctor Normal, apresentado na Figura 2. A moldagem das amostras deu-se através de compactação estática em 3 camadas em moldes bipartidos de PVC com 50mm de diâmetro e 100mm de altura. Somente para o ensaio de lixiviação em coluna, a amostra era compactada diretamente dentro do cilindro onde era realizado o ensaio, em 6 camadas, até atingir os mesmos parâmetros utilizados para as demais amostras do programa experimental, resultando em corpos de prova com dimensões de 100mm de diâmetro e 300mm de altura.

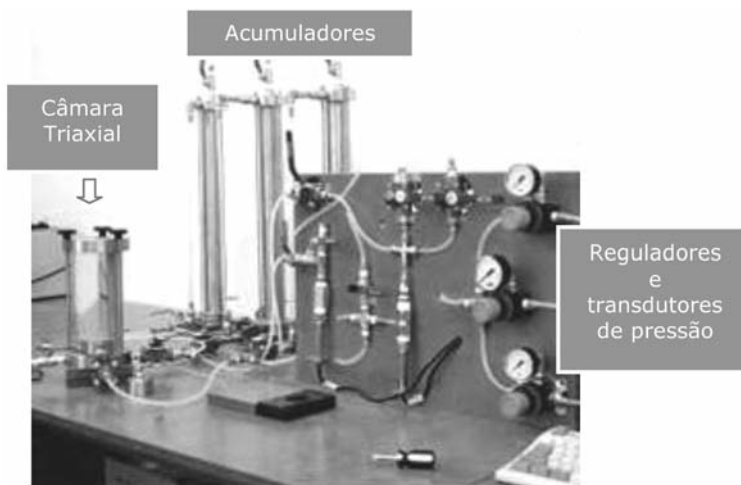


Fig. 3 – Permeâmetro de Parede Flexível desenvolvido no programa experimental.



Fig. 4 – Equipamento de lixiviação em coluna desenvolvido no programa experimental.

Para a preparação das amostras, os componentes foram adicionados em um recipiente colocando-se primeiramente o SRAB e o cimento. A seguir se colocava aos poucos a água e o óleo, misturando-os até atingir a homogeneização dos materiais. Durante este processo todas as precauções foram tomadas no sentido de se evitar as perdas de água por evaporação. Após desmoldados, os corpos de prova eram pesados com precisão de 0,01gf, medidos com precisão de 0,01cm e acondicionados em sacos plásticos até completar o período de cura desejado, de 3 e 7 dias.

As quantidades necessárias de cada material foram previamente determinadas em relação a massa destes, sendo que as diferentes quantidades de contaminante inseridos nos corpos de prova se deram em relação a massa de líquidos. Desta forma, um teor de 100% de óleo corresponderia a substituição total da água por óleo ou 14,2% de óleo.

3.4.2 – Ensaios de resistência à compressão não confinada

Os procedimentos adotados para os ensaios de resistência à compressão não confinada basearam-se nas normas ABNT NBR 12770 (1992) e ABNT NBR 12025 (1990). A cura dos corpos de prova foi de 3 e 7 dias para todas as dosagens. Antes do rompimento, as amostras foram colocadas em imersão por 4 horas para inibir os efeitos de saturação parcial e rompidas com uma velocidade de aplicação de carga de 1,14mm/min.

3.4.3 – Ensaios de lixiviação em coluna

Os ensaios de lixiviação em coluna basearam-se basicamente nos procedimentos descritos pela ASTM D 4874 (1995), a qual consiste na percolação do material que se objetiva determinar o potencial lixiviante por um tempo de 24 ± 3 horas através da aplicação de uma pressão máxima de 275 kPa ou a percolação de um volume equivalente a 8 vezes o volume de vazios da amostra. Como o material encapsulado apresentou uma baixa condutividade hidráulica, optou-se por aplicar a pressão máxima permitida pela norma, resultando em um gradiente hidráulico máximo de aproximadamente 92. Após a percolação, o pH do efluente era medido e em seguida o mesmo era encaminhado para a separação água-óleo, onde foi adotada a metodologia descrita pela APHA (1995), Standard Methods for the examination of water and wastewater, sob o título Partition-Gravimetric Method, com o objetivo de determinar o teor de óleo lixiviado do material encapsulado.

Todos os ensaios de lixiviação em coluna foram realizados em amostras compactadas diretamente no equipamento, com três dias de cura.

3.4.4 – Ensaios de condutividade hidráulica

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados baseados nas recomendações da norma ASTM D 5084 (1990): Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter.

Após a instalação das amostras no permeâmetro de parede flexível era estabelecida a fase de saturação dos corpos de prova, que consistia em duas etapas: (1) Aplicação de uma tensão confinante de 15 a 20kPa para impedir o fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana e posterior percolação de água, da base para o topo do corpo de prova durante aproximadamente 24 horas ou até quando não eram mais percebidas bolhas de ar saindo da amostra. (2) Saturação por contra-pressão, que consistia na aplicação de incrementos de tensão de 50kPa na tensão confinante e na contra-pressão, mantendo-se a tensão efetiva constante em aproximadamente 20kPa. Após a fase de saturação aumentava-se a tensão confinante até que a tensão efetiva atingisse o valor em que o ensaio seria conduzido, tomando-se o cuidado de esperar o tempo necessário para a amostra adensar. Ao final do adensamento, media-se a variação volumétrica do corpo de prova para que se pudesse calcular o índice de vazios da amostra depois de adensada. A garantia de saturação da amostra foi monitorada através da medição do parâmetro B (Skempton, 1954), medido nos dois últimos níveis de tensões possíveis, limitado pela contra-pressão máxima utilizada.

Todos os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados com tensões efetivas médias de 100 kPa e com gradiente hidráulico constante de aproximadamente 10, conforme ASTM D 5084 (1990).

O gradiente hidráulico era aplicado na amostra através do incremento de tensão no topo da amostra e da diminuição, de mesma magnitude, em sua base. Tal procedimento minimiza as diferenças de tensões efetivas aplicadas ao longo da amostra. Baseando-se na medição de volume de

água que entrava e que saía da amostra, através de tubos graduados conectados aos acumuladores de entrada e saída de água, estimava-se o momento em que o fluxo encontrava-se estável, e a partir deste momento calculava-se a condutividade hidráulica, de acordo com a Lei de Darcy. Um medidor de variação volumétrica externo também era utilizado para a medição do volume de água que saía da amostra. Considerando que a variação do volume de água dentro dos acumuladores é muito pequena e as tensões aplicadas muito altas, assumiu-se que a variação na carga hidráulica era desprezível. Como resultado, o teste foi considerado como um teste de carga constante.

3.4.5 – Microscopia petrográfica

Foram realizadas análises microscópicas do material encapsulado em microscópio óptico de luz transmitida. A lâmina delgada foi confeccionada do corte da amostra impregnada em placas, que são coladas em lâmina de vidro e levadas a rebaixamento até atingir a espessura de observação necessária para este método. As lâminas delgadas foram analisadas em microscópio petrográfico no Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Através das análises petrográficas pôde-se avaliar a composição mineralógica do material, a diferença na textura do material para cada amostra e a influência desta na condutividade hidráulica, em amostras encapsuladas com 10% de cimento e 0, 20 e 40% de óleo diesel, para três dias de cura.

4 – RESULTADOS

4.1 – Resultados obtidos nos ensaios

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão não confinada, lixiviação em coluna, condutividade hidráulica e fotomicrografias são apresentados a seguir.

4.2 – Resistência à compressão simples

Os resultados dos ensaios de resistência à compressão não confinada para 3 e 7 dias de cura são apresentados nas Figuras 5 e 6, respectivamente.

A partir destes resultados pode ser observado que em ambos os tempos de cura das amostras a resistência dos corpos de prova aumenta com o acréscimo do teor de cimento Portland.

Os resultados ainda mostram que quanto maior a quantidade de óleo diesel menor é a resistência, ocorrendo o caso em que em algumas amostras, com 100% de óleo sobre o peso total de líquidos, a resistência é mantida pela sucção existente no solo não saturado, chegando à ruptura imediatamente após a imersão, ou seja, nos casos onde o óleo representa 100% do total de líquidos, a água é totalmente substituída pelo óleo, resultando em uma amostra onde o cimento não possui água disponível para a sua hidratação.

Desta forma, pode-se dizer que a inibição ou retardamento da hidratação do cimento ocorreu devido à presença do contaminante, o que vem a corroborar a pesquisa de Pollard *et al.* (1991), os quais identificaram problemas no enrijecimento da camada encapsulada devido à presença de hidrocarbonetos. Como resultado, quanto maior a quantidade de óleo, maior a quantidade de cimento necessária para que o solo encapsulado mantenha uma dada resistência.

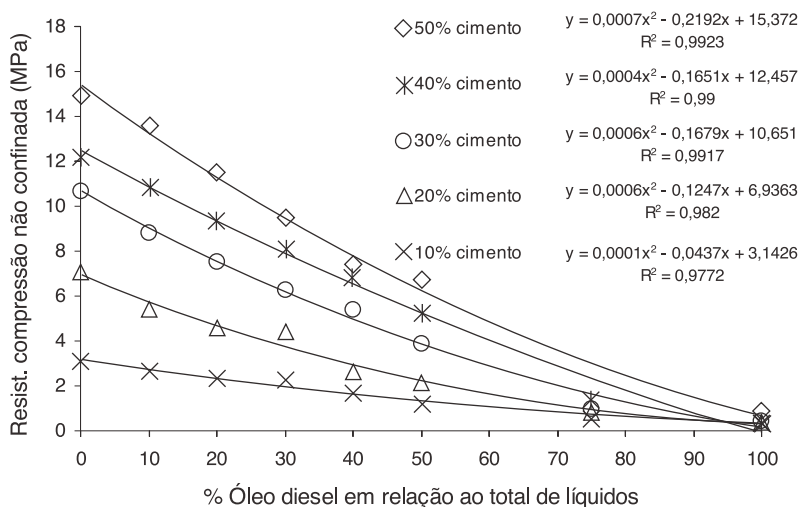


Fig. 5 – Resultados de compressão não confinada do SRAB contaminado, encapsulado aos 3 dias de cura.

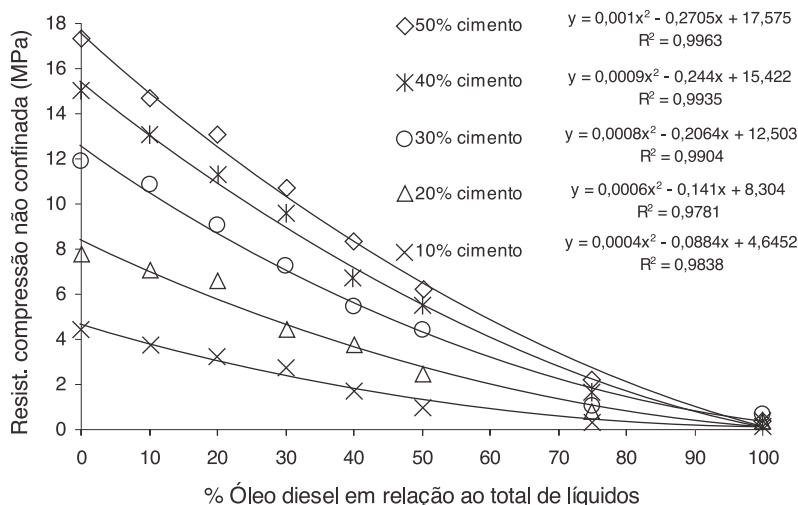


Fig. 6 – Resultados de compressão não confinada do SRAB contaminado, encapsulado aos 7 dias de cura.

4.3 – Lixiviação em Coluna

A seguir estão apresentados na Tabela 1 e na Figura 7 os resultados dos ensaios de lixiviação em coluna segundo a ASTM D 4874 (1995), realizados nas amostras de 0, 10 e 20% de cimento e 10 e 40% de óleo diesel, para 3 dias de cura.

Observa-se que para ambas as quantidades de óleo estudadas (10 e 40%), a quantidade de óleo lixiviado e volume total de líquido lixiviado são inversamente proporcionais à quantidade de cimento adicionado. Da mesma forma, observa-se o aumento do pH para as misturas em que foram adicionados agentes cimentantes proporcionalmente ao teor de cimento adicionado, como era esperado em função da formação de produtos de hidratação do cimento.

Tabela 1 – Resultados dos ensaios de lixiviação em coluna segundo ASTM D4874 (1995)

Ensaio	Dosagem	Massa total da amostra (g)	Massa total de líquidos* da amostra (g)	Massa de óleo da amostra (g)	Massa de óleo detectada no lixiviado (g)	Volume total de líquido lixiviado (ml)	Massa de óleo por volume de lixiviado (g/ml)	% de óleo lixiviado	pH do lixiviado
1	0% cim. 10% óleo	4146,91	588,86	58,89	0,3289	475,6	6,92E-04	0,55	6,370
2	0% cim. 40% óleo			235,54	114,15	896,0	1,27E-01	48,63	6,720
3	10% cim. 10% óleo			58,89	0,1387	186,30	7,44E-04	0,24	12,89
4	10% cim. 40% óleo			235,54	74,5758	582,30	1,28E-01	31,66	12,95
5	20% cim. 10% óleo			58,89	0,094	140,56	6,69E-04	0,16	13,01
6	20% cim. 40% óleo			235,54	38,1575	210,25	1,81E-01	16,20	13,05

*Líquidos são água e óleo diesel.

Para o caso do teor de 10% de óleo em relação à massa total de líquidos, pode-se atribuir a baixa quantidade de óleo presente no lixiviado devido à compactação da mistura, uma vez que o solo compactado se mostrou capaz de reter baixas quantidades de contaminante por adsorção mesmo sem a presença de um agente cimentante. Além disto, a massa de óleo por volume de lixiviado, para um mesmo teor de óleo (seja 10 ou 40%), não é afetada pela introdução do cimento (pelo menos até o valor máximo de 20% de cimento utilizado na presente pesquisa).

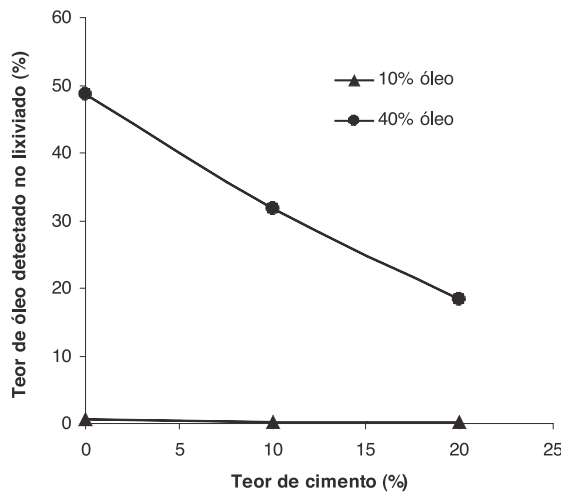


Fig. 7 – Relação entre a porcentagem de óleo presente no lixiviado e teor de cimento, para um tempo de cura de 3 dias em amostras contaminadas com 10 e 40% de óleo.

4.4 – Condutividade Hidráulica

Os resultados obtidos nos ensaios de condutividade hidráulica são apresentados na Tabela 2 e na Figura 8. De um modo geral, pode ser observado que, para crescentes porcentagens de cimento, a condutividade hidráulica diminuiu de 10^{-8} m/s para 10^{-9} m/s, em todas as dosagens estudadas.

A condutividade hidráulica do SRAB diminui, inicialmente, com a introdução de óleo diesel, para teores de óleo de até 20%, sendo que para teores mais altos a condutividade hidráulica se torna praticamente constante. A diminuição da condutividade hidráulica com a introdução de óleo provavelmente é causada pela presença de uma pequena quantidade de óleo na amostra, onde suas partículas, de densidade maior que a da água, ficam dispersas na matriz bloqueando a passagem da água.

Para teores maiores de óleo presentes na amostra, este provavelmente é adsorvido à superfície da partícula argilosa, não influenciando diretamente na condutividade hidráulica.

A partir de um certo teor de óleo, no caso aproximadamente 20%, o mesmo é adsorvido pela fração fina do solo por forças de Van Der Waals. As agregações de moléculas de hidrocarbonetos na formação micelar conduzem à atração substancialmente maior por forças de Van Der Waals na superfície da argila, sendo presumivelmente responsável pela remoção de moléculas do hidrocarboneto do meio aquoso (Yong e Rao, 1991). Este fenômeno poderia estar acontecendo para teores de óleo diesel acima de 20%, onde acontece a adsorção do óleo às partículas de solo, desobstruindo a passagem de água.

Para amostras sem contaminação, a condutividade hidráulica diminui com o aumento da quantidade de cimento Portland, corroborando estudos previamente relatados para este solo quando da adição de cimento Portland (Azambuja, 2004 e Santos, 2005).

A condutividade hidráulica varia devido à maior ou menor adsorção do óleo pela fração fina da matriz silto-argilosa de solo. A maior quantidade de óleo diesel causa também outros fenômenos na mistura, como: a inibição da expansão da fração esmectita presente na matriz de solo, o retardamento da hidratação do cimento e a flocculação do material. Estes três fenômenos podem levar a um aumento da condutividade hidráulica.

Os pontos com 5% de óleo diesel que estão apresentados na Figura 8 inicialmente não estavam previstos no programa experimental, mas foram realizados para corroborar os resultados apresentados com outros teores de óleo.

Tabela 2 – Condutividade Hidráulica do material contaminado encapsulado.

Condutividade Hidráulica			
Óleo Diesel	Cimento		
	0%	10%	20%
0%	$7,74 \times 10^{-8}$ m/s	$3,42 \times 10^{-8}$ m/s	$1,76 \times 10^{-8}$ m/s
5%	$4,69 \times 10^{-8}$ m/s	$3,21 \times 10^{-8}$ m/s	$8,91 \times 10^{-9}$ m/s
10%	$5,77 \times 10^{-8}$ m/s	$2,01 \times 10^{-8}$ m/s	$4,15 \times 10^{-9}$ m/s
20%	$2,41 \times 10^{-8}$ m/s	$7,86 \times 10^{-9}$ m/s	$5,05 \times 10^{-9}$ m/s
40%	$2,99 \times 10^{-8}$ m/s	$2,38 \times 10^{-8}$ m/s	$9,02 \times 10^{-9}$ m/s

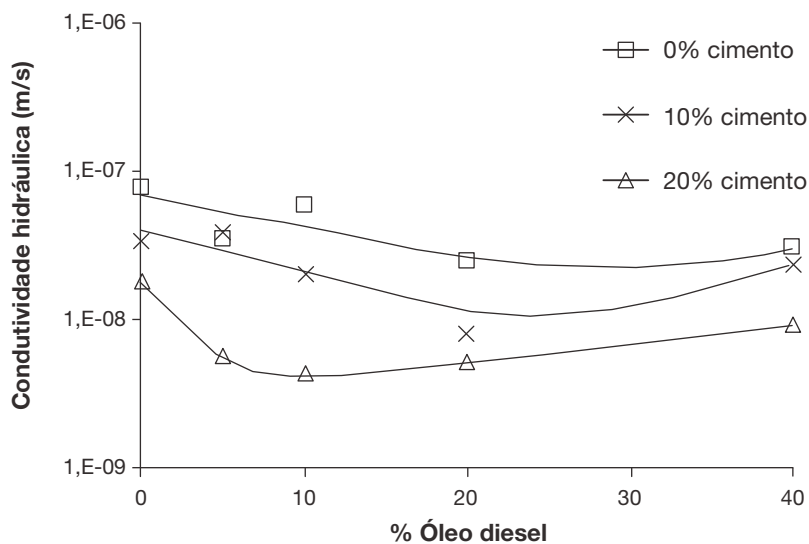


Fig. 8 – Coeficiente de Condutividade Hidráulica do material contaminado encapsulado.

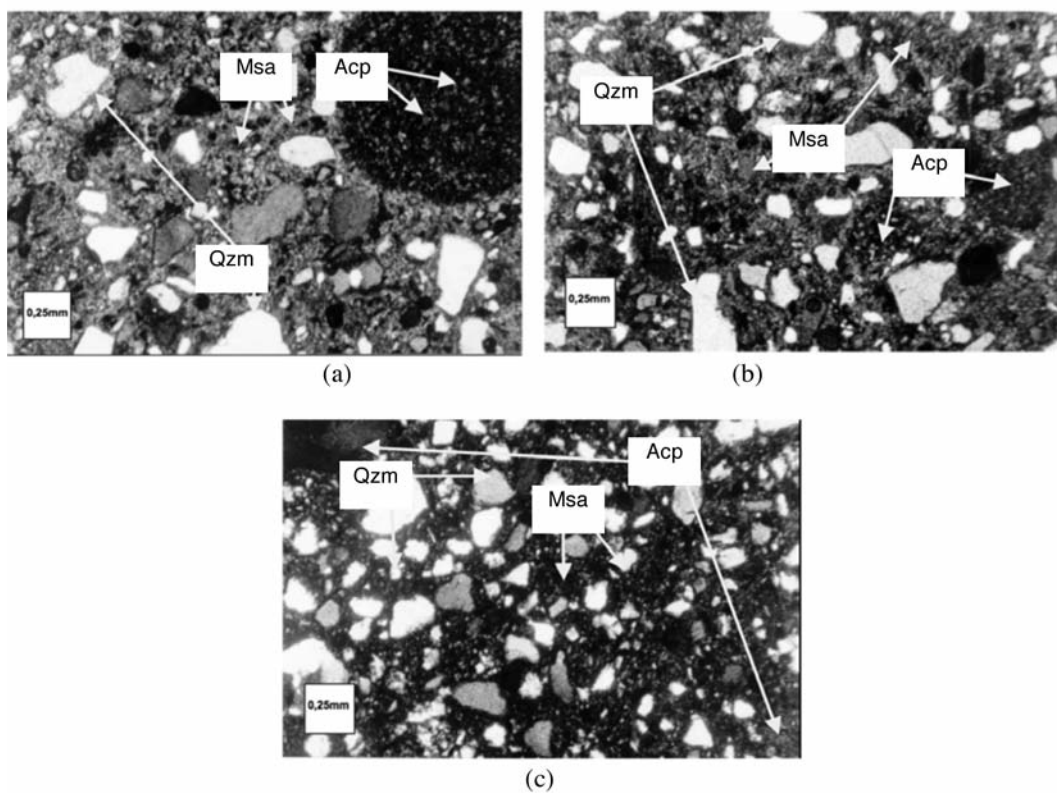


Fig. 9 – Fotomicrografias do solo residual do arenito Botucatu com teores de (a) 0%, (b) 10% e (c) 40% de óleo diesel. Aumento: 48x.

4.5 – Microscopia Petrográfica

A partir de ensaios de microscopia petrográfica em várias amostras moldadas com distintas quantidades de óleo diesel, cujos resultados são apresentados na Figura 9, verifica-se que a amostra é constituída de grãos arredondados de quartzo monocristalino (Qzm), quartzo policristalino (Qzp), matriz silto-argilosa (Msa) e agregados de cimento Portland (Acp).

Pode-se observar uma mudança na coloração das amostras ensaiadas, sendo que esta mudança depende da quantidade de óleo presente. A amostra com 40% de óleo apresenta a matriz escurecida em relação às amostras sem óleo e com 10% de óleo diesel, que por sua vez é mais escura que a amostra sem contaminação, devido a maior adsorção do óleo às partículas de solo, ou seja, quanto maior a presença de óleo na amostra, mais escura ela se torna, para uma mesma quantidade de cimento.

5 – CONCLUSÕES

Através da análise dos resultados obtidos no programa experimental foram estabelecidas as tendências e influências no comportamento do solo contaminado encapsulado, das principais variáveis estudadas: o teor de cimento e o teor de óleo diesel adicionados. Baseando-se nestes resultados, as seguintes considerações finais puderam ser estabelecidas:

A resistência à compressão não confinada aumenta com quantidades crescentes do cimento na amostra. Para as mesmas quantidades do cimento, a resistência diminui com o crescimento do óleo diesel na amostra. Com os ensaios de compressão não confinada realizados verifica-se que o solo contaminado encapsulado apresentou uma resistência aceitável para ser considerado um solo com características melhoradas à compressão para quantidades entre 0% e 20%.

Quanto aos ensaios de lixiviação em coluna, o aumento do teor de óleo conduz a um aumento do volume total de líquido lixiviado. Também foi possível constatar uma redução da quantidade de óleo presente no percolado, na ordem de 3 vezes para o caso de um solo com 40% de óleo, após adição de 20% de cimento. Nas simulações de contaminação onde foram empregados 10% de óleo, esta redução também foi percebida, porém o fato que se destaca é a capacidade da simples compactação do material em conter baixos níveis de contaminante, mesmo sem que se fizesse necessária a adição de agentes cimentantes. Na realidade, os valores da massa de óleo por volume de lixiviado, para um mesmo teor de óleo (seja 10% ou 40%), não são afetados pela introdução do cimento (pelo menos até o valor máximo de 20% de cimento utilizado na presente pesquisa), uma vez que a massa de óleo lixiviada e o volume total de líquido lixiviado são reduzidos na mesma proporção com a inserção de cimento. Baseado nestas afirmativas, pode-se afirmar que a presença do cimento diminui o volume total de líquido lixiviado e que não há nenhuma evidência que leve a concluir que o cimento introduza qualquer efeito sobre o óleo, em particular a alcalinidade, o que contraria grande parte das pesquisas realizada até o momento (Mayers e Eappi, 1992; Sawyer, 1994 e Baird, 2002), as quais afirmam que o aumento da alcalinidade é responsável pela diminuição da solubilidade dos contaminantes.

Para os ensaios de condutividade hidráulica observou-se um comportamento padrão para 0, 10 e 20% de cimento, onde inicialmente o coeficiente de condutividade hidráulica diminui, por ocasião do bloqueio de poros pelo óleo diesel que está disperso na matriz, e posteriormente tende a um valor quase constante, com pequena tendência ao aumento, por ocasião da adsorção do óleo que está em maior quantidade na amostra, para crescentes quantidades do óleo diesel.

Analizando-se conjuntamente os resultados dos diferentes ensaios, verifica-se que os ensaios de lixiviação em coluna e resistência à compressão simples apresentam uma tendência de compor -

tamento, onde, o aumento do teor de óleo conduz a uma redução da resistência e um aumento do volume total de líquido lixiviado e quanto maior a quantidade de cimento, maior a resistência e menor o volume total de líquido lixiviado. Já os resultados dos ensaios de condutividade mostraram, de maneira geral, que quanto maior o teor de cimento, menor a condutividade hidráulica, sendo os valores encontrados aceitáveis para a aplicabilidade da técnica de solidificação/estabilização de solos contaminados.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FAPERGS [Projeto PRONEX-FAPERGS (04/0841.0)], ao CNPq (Projetos Produtividade em Pesquisa 300832/2004-4 e Edital Universal 472643/2004-5), e a CAPES (Projeto ProDoc) pelo apoio financeiro ao grupo de pesquisa.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 6502 (1995) *Solos e Rochas – Terminologia*. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 6502. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 12025 (1990) *Solo-Cimento – Ensaio de Compressão Simples de Corpos-de-Prova Cilíndricos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12025. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 12770 (1992) *Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada*. Associação Brasileira de Normas Técnicas NBR 12770. Rio de Janeiro.
- APHA (1995). *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater*. American Public Health Association. 19th ed. Baltimore.
- ASTM D 4874 (1995) *Standard Test Method for Leaching Solid Material in a Column Apparatus*. American Society for Testing and Materials D 4874. Philadelphia.
- ASTM D 5084 (1990) *Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter*. American Society for Testing and Materials D 5084. Philadelphia.
- Azambuja, R. M. B. (2004) *Comportamento Mecânico e Hidráulico de Misturas de Solo-Cimento-Bentonita para a Aplicação em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- Baird, C. (2002) *Química Ambiental*. Bookman Ed., 2a Edição, Rio de Janeiro.
- Caberlon, R.C. (2004) *Condutividade Hidráulica em Solos Contaminados Encapsulados*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- Knop, A. (2003) *Encapsulamento de Solos Contaminados por Hidrocarbonetos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- Mayers, T. E.; Eappi, M. E. (1992) *Laboratory evaluation of stabilization/solidification technology for reducing the mobility of heavy metals in New Bedford Harbor superfund site sediments stabilization of hazardous radioactive and mixed wastes*. 2nd edition. ASTM publication, Philadelphia.
- Pollard, S. J. T.; Montgomery, D. M.; Sollars, C. J.; Perry, R. (1991) *Organic compounds in the cement-based stabilization/solidification of hazardous mixed wastes-Mechanistic and process considerations*. Journal of Hazardous Materials, Amsterdam, vol. 18, p. 313-327.

- Santos, A. B. (2005) *Comportamento de liners sob a influência de um contaminante orgânico*. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- Sawyer, C. (1994) *Chemistry for Environmental Engineering*. McGraw Hill International, 4th Edition.
- Skempton, A. W. (1954) *The pore pressure coefficients A and B*. Géotechnique, London, vol. 4, p. 143-147.
- USACE (1995) *Tractability Studies for Solidification/ Stabilization of Contaminated Material*. United States Corps of Engineers, Technical Letter N° 1110-1-158. Washington.
- Wiles, C. C. (1987) *A review of solidification/stabilization technology*. Journal of Hazardous Materials, Amsterdam, vol. 14, p. 5-21.
- Yong, R. N.; Rao, S. M. (1991) *Mechanistic Evaluation of Mitigation of Petroleum hydrocarbon contamination by soil medium*. Canadian Geotechnical Journal. vol. 28. p. 84-91.

VIBRAÇÕES GERADAS POR COMBOIOS DE ALTA VELOCIDADE. UMA REVISÃO

Vibrations due to high-speed trains. A review

João Marcelino*

RESUMO – Em Portugal serão construídas, nos próximos anos, algumas centenas de quilómetros de vias férreas de alta velocidade. Em diversos países tem-se verificado que a conjugação de velocidades elevadas de circulação com determinadas características dos solos de fundação conduz a fenómenos de amplificação dinâmica das deformações resultantes da circulação dos comboios. As linhas de alta velocidade, em Portugal, terão inevitavelmente de atravessar zonas onde a velocidade de circulação se pode associar com as condições desfavoráveis das fundações criando os fenómenos dinâmicos referidos. O presente artigo apresenta a problemática da geração de vibrações devidas à circulação de comboios, uma revisão sucinta de alguns métodos existentes para a previsão e análise do fenómeno e analisa as medidas de mitigação existentes.

SYNOPSIS – In Portugal, during the next years, several hundreds of kilometers of high speed railway lines will be constructed. In some countries, it has been verified that the simultaneous occurrence of high speed circulation with certain foundation characteristics leads to dynamic amplification of the deformations. The high speed lines in Portugal will, inevitably, cross zones where the circulation speed can be associated with the conditions of the foundations favorable to create the dynamic amplification phenomena. The present article presents the problematic of the generation of vibrations due to the circulation of high speed trains. A brief revision of some of the existing prediction methods and countermeasures is presented.

PALAVRAS CHAVE – Propagação de vibrações, mitigação de vibrações, comboio de alta velocidade, modelação.

1 – INTRODUÇÃO

Em Portugal serão construídas, nos próximos anos, linhas ferroviárias de alta velocidade (AV) para efectuar não só a ligação entre as principais cidades nacionais, mas também, ligações a Espanha. Em 2003, na XIX Cimeira Luso Espanhola, foi reconhecida pelos dois países a grande importância sócio-económica de uma rede ibérica de alta velocidade que se integre nas redes Transeuropeias. No mesmo encontro, foram também acordados os eixos de ligação Portugal-Espanha. Tais eixos são: Porto-Vigo, Aveiro-Salamanca, Lisboa-Madrid e Faro-Huelva. Ficou ainda estabelecido que seria criada uma Comissão Mista, com membros nomeados pelos governos dos dois países, que estudaria os traçados mais adequados para os diversos eixos. Um dos objectivos principais é o de efectuar a ligação Lisboa-Madrid em 2h e 45min (MOPTH/MF, 2003). Mais recentemente na Cimeira Luso Espanhola de 2005, foi reafirmado o interesse nas diversas ligações, tendo-se acordado adicionalmente que a ligação Lisboa-Madrid deverá suportar tráfego misto (MOPTH/MF, 2005).

Não obstante a decisão e a oportunidade de uma rede de linhas de alta velocidade em Portugal estar muito dependente de condições político-económicas, é por demais evidente que tal terá de acontecer. A implementação de uma rede de AV em Portugal integra-se num dos projectos

*Investigador Principal com Habilitação. LNEC, Departamento de Geotecnia, Núcleo de Barragens e Obras de Aterro. E-mail: marcelino@lnec.pt

estruturantes da União Europeia que visa contribuir para o reordenamento do território, pretende aumentar a quota do transporte ferroviário e criar em Portugal padrões de mobilidade semelhantes aos restantes países europeus, permitindo adicionalmente ligar a rede ferroviária nacional à rede europeia, satisfazendo ainda padrões de interoperabilidade.

2 – VIBRAÇÕES DEVIDAS A COMBOIOS

2.1 – Mecanismos de geração de vibrações

A principal causa de geração de vibrações está associada com o movimento do campo de tensões resultante das cargas dos eixos dos comboios em movimento e com a resposta da superestrutura ferroviária e respectiva fundação a essas acções (Dawn e Stanworth, 1979).

Para além do movimento do campo de tensões, considerado como causa primária da geração de vibrações, há outras que contribuem para a geração de vibrações ou para a alteração das suas características. No Quadro 1 listam-se os principais factores que se relacionam com a geração de vibrações (Krylov, 2002; Hall, 2003).

Quadro 1 – Factores que afectam a geração de vibrações.

Ondas devidas à resposta estrutural	Vibração na ligação rodados-carril	Carris	Fundação
Cargas por eixo	Oscilações do veículo	Defeitos (ondulações)	Características das travessas
Geometria (espaçamento e distribuição de cargas)	Propriedades dinâmicas do bogie	Juntas	(espaçamento, rigidez, massa)
Velocidade	Defeitos dos rodados	Aparelhos de mudança de via	Características do balastro
	Desalinhamento dos motores	Curvas e inclinação	Características do solo de fundação

O comboio é constituído por um conjunto de veículos em que cada um compreende, por sua vez, um conjunto de massas ligadas entre si por suspensões. Para contabilizar de forma correcta a dinâmica do veículo, o modelo correspondente deve incluir as rodas, os bogies, a carruagem e os sistemas de suspensão que ligam entre si as diversas massas (Figura 1).

Cada um dos factores acima apresentados gera vibrações com determinadas características (comprimento de onda, frequência) que, em conjunto, compõem toda a gama de vibrações que resulta da circulação ferroviária.

Por exemplo, as irregularidades nos carris ou nos rodados, com um comprimento de onda λ , provocam, num comboio que circule a uma velocidade V , vibrações com uma frequência f , dada por:

$$f = \frac{V}{\lambda} \tag{1}$$

As frequências próprias de vibração dos diversos componentes do material circulante podem ser próximas das frequências geradas pela circulação do comboio, o que, naturalmente pode conduzir a fenómenos de amplificação das vibrações de forma mais ou menos importante, com as naturais consequências, quer em termos de segurança, quer em termos de conforto.

Por este motivo, um modelo completo para estudo da geração e propagação das vibrações deverá compreender, de forma integrada, os diversos elementos que intervêm no processo, ou seja, o veículo, a linha, a fundação, etc. Na prática, os modelos deste tipo são bastante complexos e, muitas vezes, analisam-se e contabilizam-se separadamente os diversos intervenientes no processo de geração e propagação das vibrações.

Se os defeitos nos carris ou nos rodados tiverem comprimentos da ordem dos 3 m e o comboio circular com uma velocidade da ordem dos 300 km/h, a vibração resultante desses defeitos tem uma frequência de cerca de 28 Hz. Estas frequências mais baixas são as que contêm mais energia e que se aproximam mais das frequências que podem causar problemas na própria infra-estrutura ferroviária.

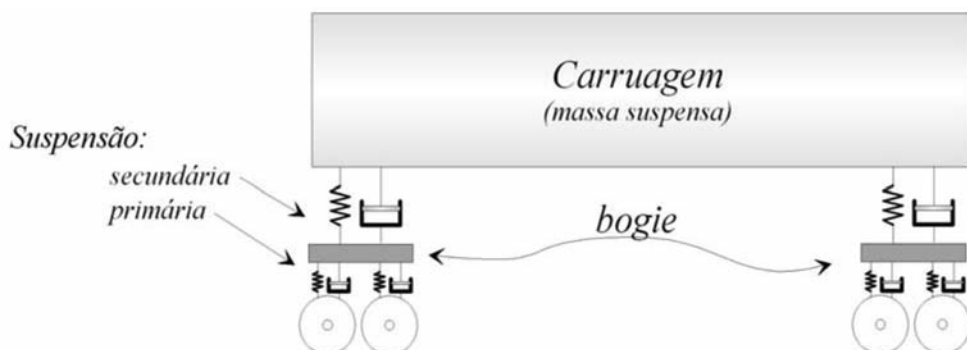


Fig. 1 – Modelo analógico de carruagem com rodados, bogies e suspensões.

2.2 – Efeitos das vibrações na segurança e nas infra-estruturas ferroviárias

Tendo em consideração a existência de vibrações devidas à passagem dos comboios, em particular dos comboios de alta velocidade, interessa perceber em que medida essas vibrações afectam o meio circundante da infra-estrutura ferroviária, a própria infra-estrutura, ou mesmo o material circulante.

Do ponto de vista ambiental, o aspecto predominante, ou pelo menos o mais perceptível, está relacionado com o ruído gerado pela circulação dos comboios.

Uma parte desse ruído tem origem aerodinâmica e está relacionado com o movimento das carruagens através do ar. Outra parcela do ruído pode ter origem no funcionamento dos motores do comboio. Esta última parcela é relativamente reduzida, uma vez que os comboios de alta velocidade são geralmente eléctricos e, consequentemente, geram pouco ruído em resultado do seu funcionamento. Uma terceira parcela de ruído tem origem no contacto entre os rodados e o carril em resultado das imperfeições existentes nestes elementos e, ainda, devido ao “arraste” que as superfícies metálicas sofrem em travagens ou em curva. Neste último caso, o ruído é do tipo “guincho” e é fortemente audível. O ruído que se gera devido ao contacto entre as superfícies é susceptível de se transmitir através da fundação e pode chegar aos edifícios vizinhos onde pode causar incomodidade ou danos estruturais ligeiros.

Alguns autores procuraram identificar as gamas de frequências em relação com o mecanismo de geração das vibrações (Hildebrand, 2004; Esveld, 2001). Segundo estes autores, a gama de fre-

quências mais relevantes em resultado do tráfego ferroviário situa-se abaixo dos 200 Hz. Acresce que, nas vibrações geradas pelos comboios, o maior conteúdo energético situa-se precisamente na gama de baixas frequências (< 20 Hz). As vibrações com estas frequências podem causar danos na própria infra-estrutura ferroviária danificando os carris ou o balastro, causar assentamentos devidos a cargas cíclicas no aterro ou na fundação, instabilizar taludes, ou mesmo danificar estruturas adjacentes.

Na gama de frequências dos 20 a 200 Hz, a parcela mais significativa é a que se situa abaixo dos 100 Hz, dado que, por um lado, são vibrações que ainda transportam uma energia significativa e, por outro, correspondem à gama de frequências que causa efeitos vibratórios sensíveis em lajes, paredes ou janelas.

No que respeita à circulação, a amplificação das vibrações, quando a velocidade do comboio se aproxima da velocidade de propagação das ondas de Rayleigh, pode causar incomodidade para os passageiros, ou em casos extremos, pôr em causa a estabilidade do próprio comboio. Por outro lado, há também um acréscimo, não desprezável, do consumo da energia que é necessário fornecer ao comboio. Baseados num modelo simplificado, Metrikine *et al.*, (2001) mostram que, do total da energia dissipada no movimento do comboio, entre 10 a 24% corresponde à energia gasta na propagação das ondas visco-elásticas.

A parcela restante corresponde à energia gasta por efeitos aerodinâmicos. Embora a primeira parcela seja relativamente pequena, os autores salientam que os cálculos foram efectuados com um modelo simples, que não contabiliza todos os factores que afectam as vibrações e, consequentemente, a dissipação de energia.

A infra-estrutura ferroviária está sujeita a assentamentos devidos ao seu peso próprio e em resultado da sobrecarga devida à passagem dos comboios. Estes últimos são resultantes do carregamento cíclico imposto pelas composições em circulação. Em geral, admite-se que o assentamento estabiliza ao fim de 10^5 ciclos de carga. No entanto, o efeito de amplificação da amplitude dos movimentos devida ao efeito dinâmico pode agravar o fenómeno de assentamento. Por outro lado, as vias férreas balastradas necessitam, periodicamente de operações de ataque pesado, após as quais a via assume a sua posição original. Segundo Anderson e Key (2000), as operações de manutenção pesada tornam-se cada vez mais frequentes, designando-se por “memória do balastro” o facto que determina o incremento da necessidade destas intervenções. Este aspecto é de grande importância do ponto de vista da exploração das linhas de caminho de ferro. Por exemplo, de acordo com as autoridades chinesas de caminhos de ferro, 75% dos trabalhos diários de manutenção na plataforma ferroviária são devidos ao balastro e à sua deformação (Zhai *et al.*, 2004).

Para além dos problemas relacionados com a manutenção da infra-estrutura ferroviária, dos problemas ambientais relacionados com o ruído ou com a propagação de vibrações perceptíveis pelas pessoas e dos problemas de segurança imediatos no que respeita à circulação, é necessário também considerar os problemas de segurança com respeito aos aterros e respectivas fundações. Os solos apresentam um comportamento marcadamente não linear, com variações importantes de deformabilidade para níveis de deformação elevados. Por outro lado, as acções cíclicas, tais como aquelas que podem ser causadas e consideravelmente ampliadas pela circulação dos comboios a velocidades elevadas, podem causar acréscimos de pressão intersticial nos aterros e respectivas fundações com as consequentes implicações ao nível da segurança.

Ainda no que diz respeito à segurança, reconhecida a existência de uma velocidade para as quais o efeito de amplificação das deformações (velocidade crítica) se faz sentir com maior intensidade, interessa conhecer a velocidade máxima a que os comboios podem circular em condições de segurança. Alguns autores (Heelis *et al.*, 1999) sugerem que a velocidade máxima de circulação

deve ter uma reserva de 30% relativamente à velocidade crítica. Embora o estabelecimento da velocidade máxima tenha subjacente a limitação das deformações induzidas pela circulação a essa velocidade, e possa ser considerada como uma primeira aproximação, um critério mais objectivo deve ter em consideração a amplitude das vibrações e os seus efeitos. Por exemplo, Hung *et al.*, (2004), na comparação da eficiência de várias contramedidas de propagação de vibrações, definem um coeficiente de redução do nível de vibração (CRV) por:

$$CRV[dB] = -20 \log \left(\frac{P_1}{P_2} \right) \quad (2)$$

onde P1 e P2 representam a resposta do sistema com e sem medidas de mitigação, respectivamente. Os valores de P1 e P2 podem representar deslocamentos, velocidades ou acelerações. Um critério deste tipo é mais objectivo e adequado ao estabelecimento de uma “velocidade de segurança”.

3 – MODELOS DE PREVISÃO E ANÁLISE

Apesar de o fenómeno de amplificação das vibrações ser já conhecido em termos teóricos desde 1927 por Timoshenko Madshus e Kaynia (2000) e ter sido relatado há quatro décadas por Filippov (1961), os grandes desenvolvimentos nesta área são recentes e ficam a dever-se, fundamentalmente ao aumento da velocidade de circulação dos comboios. Em alguns casos relatados da bibliografia houve a necessidade de reduzir substancialmente a velocidade de circulação enquanto não se implementaram medidas de reforço da infra-estrutura ferroviária e sua fundação.

A percepção de vibrações causadas pelo tráfego de comboios era predo-minante-mente resultante da circulação de comboios de mercadorias com cargas por eixo muito elevadas, embora circulando a velocidades relativamente baixas (Jones e Block (1996) e Sheng *et al.*, 1999). Recentemente, com os desenvolvimentos associados às linhas de alta velocidade, a preocupação com as vibrações resultantes da circulação de comboios mais ligeiros, mas que circulam a velocidades elevadas, ganhou também importância.

A análise dos efeitos da circulação dos comboios tem de ser feita recorrendo a modelos realistas que permitam ter em consideração os diferentes factores responsáveis pela geração de vibrações, bem como os factores que afectam a sua propagação. Os modelos devem permitir a inclusão explícita ou implícita dos diversos elementos que compõem a superestrutura ferroviária e a respectiva fundação.

Na superestrutura ferroviária incluem-se os diversos elementos acima da fundação: os carris, os elementos de suporte dos carris, as travessas, o balastro, as diversas camadas que compõem a fundação do balastro e, quando aplicável, o aterro ferroviário.

A fundação deve, por sua vez, permitir a consideração de diversas camadas de solos com diferentes características, sobrejacentes a um maciço rochoso ou solos de características que não influenciem a propagação das ondas de corte.

Os modelos de análise e previsão da transmissão de vibrações devem, na medida do possível, ser capazes de considerar as diversas fases do processo, nomeadamente a geração, a transmissão e a recepção das vibrações. Para além disso, os modelos devem permitir o estudo de eventuais medidas de mitigação, nomeadamente pela intersecção das mesmas ou pela alteração das suas características.

Existem diversas abordagens do fenómeno de propagação de vibrações devidas ao tráfego ferroviário. Essas abordagens podem ser divididas, para simplicidade de tratamento, em quatro categorias, que devem ser encaradas como complementares:

- analíticas;
- baseadas em medições *in situ*;
- empíricas;
- modelação numérica.

Os modelos analíticos, de solução exacta, estão naturalmente limitados pelas múltiplas simplificações que é necessário fazer por forma a estabelecer um conjunto de equações que represente o sistema de geração, propagação e recepção das vibrações. São, no entanto, muito úteis, pois permitem a compreensão do fenómeno e, através do estudo de situações simples, permitem também a calibração/verificação de modelos mais complexos nomeadamente os modelos numéricos. Os modelos analíticos e mesmo algumas das implementações dos modelos numéricos baseiam-se na possibilidade de estudar a resposta dinâmica da fundação ao conjunto de cargas que derivam da passagem do comboio, considerando cada carga isoladamente das restantes. Isto corresponde a admitir como válido o princípio da sobreposição dos efeitos ou, por outras palavras, a admitir que o sistema é elástico linear. A resposta do modelo à circulação do comboio é obtida pela soma das contribuições dos vários eixos do comboio, tendo em atenção a distribuição de cargas correspondentes e as respectivas posições na composição circulante.

Os modelos baseados nas medições *in situ* destinam-se a conhecer a resposta real da fundação tendo em consideração as condições de um determinado local. Estes modelos baseiam-se na montagem de um sistema relativamente complexo de dispositivos de medição da resposta da superestrutura ferroviária, fundação e eventuais estruturas adjacentes. A resposta é medida em termos de deslocamentos, velocidades ou acelerações recorrendo à instalação de extensómetros, geofones ou acelerómetros, sendo que estes últimos têm provado apresentar melhores resultados na prática. A obtenção das grandezas relevantes para o estudo do problema, é feita convertendo as grandezas medidas nas pretendidas, através de derivação ou integração numérica dos sinais. Para além disso torna-se ainda fundamental recorrer a algoritmos de processamento digital de sinais, nomeadamente para filtrar os sinais e retirar o ruído que apresentam ou para melhorar a sua representação, quer no domínio do tempo quer no domínio da frequência, Marcelino e Monteiro (2006).

As medições *in situ* devem também ser encaradas como um meio para obtenção de parâmetros que permita alimentar e calibrar os modelos matemáticos.

Existem diversos casos relatados na bibliografia que dão conta de campanhas de medição dos efeitos da passagem de comboios, sendo de salientar os realizados na Suécia em Ledsgaard e em Malmö (Hall, 2000; Smekal e Berggren, 2002), e os da homologação da linha Bruxelas-Paris (Degrande e Schillmans, 2001).

Para além destas campanhas são relatadas outras, por exemplo na linha Bruxelas-Colónia (Kogut *et al.*, 2003), na Holanda, na linha que une Amesterdão a Utrecht, e na Alemanha, para o comboio ICE (Degrande, *op. cit.*).

Outras referências, menos pormenorizadas, são feitas relativamente a campanhas de medições realizadas em Itália e em Inglaterra, França, Reino Unido e Suíça (Kaynia *et al.*, 2000 e Sheng *et al.*, 2003).

Os modelos empíricos são bastante limitados na medida em que é difícil conceber um modelo deste tipo que contabilize todos os factores que intervêm no fenómeno complexo de geração e pro -

pagação das vibrações. No entanto existem algumas abordagens que permitem a compreensão parcial de alguns dos factores que influenciam a resposta da ferrovia à circulação a alta velocidade. Por exemplo, a deflexão máxima expectável para uma carga isolada, no caso dinâmico, pode ser aproximada pela expressão (Esvel, 2001):

$$w_{dinâmico} = w_{estático} \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{V}{V_{Cr}}\right)^2}} \quad (3)$$

Esta expressão, apenas válida para o caso não amortecido dá estimativas razoáveis para velocidades de circulação inferiores a 80% da velocidade crítica.

Outros exemplos de expressões empíricas encontram-se na regulamentação de alguns países. Por exemplo, na regulamentação japonesa, as cargas dinâmicas devidas aos rodados podem ser calculadas a partir das cargas estáticas por (Shin *et al.*, 2002):

$$P'_w = P_w \times i \times (1 + c) \quad (4)$$

onde P'_w representa a carga dinâmica em cada rodado; P_w a carga estática e

$$i = 1 + 0,3 \left(\frac{V}{100} \right) \quad (5)$$

é o factor de impacto dinâmico, onde V representa a velocidade de circulação em km/h e c um coeficiente variável entre 0,2 e 0,4, com um valor médio de 0,3. A distribuição de cargas debaixo de cada travessa não é uniforme considerando-se simplifcadamente a distribuição representada na Figura 2.

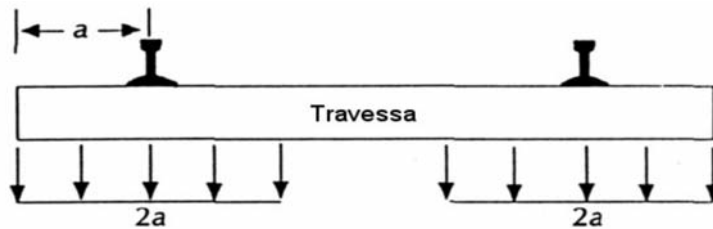


Fig. 2 – Distribuição de cargas debaixo das travessas.

Na mesma regulamentação considera-se também uma determinada distribuição de cargas entre as travessas, admitindo-se que uma parcela variável entre 40 e 60% da carga em cada travessa é transmitida para as travessas adjacentes.

No que respeita à possibilidade da fundação ser constituída por mais de um material, alguns autores (por exemplo, Heelis *et al.*, 1999) sugerem que, em camadas de solo caracterizadas por módulos de reacção $k_0, k_1, \dots, k_n$, o módulo equivalente da associação desses materiais k^* seja, aproximadamente, dado por:

$$k^* = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \dots + \frac{1}{k_n}} \quad (6)$$

A expressão anterior dá resultados pouco coerentes dado que, por exemplo, para duas camadas iguais reduz o módulo de reacção da fundação para metade. Corrigindo a equação anterior obtém-se:

$$k^* = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}} \quad (7)$$

expressão correspondente à associação em série de camadas com espessuras h_i e com rigidez diferente, e que já conduz a valores coerentes.

Para ultrapassar as limitações das abordagens analíticas, experimentais ou empíricas surge, naturalmente, a necessidade de considerar modelos numéricos que permitem, pelo menos em princípio, simular de forma mais realista e completa o fenómeno de geração/propagação/recepção de vibrações.

O grande advento dos métodos numéricos está associado ao desenvolvimento dos computadores digitais desde a década de 70. Os métodos numéricos dos elementos finitos, das diferenças finitas ou dos elementos de fronteira passaram a ser ferramentas úteis e viáveis na resolução de muitos problemas, nomeadamente em problemas dinâmicos. Cada método apresenta determinadas particularidades e especificidades que os tornam mais adequados para o estudo de determinadas situações particulares no que concerne à modelação das vibrações geradas pelo tráfego ferroviário.

O método dos elementos de fronteira é especialmente adequado na modelação de semi-espacos relativamente homogéneos e permite contabilizar de forma adequada o amortecimento por radiação nas fronteiras situadas a grande distância. Por outro lado, não é muito adequado à resolução de problemas com irregularidades, quer geométricas, quer mecânicas, como as que ocorrem, naturalmente, na maioria dos casos reais.

O método dos elementos finitos (MEF), pela sua natureza, é especialmente indicado para a modelação de geometrias arbitrárias, com elevado número de irregularidades, sendo por isso adequado para modelar as zonas próximas da fonte de geração de vibrações, para as zonas receptoras e para a propagação entre as duas zonas. A maior limitação deste método prende-se precisamente com a modelação dos semi-espacos infinitos. Os elementos finitos não são especialmente adequados para modelar de forma correcta os problemas de amortecimento por radiação, dado que a modelação do meio, mesmo infinito, é feita à custa de elementos finitos, limitados no espaço. Uma forma de contornar esta limitação recorrendo exclusivamente ao MEF consiste no uso de elementos infinitos (Bettess, 1992; Sitharam e Vijay Kumar (1998); Yang *et al.*, 2003).

Por vezes, nos pacotes comerciais pode não estar contemplado o tipo de elemento infinito que permite modelar as fronteiras sem reflexão das ondas. Nesses casos, podem-se simular essas fronteiras considerando diversas camadas de elementos de dimensão e amortecimento crescentes. Segundo Gardien e Stuit (2003), a não consideração deste tipo de fronteiras pode levar a sobrestimar o nível de deformação por um factor de 2 vezes.

O problema da extensão da malha até grandes distâncias para ultrapassar o problema da radiação nas fronteiras é mais sentido para a propagação de ondas de baixa frequência e maiores comprimentos de onda. Por outro lado, a dimensão dos elementos finitos deve ser inferior ao menor dos comprimentos de onda o que, no caso de propagação de ondas de maior frequência, implica necessariamente malhas com um elevado número de elementos. A conjugação das duas condições para problemas onde se propague um espectro relativamente alargado de frequências leva a que as

malhas de elementos finitos, em especial as tridimensionais, possam ter um número muito elevado de elementos e portanto sejam muito dispendiosas em termos de tempo de cálculo.

Outra abordagem aplicada em diversas referências encontradas na bibliografia (Schnack e Turke, 1997; Perera e Alarcón, 1997) consiste no método híbrido, onde se conjuga a utilização do MEF usado na modelação do campo próximo com o método dos elementos de fronteira, usado na modelação do campo afastado.

A propagação das vibrações devidas à circulação dos comboios é um problema tridimensional e esse aspecto é condicionante na dificuldade associada à sua modelação através de modelos matemáticos mesmo no caso de modelos numéricos. De facto, embora do ponto de vista formal a modelação tridimensional possa ser apenas um pouco mais complexa que a bidimensional e ser perfeitamente acessível recorrendo aos sistemas de computação actuais, na prática as dificuldades associadas à modelação 3D são muito significativas.

Um dos problemas tem a ver com o custo computacional associado à resolução de problemas tridimensionais. De facto, a cada ponto nodal passam a estar associados três deslocamentos, segundo os três eixos do espaço, ao contrário dos problemas bidimensionais onde apenas existem dois deslocamentos a considerar. Na resolução dos sistemas de equações, na preparação das matrizes necessárias à formulação do método os tempos de cálculo são, portanto, muito acrescidos.

Pelos motivos acima apontados, a modelação da propagação de vibrações a três dimensões é um processo numérico de alguma complexidade e bastante moroso sendo, normalmente, feitas diversas simplificações que compreendem a geometria da superestrutura ferroviária, os sistemas de carregamento, o tipo de simetria do modelo, entre outras.

Interessa portanto conhecer em que medida é que é possível estabelecer simplificações nomeadamente recorrendo a casos especiais de simetria, nomeadamente à simetria de estado plano de deformação.

Segundo alguns autores (Paolucci *et al.* 2003), as análises bidimensionais baseadas na simetrias do estado plano de deformação, podem conduzir a alguns resultados úteis, mas, a sua validade limita-se às zonas mais próximas do aterro sendo o erro crescente com a distância ao mesmo, atingindo valores cerca de uma ordem de magnitude superiores aos medidos.

As cargas devidas aos comboios em circulação apesar de localmente serem pontuais, podem, em certas condições ser assimiladas a cargas distribuídas. Segundo Gutowski e Dym (1976), a aproximação de carga linear em movimento para modelar a passagem de um comboio é válida desde que o ponto de observação das vibrações se situe a uma distância inferior a L_c / π , sendo L_c o comprimento do comboio. Esta aproximação apenas se aplica para velocidades de circulação (V) inferiores à velocidade crítica. Se, pelo contrário aquelas velocidades forem próximas, há lugar a um fenómeno de concentração de vibrações segundo um cone (cone de Mach) e as condições próximas de estado plano de deformação são francamente ultrapassadas.

Um desenvolvimento potencialmente interessante é aquele que tira partido de a geometria do problema ser, em geral, repetitiva segundo o eixo longitudinal, não obstante o carregamento devido ao comboio não o ser.

Nesta simetria especial, que se designa por 2.5D em analogia aos termos mais ou menos consagrados de 2D para análises bidimensionais ou 3D para problemas tridimensionais (Yang e Hung,

2001) consideram-se três graus de liberdade (GL) por cada ponto nodal. Dois desses GL são os habituais num problema em simetria plana e descrevem o campo de deslocamentos no plano da análise (x e y na Figura 3). O terceiro GL é perpendicular ao plano e descreve a componente do campo de deslocamentos segundo o eixo z e tem em consideração a transmissão das vibrações no plano perpendicular ao da análise. No caso de um estado plano de deformação, a componente z dos deslocamentos (e das deformações) é sempre nula, mas nesta formulação esses deslocamentos podem ser diferentes de zero.

Os elementos finitos considerados nesta formulação comportam-se no plano x, y como os elementos finitos bidimensionais, mas consideram a extensão da geometria até ao infinito no plano perpendicular (tal como num estado plano de deformação) e permitem o cálculo de deslocamentos segundo esta direção.

No modelo proposto pelos autores, o campo próximo é modelado através de elementos finitos, podendo ter em consideração a existência de estruturas fora da plataforma ferroviária ou a estratificação que normalmente ocorre em camadas aluvionares. O campo afastado é modelado através de elementos infinitos que, não sendo tão precisos como os elementos de fronteira, baseiam-se também nos conceitos de funções de forma e de funções de interpolação sendo, portanto, mais fáceis de implementar em programas de elementos finitos existentes.

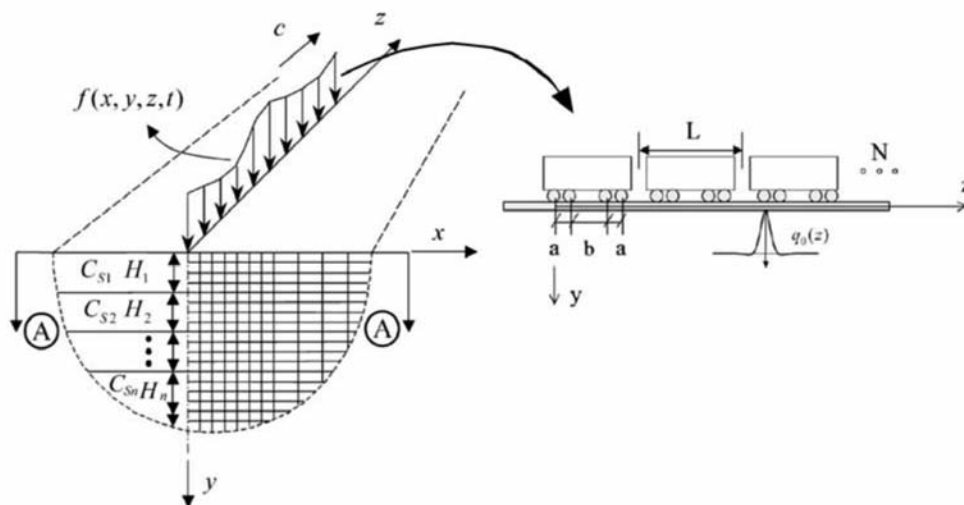


Fig. 3 – Representação esquemática da geometria do problema e do sistema de cargas (Yang *et al.*, 2003).

Para além dos modelos acima descritos, baseados normalmente no método dos elementos finitos, das diferenças finitas, dos elementos de fronteira ou de alguma combinação de diversos métodos, existem outros modelos que permitem a compreensão do fenómeno de propagação das vibrações e, dentro de determinadas simplificações, fazer algumas previsões. Um dos modelos que tem sido usado mais frequentemente, pela sua simplicidade, é o de uma viga assente numa fundação elástica (Figura 4), designado por “viga de Winkler”. Neste modelo, a superestrutura ferroviária (carris, travessas, balastro e sub-balastro) são assimilados a uma viga de características elásticas e geométricas traduzidas por um módulo de elasticidade E e por um momento de inércia I . A fundação, incluindo um eventual aterro, são modelados por um conjunto de molas de rigidez k e um conjunto de amortecedores de viscosidade c .

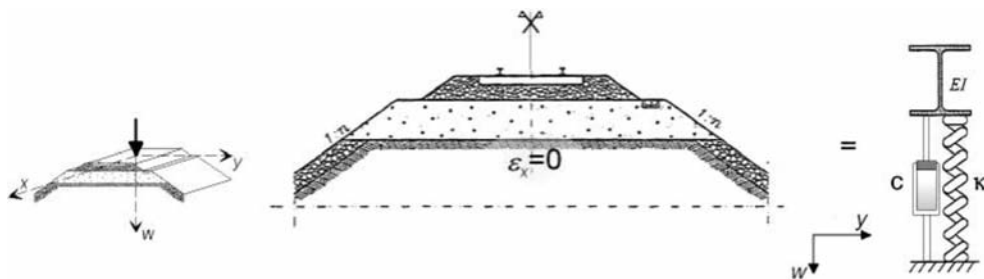


Fig. 4 – Modelo de um aterro ferroviário e respectivo modelo de viga de Winkler (adaptado de Hall, 2000).

A equação diferencial que traduz a deformação da viga para uma carga em movimento incluindo as forças de inércia é dada por:

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + c \frac{\partial w}{\partial t} + kw = q(t, x) \quad (8)$$

onde m representa a massa da viga por unidade de comprimento, e $q(t, x)$ a carga aplicada na viga que, em geral, depende da coordenada x e do tempo t .

O valor do módulo de reacção k representa a carga (pressão) que se gera na fundação para um deslocamento unitário, vertical, na viga. A determinação deste valor não é consensual. De facto, a determinação do valor de k varia consoante o que se considera ser a superestrutura (ou a viga) e aquilo que se considera ser fundação. Em primeira análise pode-se considerar a proposta de Biot (1937):

$$k = 1,23 \left[\frac{E_s b^4}{(1 - \nu_s^2) EI} \right]^{0,11} \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} \quad (9)$$

onde E_s , ν_s representam as características elásticas do solo, EI a rigidez à flexão da viga equivalente e b corresponde a metade da sua largura. Outro processo adequado para a determinação do módulo de reacção do solo passa pela realização de uma análise pelo método dos elementos finitos específica para esse efeito. Através deste processo é possível considerar de forma mais correcta, por exemplo, as diversas camadas que compõem a fundação e, além disso, fica resolvida a ambiguidade na definição da “viga” e da “fundação”.

Admitindo que a carga é constante em magnitude (Q) mas que se encontra em movimento com velocidade V_0 , a Eq. 8 pode ser escrita por:

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + c \frac{\partial w}{\partial t} + kw = Q\delta(x - V_0 t) \quad (10)$$

A equação anterior pode ser mais facilmente resolvida num referencial em movimento com a mesma velocidade da carga. Seja:

$$s = \lambda(x - V_0 t) \quad (11)$$

onde λ representa o inverso do comprimento característico da viga dado por;

$$\lambda = \frac{1}{L} = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad (12)$$

Nestas condições, e considerando a mudança de referencial, a Eq. 10 pode ser escrita como:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial s^4} + 4\alpha^2 \frac{\partial^2 w}{\partial s^2} - 8\alpha\beta \frac{\partial w}{\partial t} + 4w = Q\delta(s) \quad (13)$$

onde,

$$\alpha = \frac{V_0}{2\lambda} \sqrt{\frac{m}{EI}} \quad (14)$$

representa a relação entre a velocidade de circulação da carga e a velocidade crítica, definida de seguida, e

$$\beta = \frac{c}{2m} \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (15)$$

a relação entre o amortecimento e o amortecimento crítico.

A solução, nestas condições, mas considerando uma fundação elástica, sem amortecimento ($c = 0$ e portanto $\beta = 0$) foi apresentada por Kenney (1954). Na solução apresentada, Kenney determinou a existência de uma velocidade crítica para a qual as deformações na viga se tornariam infinitas, isto é, em que ocorre o fenómeno de ressonância. Essa velocidade corresponde exactamente à velocidade de propagação das ondas na viga (Hung e Yang, 2001), sendo dada por:

$$V_{Cr} = \sqrt[4]{4k \frac{EI}{m^2}} \quad (16)$$

Para velocidades V_0 inferiores à velocidade crítica, as deformações mais elevadas situam-se na proximidade (ou mesmo debaixo) do ponto de aplicação da carga. Para velocidades V_0 superiores a V_{Cr} as deformações mais elevadas ocorrem antes do ponto de aplicação da carga. Por outro lado, as deformações à frente da carga apresentam menores comprimentos de onda e menores amplitudes que aquelas que se situam aquém da carga (Figura 5). Este fenómeno é conhecido por “efeito de Doppler”. Este efeito traduz-se por uma alteração da frequência das ondas que viajam à frente ou atrás da carga. Se V_0 for a velocidade de circulação da carga e V_{Cr} a velocidade de propagação das ondas no solo, a alteração da frequência (f) das ondas, não havendo amortecimento, é dada por:

$$f = \frac{f_0}{1 \pm \frac{V_0}{V_{Cr}}} \quad (17)$$

Quando a velocidade V_0 , da carga, é superior à velocidade crítica de propagação das ondas, a frequência f , detectada pelo observador estático é, de acordo com a Eq. 17, negativa, o que implica que, teoricamente, não há propagação de vibrações à frente da carga (Yang *et al.*, 2003). Na solução da equação da viga de Winkler, para valores crescentes de α , as amplitudes obtidas à frente da carga são progressivamente mais reduzidas, indicando um fenómeno semelhante (Figura 5).

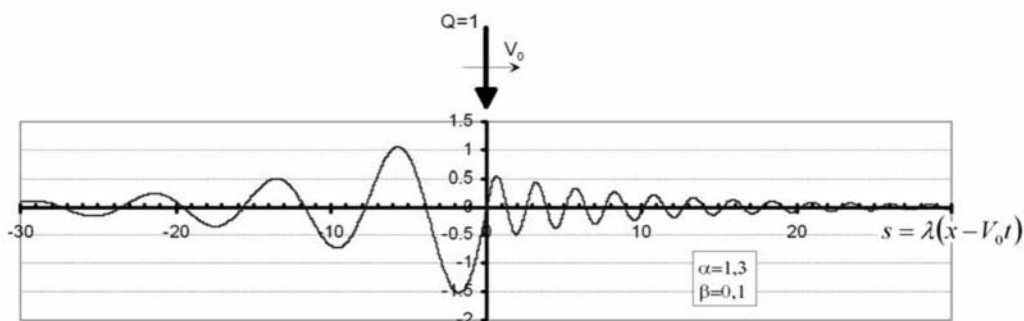


Fig. 5 – Propagação das vibrações no modelo da viga de Winkler e efeito de Doppler.

A solução analítica da equação mais geral, considerando o amortecimento devido ao comportamento elastoplástico da fundação, é mais complexa. Kenney (*op. cit.*) apresenta também a solução para este caso. Em alternativa, é possível considerar a solução numérica da equação, por exemplo, através do método das diferenças finitas. Na Figura 6 apresentam-se os deslocamentos calculados através da resolução numérica da equação para diversos valores de velocidade de circulação da carga relativamente à velocidade crítica ($\alpha = V_0/V_{Cr}$) em conjunto com diversos valores do amortecimento em comparação com o amortecimento crítico (β). Os deslocamentos desenhados encontram-se normalizados relativamente ao deslocamento obtido para $\alpha = 0$ e $\beta = 0$.

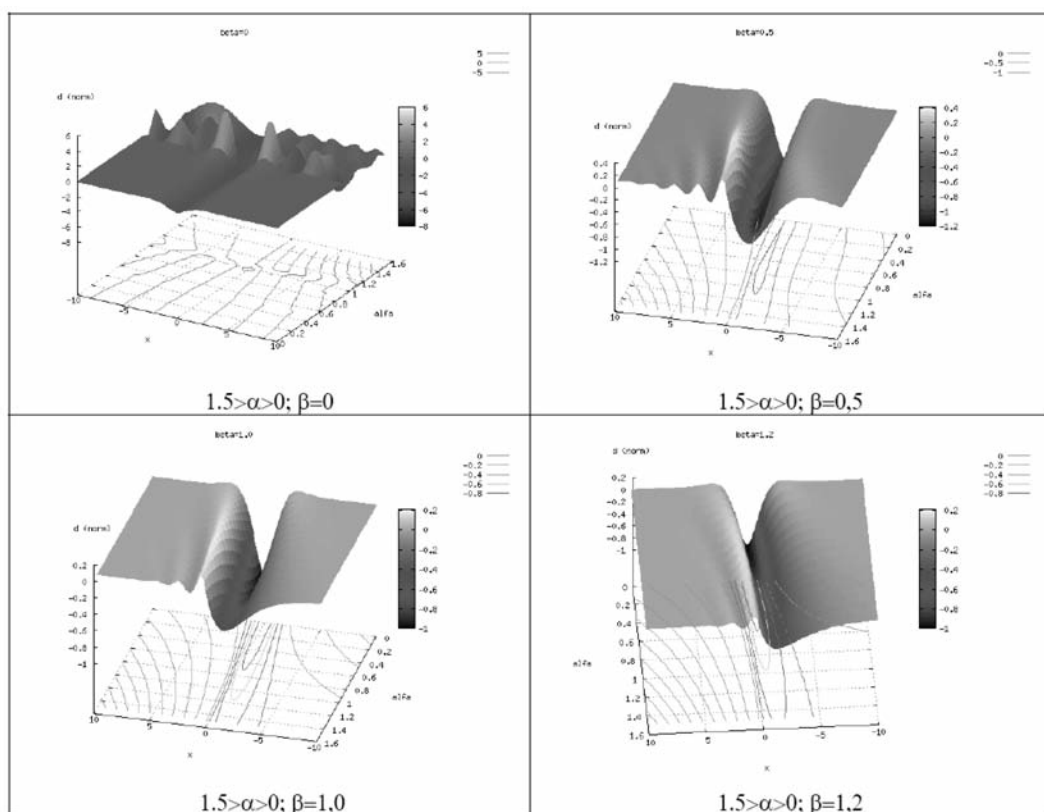


Fig. 6 – Solução da viga de Winkler para diversos valores de α e β .

Da análise das figuras é bastante evidente o fenómeno de amplificação que se processa para valores de $\alpha \approx 1$ no caso não amortecido ($\beta = 0$), como se verifica no primeiro diagrama do conjunto de figuras. Note-se, porém, que, para evitar os valores infinitos obtidos para $\alpha = 1$, no caso não amortecido, se considerou $\alpha \approx 0,99$.

Verifica-se, ainda, que, quando há amortecimento ($\beta \neq 0$), a deflexão máxima se situa antes do ponto de aplicação da carga sendo o desvio tanto maior quanto maior for o valor do amortecimento. De igual forma, para $\alpha > 1$ a deflexão máxima ocorre antes da carga, dado que as deformações da viga não conseguem acompanhar a velocidade da carga.

Na Figura 7 apresenta-se o diagrama onde, para diversas relações entre a velocidade de circulação da carga e a velocidade crítica, se pode determinar a amplificação dinâmica, de acordo com a solução da Eq. 13, para diversos valores de amortecimento.

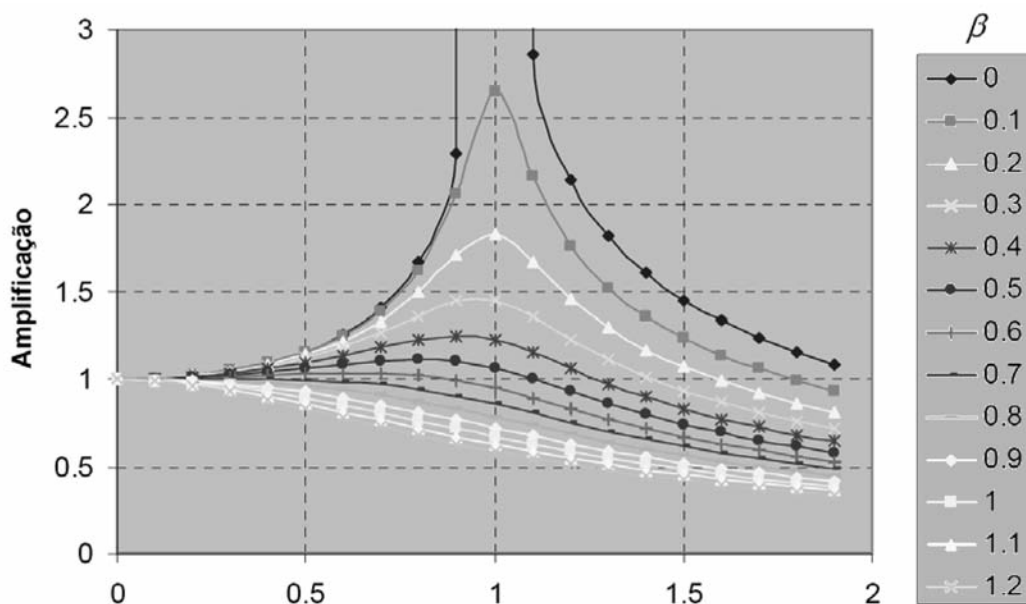


Fig. 7 – Amplificação dinâmica versus factor velocidade (α) para diversos valores do factor de amortecimento (β).

Apesar das soluções analíticas baseadas no modelo da viga de Winkler serem importantes na compreensão e descrição do fenómeno de propagação de vibrações, elas são também, naturalmente, limitadas. Assim, estes modelos padecem das mesmas limitações que praticamente todos os modelos analíticos, estando por isso limitados a casos simples, quer em termos de geometria, quer em termos do comportamento dos materiais. Por outro lado, pela sua formulação, os modelos baseados na viga de Winkler são bidimensionais, e apenas visam descrever a linha central do modelo (eixo de simetria da Figura 4), não havendo qualquer previsão quanto ao sentido transversal ao deslocamento.

Os mecanismos de geração de vibrações considerados nestes modelos são apenas os que resultam da resposta da estrutura ferroviária ao movimento do campo de tensões (Quadro 1), não considerando outros aspectos importantes do processo de geração de vibrações, nomeadamente as cargas dinâmicas devidas às oscilações das diversas massas do comboio.

No que respeita ao comportamento da fundação, verificam-se outras importantes limitações. Assim, por exemplo, no modelo da viga de Winkler apoiada num meio visco-elástico, a resposta de cada conjunto mola - amortecedor que representa a fundação é independente das restantes, contudo, essa situação é pouco representativa do comportamento real dos solos que constituem os aterros ou a fundação, onde existe interacção entre as diversas zonas da fundação.

Finalmente, outra importante limitação da solução analítica deste modelo tem a ver com o facto de não se contabilizar o comportamento não linear dos materiais de fundação e as suas características de material multifásico, o que leva a grandes dificuldades na obtenção dos parâmetros necessários para alimentar o modelo. Por exemplo, Hall (2000) determinou ser necessário reduzir os parâmetros EI da viga de Winkler e o parâmetro k do solo, por forma a ajustar as previsões do modelo analítico às medições efectuadas para o comboio X2000 na linha sueca em Ledsgaard. Este autor determinou ser necessário reduzir a rigidez de flexão da viga por um factor de 4 e a rigidez da fundação por um factor de 11, relativamente aos valores calculados com base na geometria e nos parâmetros determinados experimentalmente. Refira-se, porém, que as previsões analíticas efectuadas por este autor não contabilizaram os efeitos dinâmicos (amortecimento e inércia), isto é, limitaram a solução da Eq. 13 ao caso em que $\alpha = \beta = 0$.

Para ultrapassar a limitação do comportamento elástico e da constância dos diversos parâmetros intervenientes na Eq. 13, necessária para a obtenção de uma solução analítica, é possível, considerando o desenvolvimento em diferenças finitas ou a solução através de elementos finitos, calcular a solução, desde que se disponha de leis que permitam estimar a variação de E , k ou c com, por exemplo, a deformação.

Para além dos modelos de viga simples, ou de fundação homogénea, alguns autores têm procurado introduzir variantes do modelo de viga de Winkler. Frýba e Yoshikawa (1998) consideram o modelo de uma viga de Winkler assente numa fundação com um módulo de reacção $k(x)$ variável:

$$k(x) = k^* (1 + \varepsilon(x)) \quad (18)$$

onde k^* representa o valor nominal do módulo de reacção da fundação e $\varepsilon(x)$ uma função adimensional de incerteza que define os desvios do valor de $k(x)$ em relação a k^* .

Outro desenvolvimento de grande interesse é apresentado por Sheng *et al.*, (1999) e Sheng *et al.*, (1999a). No modelo proposto, os autores consideram a possibilidade de a fundação incluir, para além do semi-espaço infinito, tal como os demais modelos baseados na solução de Winkler, uma série de camadas de comportamento visco-elástico, sobrejacentes àquele espaço, o que permite modelar fundações estratificadas tal como acontece, frequentemente, nas fundações das vias férreas. Mais recentemente (Sheng *et al.*, 2003), o modelo é estendido de forma a, na geração das vibrações, se considerar em simultâneo o mecanismo resultante do movimento do campo de tensões em conjunto com a dinâmica do veículo. Segundo os autores, este factor é da maior importância na geração de vibrações, nomeadamente para velocidades de circulação inferiores à velocidade crítica.

Através da resolução conjunta das equações do modelo é possível obter soluções onde se pode analisar a influência das diversas camadas do solo, nomeadamente através da formação de mais de um “cone” de Mach, correspondendo cada um a cada camada de solo. Outro aspecto que o modelo permite verificar é a propagação de ondas à frente da carga, por acção da rigidez (e consequentemente da maior velocidade de propagação de ondas) dos carris (Figura 8).

Os modelos analíticos mais complexos, nomeadamente os que incluem os diversos elementos da estrutura ferroviária, têm permitido prever a existência de uma velocidade crítica mais baixa que

a que deriva do modelo mais simples da viga de Winkler. Por exemplo, Labra (1975) verificou que os efeitos de amplificação podem fazer-se sentir de forma igualmente sensível para velocidades de circulação inferiores à velocidade das ondas Rayleigh, nomeadamente quando os carris estão sujeitos a tensões axiais de compressão como é o caso por exemplo, das devidas às variações térmicas.

Os diversos modelos analíticos acima referidos baseiam-se na possibilidade de estudar o efeito do comboio sobre a fundação individualizando o efeito de cada carga, e analisando a resposta da estrutura ferroviária a essa carga, considerada como separada das restantes. De acordo com esta suposição, o efeito do comboio pode ser obtido pela soma das contribuições de cada um dos eixos. Assim, a história dos deslocamentos ($w(t)$), velocidades ($v(t)$) e acelerações ($a(t)$) é obtida pela soma de cada uma dessas grandezas, para cada um dos eixos que constituem o comboio.

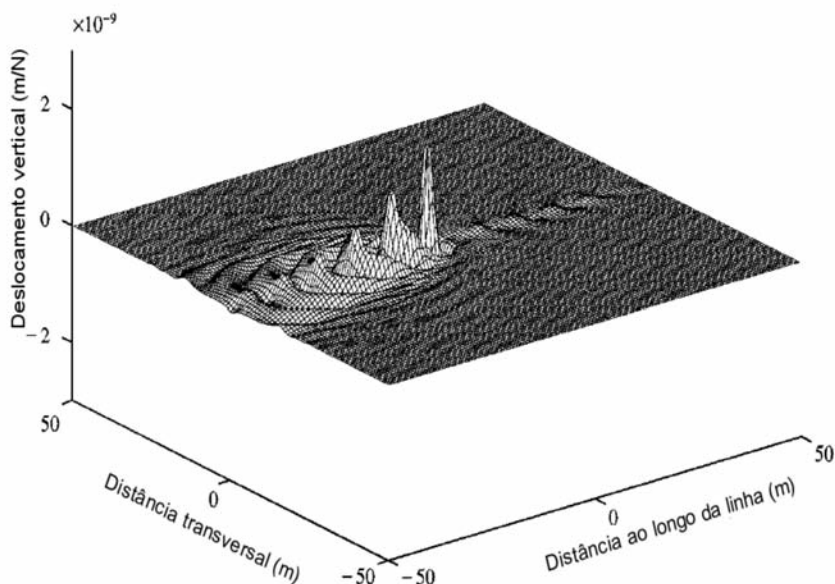


Fig. 8 – Resposta vertical da superfície do solo devido à excitação de uma carga com uma frequência de 40 Hz à velocidade de 150 m/s (adaptado de Sheng *et al.*, 1999)

Para conhecer a resposta para um comboio “real” torna-se necessário conhecer a distribuição de cargas (valor e posição) para esse comboio e a correspondente velocidade de circulação. A soma da contribuição de cada eixo permite estimar a resposta da função para o comboio completo.

Na Figura 9, apresenta-se um exemplo de cálculo para um comboio alfa pendular (Marcelino, 2005). A geometria considerada no cálculo dos parâmetros geométricos da viga de Winkler, foram os preconizados pela REFER para a Linha do Norte, enquanto para as características elásticas dos materiais envolvidos admitiram-se valores correntes tendo em consideração dos materiais habitualmente usados na construção da ferrovia. Assim considerou-se: módulo de elasticidade do aterro – 300 MPa; largura do aterro no coroamento – 13,52 m; altura do aterro – 1,0 m; largura do balastro – 8 m; altura de balastro 0,5 m; módulo de elasticidade do solo de fundação – 150 MPa; coeficiente de Poisson – 0,3. Nestas condições a velocidade crítica, para amortecimento nulo, dada pela teoria da viga de Winkler é de 222,2 km/h. A solução foi da equação foi assim calculada considerando $\alpha = 0,225$ e considerou-se ainda $\beta = 0,1$ uma vez que os solos exibem sempre algum amortecimento. A resposta calculada permite identificar claramente a passagem dos diversos eixos do comboio alfa

pendular. Quando comparada com o caso estático (não representado) verifica-se que não há praticamente amplificação dos deslocamentos o que é justificado pelo valor reduzido de α considerado no cálculo. Analisando a transformada de Fourier, verifica-se que as frequências correspondentes à resposta calculada são muito baixas, inferiores a 5 Hz, com as componentes mais relevantes abaixo dos 2 Hz. A inexistência de outras frequências explica-se pela simplicidade do modelo apresentado, em que a única causa das vibrações, corresponde ao movimento do campo de tensões, e portanto à passagem dos eixos na secção calculada. De qualquer forma, o modelo permite uma primeira aproximação da resposta esperada na via férrea, e serve como referência para estudos mais complexos.

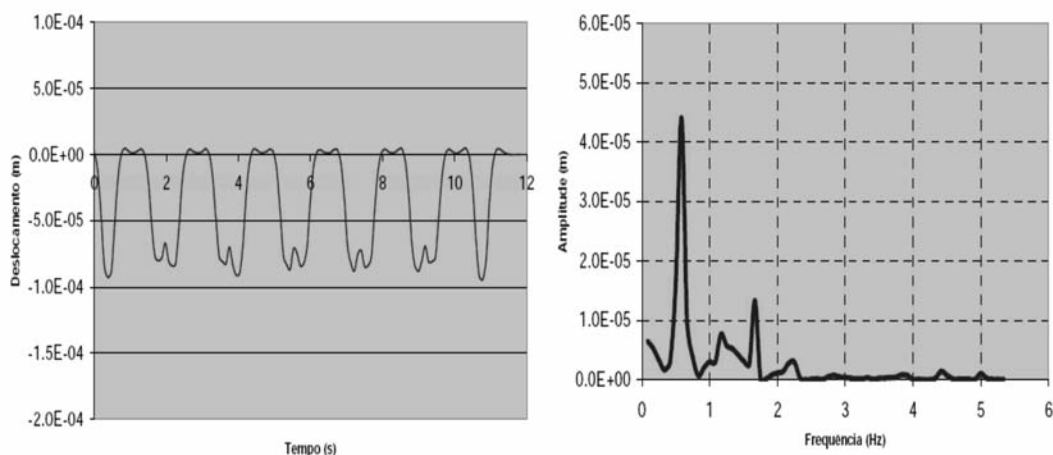


Fig. 9 – Resposta da viga para o comboio alfa pendular a circular a 50 km/h (modelo de Winkler).

4 – MEDIDAS DE MITIGAÇÃO

O objectivo último dos estudos relativos à geração de vibrações devidas à circulação de comboios é o de prever a existência de problemas resultantes da amplificação das vibrações e, caso estes ocorram, dimensionar medidas que permitam anular ou minorar os seus efeitos.

Em seguida são algumas das medidas que têm sido implementadas nos casos em que se detetaram problemas de amplificação dinâmica das vibrações decorrentes da circulação de comboios de alta velocidade.

É necessário distinguir dois grandes tipos de medidas de mitigação. O primeiro destina-se a controlar a geração de vibrações, nos casos em que estas sejam de uma dimensão que possa afectar de alguma forma a circulação ferroviária. O segundo grande grupo é aplicável aos casos em que, muito embora existam vibrações em resultado da circulação, a sua grandeza não é, de todo, prejudicial à circulação mas, em contrapartida, tem efeitos colaterais, por exemplo, provocando a degradação de outras estruturas, causando incomodidade às populações ou afectando equipamentos sensíveis.

Enquanto que em alguns casos a implementação das medidas do primeiro grupo serão suficientes, noutros poderá ser necessário a implementação conjunta dos dois grupos de medidas.

No contexto do dimensionamento das medidas de mitigação das vibrações, as soluções baseadas na viga de Winkler assumem algum interesse na medida em que permitem compreender o funcionamento das medidas de mitigação. Um dos resultados dessa solução, obtida para o caso parti-

cular de fundação elástica, sem amortecimento, é o de identificar a existência de uma velocidade de circulação da carga para a qual a resposta da viga se torna infinita. Essa velocidade pode ser calculada, de acordo com as hipóteses do modelo, como acima se referiu por:

$$V_{Cr} = \sqrt[4]{4k \frac{EI}{m^2}} \quad (16 \text{ bis})$$

Em termos práticos, e apesar das simplificações inerentes ao modelo, a equação anterior permite analisar de que forma os parâmetros envolvidos afectam a velocidade crítica. É imediato reconhecer que o aumento da velocidade crítica pode ser atingido através de:

- aumento da rigidez da fundação expressa através do módulo de reacção k ;
- aumento da rigidez da “viga equivalente” (EI);
- diminuição da massa da viga equivalente (m).

Algumas das soluções de mitigação das vibrações, em especial aquelas que se destinam a controlar a origem da vibração, derivam da possibilidade de alterar o valor da velocidade crítica do conjunto viga+solo, alterando as características que determinam o valor daquelas propriedades. Assim, o aumento de rigidez da fundação (intervindo no valor de k) pode ser conseguido através do reforço do material de fundação, por exemplo, com colunas de brita ou colunas de *jet-grouting*. Note-se, porém, que a velocidade crítica depende dos factores indicados (entre outros não incluídos na formulação), mas a dependência tem uma raiz quarta, o que atenua muito os efeitos de melhoramento. Um aumento de 100% no radicando traduz-se por um aumento de apenas 19% na velocidade crítica. Tomando um factor de segurança da velocidade crítica de 30%, conforme sugerido por alguns autores (Heelis *et al.*, 1999), a razão kEI/m^2 terá de ser aumentada por um factor de aproximadamente 2,85. Outros autores, sugerem, porém, um factor de segurança acrescido. Valores da ordem dos 70% são também referidos na bibliografia.

4.1 – Consolidação forçada da fundação

O problema da construção de estruturas sobre solos moles é um problema clássico no âmbito da Mecânica dos Solos. Também nas infra-estruturas de vias de comunicação ocorrem, frequentemente, situações em que é necessário atravessar zonas em que as características dos solos de fundação põem problemas de assentamentos ou de estabilidade. O tratamento analítico deste problema pode ser feito recorrendo à teoria clássica de consolidação de Terzaghi.

A consolidação dos solos traduz-se por assentamentos que resultam da expulsão diferida da água no solo, devido ao excesso de pressão intersticial gerado pelos acréscimos de carga em resultado das construções. A par do assentamento há um aumento da resistência e uma redução da deformabilidade dos solos da fundação. Em geral e porque os solos moles têm, muitas vezes permeabilidades reduzidas, os tempos de consolidação são elevados, sendo prática corrente recorrer a medidas de aceleração da consolidação. Essas medidas compreendem o aumento de carga sobre as fundações e a diminuição do percurso de drenagem dos solos. A implementação prática desta última medida pode ser feita através da colocação de geodrenos ou de estacas de brita. A contabilização do efeito benéfico resultante da consolidação é traduzida, no caso do modelo da viga de Winkler, pelo aumento do módulo de reacção do terreno (k).

4.2 – *Jet-grouting*, colunas de cal e cimento, estacas

O reforço da fundação da via férrea através da realização de colunas de cimento e cal constitui uma das soluções relatadas na bibliografia. O caso de Ledsgaard, na Suécia, é relatado por Bahrekazemi

e Bodare (2002) e Smekal e Berggren (2002) entre outros, na sequência dos estudos efectuados, onde se reconheceu a necessidade de intervir na infra-estrutura para repor as velocidades de circulação inicialmente preconizadas para a exploração daquela linha.

A tecnologia de construção de colunas de cimento e cal através de injeções na fundação é relativamente bem conhecida e de prática corrente na estabilização de fundações em solos moles, proporcionando a limitação dos assentamentos. A aplicação deste método ao controlo de vibrações é considerada uma extensão natural do processo.

A redução das vibrações é conseguida, à semelhança do que se verifica no caso da consolidação forçada, pelo aumento da rigidez da fundação com o consequente aumento da velocidade crítica. O dimensionamento optimizado da disposição das colunas deve, preferencialmente, ser feito através da modelação numérica tridimensional da fundação com as colunas de *jet-grouting*, por forma a evitar a eventual geração de efeitos colaterais que derivam da alteração das frequências de vibração do conjunto. Alguns autores relatam a possibilidade de aumentarem as vibrações dentro do espectro audível, isto é, com frequências superiores a 20 Hz (Hildebrand, 2004).

O dimensionamento do sistema de colunas é feito tendo em consideração diversos factores, nomeadamente geométricos (diâmetro das colunas, profundidade, disposição em planta) e de composição (relação cal/cimento).

Outra solução, já implementada em diversos atravessamentos em solos moles é o de uma laje apoiada em estacas. Trata-se, de um sistema formalmente semelhante aos acima descritos mas em que a contribuição do solo de fundação se reduz quase exclusivamente à interacção com as estacas. Este tipo de sistema já foi aplicado em diversos locais, como por exemplo na linha férrea HSL South na Holanda, na linha Buxelas-Liège e na ligação entre o túnel da Mancha e a cidade de Londres (Coelho *et al.*, 2006).

4.3 – Reforço da plataforma

Para além da intervenção ao nível da fundação pode, em certos casos, ser também contemplado o reforço da plataforma ferroviária no sentido de aumentar a sua rigidez e assim, aumentar a velocidade crítica. O reforço da plataforma pode incluir diversos tipos de medidas nomeadamente a utilização de geogrelhas que, entre outros efeitos, conferem um aumento de rigidez da plataforma ou, a estabilização de solos com a adição de ligantes hidráulicos. Em qualquer dos casos, a velocidade crítica aumenta em virtude de aumentar a rigidez do elemento “viga” do modelo de Winkler, contribuindo, por isso para a redução da importância das vibrações geradas pela passagem do comboio.

4.4 – Barreiras de vibração

Uma parte significativa das vibrações que causam maior incomodidade e efeitos mais nocivos propaga-se junto à superfície do terreno. As ondas Rayleigh - Ondas R - são aquelas que apresentam a velocidade de propagação mais reduzida, portanto com maior probabilidade de ser igualada pela velocidade de circulação dos comboios, e são geradas precisamente pela interacção entre as ondas volumétricas junto à superfície onde se dá a transição entre o semi-espaço infinito - terreno e o ar.

O controlo da propagação dessas vibrações pode, portanto, ser feito impedindo a sua transmissão junto à superfície, criando uma trincheira vazia ou preenchida, através da qual essas ondas não se propaguem.

Hung *et al.*, (2004) recorrendo à modelação de trincheiras com e sem preenchimento, mostram que, em geral, considerando os efeitos estáticos e dinâmicos das cargas em movimento, as últimas são mais eficientes no controlo da transmissão das vibrações.

O dimensionamento de uma trincheira destina-se a determinar a sua geometria (profundidade e largura), as características do material de preenchimento e o seu posicionamento relativamente à fonte de excitação (Ahmad e Al-Hussaini, 1991).

Segundo Hung e Yang (2001), a profundidade da trincheira deve ser da ordem de grandeza do comprimento de onda das ondas de superfície para ser eficiente. Para uma gama de velocidades entre 150 e 250 km/h, ondas com frequências da ordem dos 5 Hz têm comprimentos de onda entre 8 e 14 m, enquanto que, para frequências elevadas, por exemplo de 50 Hz, os comprimentos de onda oscilam entre 0,8 e 1,4 m. Assim, as trincheiras de dimensões correntes são eficientes apenas no controlo das frequências médias a altas.

4.5 – Blocos de controlo de vibrações

O princípio de funcionamento dos blocos de controlo de vibrações consiste no facto de as camadas de solo sobre um substrato rochoso terem o seu comportamento dinâmico condicionado pela existência dessa barreira natural. Nestes casos, não é possível existirem modos de vibração com frequências inferiores a $V_p/4h$ ou a $V_s/4h$, sendo h a altura da fundação acima do substrato rochoso, para as vibrações de compressão verticais ou para as vibrações de ondas de corte (com velocidades de propagação de V_p e V_s), respectivamente (Hung e Yang, 2001).

Tirando partido desse facto, para impedir ou limitar a propagação de vibrações no solo de fundação de um aterro ferroviário pode-se construir um bloco de controlo de vibração (Takemiya *et al.*, 1995). Na Figura 10 ilustra-se esquematicamente o funcionamento do sistema. O princípio de funcionamento consiste no aumento da frequência de corte reduzindo o valor de h , pela introdução de uma barreira à propagação das vibrações. Essa barreira pode ser construída antes da colocação do aterro, sendo materializada através de uma laje ou, durante o funcionamento da linha de caminho de ferro, recorrendo às técnicas de *jet-grouting*. Em princípio, a construção de uma laje implica a realização de escavações de monta, com os consequentes custos e dificuldades de execução. Recorrendo à técnica de *jet-grouting* os custos são mais limitados podendo esta técnica ser aplicado antes ou após a entrada em funcionamento da linha.

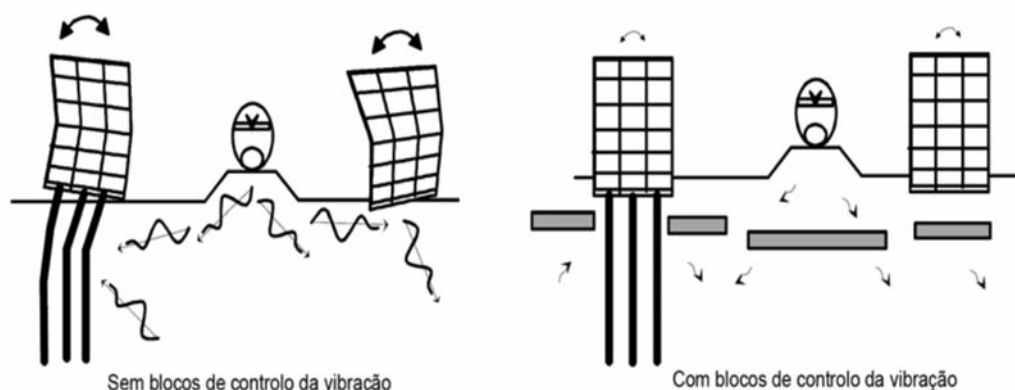


Fig. 10 – Funcionamento dos blocos de controlo de vibração.
(adaptado de Takemiya, 2005 – <http://www.aisawa.co.jp>).

A eficiência do método aumenta com a rigidez dos blocos, o que pode ser conseguido à custa do aumento da sua espessura ou da rigidez do material que os compõe. Em qualquer caso, para as dimensões normais, o bloco não impede totalmente a vibração.

4.6 – Vigas e lajes flutuantes

A utilização de lajes flutuantes constitui um processo de controlo das vibrações muito usado em comboios urbanos do tipo metropolitano ou em algumas linhas de alta velocidade, como por exemplo no Japão (Esveld, 2001).

Para além das vantagens relacionadas com o controlo de vibração, as vias de caminho de ferro assentes sobre lajes apresentam menores custos de manutenção, apesar de o custo inicial ser bastante superior.

As vantagens das vias assentes sobre uma laje são diversas: baixo custo de manutenção (valores típicos entre 20 e 30% do custo de manutenção de uma via balastrada); baixo peso (vantajoso em obras de arte); altura reduzida (mais importante em túneis e outras situações em que o espaço disponível é reduzido); redução dos níveis de vibração; execução mais expedita (em especial recorrendo à pré-fabricação), entre outras. No que respeita ao controlo de vibrações, parte das vantagens de uma via assente numa laje podem ser novamente interpretadas recorrendo à expressão da velocidade crítica da viga de Winkler. De acordo com esta expressão, o aumento da velocidade crítica pode ser conseguido aumentando o valor da rigidez à flexão da viga (EI) a par da redução da massa da mesma. As soluções de via assente em laje cumprem ambos os desideratos. Com efeito, apesar de, em geral, o momento de inércia ser menor, comparativamente com aquele que se obtém com as espessuras habituais de via balastrada, o módulo de elasticidade do betão é muito superior ao do balastro e, por outro lado, a massa por unidade de comprimento poderá também ser inferior.

Outra parcela do controlo de vibrações resultante da aplicação de lajes flutuantes é conseguida nos casos em que a mesma apoie numa estrutura em betão armado ou equivalente. Nesses casos, o apoio entre a laje e a estrutura pode ser efectuado com recurso sistemas em materiais elastoméricos que à semelhança das palmilhas de assentamento dos carris limitam a propagação de vibrações de frequência mais elevada (Figura 11).

Os sistemas de viga flutuante com ou sem balastro apoiados em materiais elastoméricos são designados habitualmente por *mass-spring systems*. Seu princípio de funcionamento baseia-se na alteração da frequência de vibração do conjunto veículo-via por alteração das características dinâmicas do conjunto: massa, elasticidade e amortecimento. Trata-se de um sistema, em geral, eficiente e dispendioso e é usado com alguma frequência em túneis e vias férreas urbanas, em especial na Áustria (Unterberger, 2004).

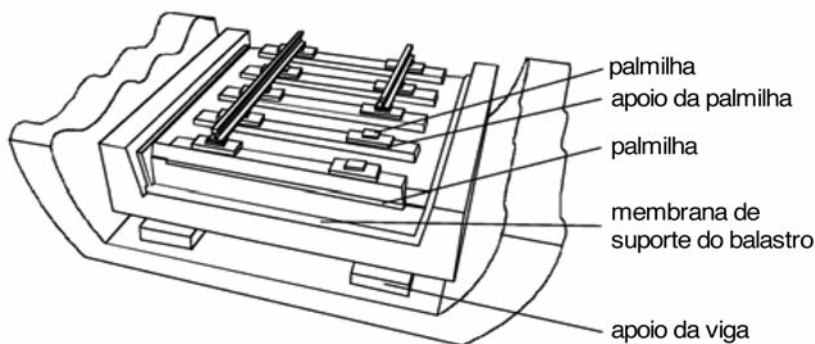


Fig. 11 – Sistema massa-mola para controlo de vibrações.

Uma extensão do sistema de laje flutuante é o sistema de “viga flutuante” ou *Deck-Track*. O sistema consiste numa viga em caixão, em tudo semelhante a uma estrutura de ponte em caixão. Esta estrutura apoia directamente, de forma contínua, no solo de deficientes características mecânicas, podendo ser enterrado neste (Figura 12). Com este sistema, há compensação do peso da estrutura em relação ao solo escavado, pelo que não há lugar a assentamentos diferidos. Por outro lado, do ponto de vista dinâmico, a estrutura em caixão apresenta, como foi dito, peso reduzido mas também elevada rigidez, contribuindo, assim, por esses dois aspectos, de forma decisiva, para o aumento da velocidade crítica e, conseqüentemente, para a redução dos fenómenos dinâmicos devidos à circulação (Madshus, 2001).

Até ao momento, apenas foi construída uma secção experimental, com cerca de 200 m, na linha de ligação de Roterdão ao porto da mesma cidade. Os resultados da monitorização instalada nessa secção experimental tem mostrado que o comportamento é muito bom e está dentro do esperado (Stuit e Bos, 2005).

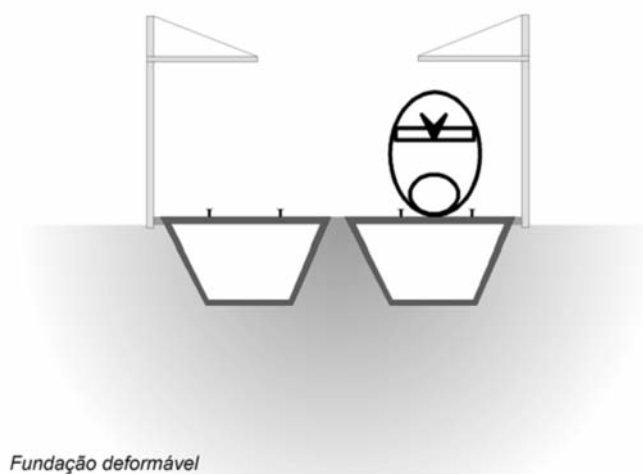


Fig. 12 – Via em caixão vazado continuamente apoiado na fundação (*Deck-Track*).

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Portugal irá assistir, em breve, à construção de algumas centenas de quilómetros de novas vias férreas destinadas essencialmente ao tráfego de alta velocidade. Nestas vias as exigências relativas ao comportamento da infra-estrutura são, naturalmente maiores que nas vias tradicionais. Um dos muitos aspectos que é necessário considerar prende-se com as vibrações provocadas pela circulação dos comboios. Estas podem ainda ser agravadas por fenómenos dinâmicos que se colocam em especial em zonas onde as condições de fundação da plataforma sejam mais precárias. A natureza marcadamente tridimensional do fenómeno implica que o seu estudo teórico seja feito com o recurso a modelos matemáticos sofisticados. Porém alguma compreensão fenomenológica pode ser conseguida através de modelos mais simples como aqueles que se baseiam na solução da viga de Winkler.

O controlo da propagação das vibrações pode ser feito recorrendo a um conjunto de soluções que actuam quer ao nível da superestrutura quer ao nível da infra-estrutura. Algumas dessas soluções são apresentadas discutindo-se sucintamente o seu princípio de funcionamento e a sua eficiência.

6 – AGRADECIMENTOS

O trabalho foi realizado no âmbito do projecto POCI/ECM/61114/2004 “Interacção solo-via férrea para comboios de alta velocidade”, desejando o autor expressar um agradecimento à FCT pelo suporte financeiro concedido.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ahmad, S.; Al-Hussaini, T. M. (1991) - *Simplified design for vibration screening by open and in-filled trenches*. Journal of Geotechnical Engineering, 117(1), pp. 67-88.
- Anderson, W.F.; Key, A. J. (2000) - *Model testing of two-layer railway track ballast*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, April 2000.
- Bahrekazemi, M.; Bodare, A. (2002) - *Train-Induced Ground Vibrations Reduced by Lime-Cement Column Soil Stabilization*. Structural Dynamics, EUROLYN2002, Grundmann & Schueller (eds) pp. 473-478.
- Bettess, P. (1992) - *Infinite Elements*. Penshaw Press.
- Biot, M. (1937) - *Bending of an infinite beam on an elastic foundation*. Journal of Applied Mechanics, ASCE, pp. A1-A7.
- Coelho B.; Calçada, R.; Delgado, R. (2006) - *Comportamento dinâmico de Lajes sobre estacas para suporte de vias férreas de alta velocidade*. 4^{as} JPEE 2006. Lisboa, LNEC.
- Dawn, T. M.; Stanworth, C. G. (1979) - *Ground vibration from passing trains*. Journal of Sound and Vibration, 66, pp. 335-362.
- Degrande, G.; Schillmans, L. (2001) - *Free field vibrations during the passage of a thalys high-speed train at variable speed*. Journal of Sound and Vibration, 247(1), pp. 131-144.
- Esvelde, C. (2001) - *Modern Railway Track*. MRT-Productions. Delft University of Technology.
- Filippov (1961) - *Steady-state vibrations of a infinite beam on elastic half-space subjected to a moving load*. Izvestija AN SSSR OTN Mehanika i Mashinostroenie, 7, pp. 97-105.
- Fryba L.; Yoshikawa, N. (1998) - *Bounds analysis of a beam based on the convex model of uncertain foundation*. Journal of Sound and Vibration, 212(3), pp. 547-557.
- Gardien, W.; Stuit, H. G. (2003) - *Modelling of soil vibrations from railway tunnels*. Journal of Sound and Vibration, 267, pp. 605-619.
- Gutowski, T. G.; Dym, C. L. (1976) - *Propagation of ground vibration: A review*. Journal of Sound and Vibration, 49(2), pp. 179-193.
- Hall, L. (2000) - *Simulations and analyses of train-induced ground vibrations. A comparative study of two and three-dimensional calculations with actual measurements*. Royal Institute of Technology. Doctoral Thesis 1034. Stockholm 2000.
- Hall, L. (2003) - *Simulations and analyses of train-induced ground vibrations in finite element models*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, n° 5, pp. 403-413.
- Heelis, M. E.; Collop, A. C.; Dawson, A.R.; Chapman, D. N.; Krylov, V. (1999) - *Predicting and measuring vertical track displacements on soft subgrades*. World Congress on Railway Research October 19-23, 1999 Tokyo, Japan.

- Hildebrand, R. (2004) - *Effect of soil stabilization on audible band railway ground vibration*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, nº5, pp. 411-424.
- Hung, H. H.; Yang, Y. B. (2001) - *A Review of Researches on Ground-Borne Vibrations with Emphasis on those Induced by Trains*. Proc. Natl. Sci. Coun. ROC(A) Vol. 25, Nº. 1, pp. 1-16.
- Hung, H. H.; Yang, Y. B.; Chang, D. W. (2004) - *Wave barriers for reduction of train-Induced vibrations in soils*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130:12, pp. 1283-1291.
- Jones C. J. C.; Block, J. R. (1996) - *Prediction of ground vibration from freight trains*. Journal of Sound and Vibration, 193(1), pp. 205-213.
- Kaynia, A. M.; Madshus C.; Zackrisson P. (2000) - *Ground vibration from high-speed trains: prediction and countermeasure*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126(6), pp. 531-537.
- Kenney, J. T. (1954) - *Steady-state vibrations of a beam on elastic elastic foundation for moving load*. Journal of Applied Mechanics, Vol. 76, pp. 359-364.
- Kogut, J.; Degrande, G.; Hegeman, W.; Karl, L. (2003) - *In situ vibration measurements on the high speed track L2 – Brussels-Köln*. Structures for high-speed railway trasnpostation. IABSE Symposium 2004.
- Krylov, V. V. (2002) - *Effects of the embankment topography and track curvature on ground vibration boom from high-speed trains*. Structural Dynamics, EUROODYN2002, Grundmann & Schueller (eds) pp. 473-478.
- Labra, J. J. (1975) - *An axially stressed railroad track on an elastic continuum subjected to a moving load*. Acta Mechanica, 22, pp. 113-129.
- Madshus, C. (2001) - *Modelling, monitoring and controlling the behaviour of embankments under high speed loads*. Geotechnics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures, pp. 225-238.
- Madshus, C.; Kaynia, A. M. (2000) - *High-speed railway lines on soft ground: dynamic behaviour at critical train speed*. Journal of Sound and Vibration, 231(3), pp. 689-701.
- Marcelino, J. (2005) - *Propagação e mitigação de vibrações de baixa frequência geradas por comboios de alta velocidade*. I&D, Programa de Investigação. LNEC, Lisboa.
- Marcelino, J.; Monteiro, C. V. (2006) - *Medição das vibrações em aterros geradas por comboios de alta velocidade*. 4^{as} JPEE 2006. Lisboa, LNEC.
- Metrikine, A. V.; Vostrukhov, A. V.; Vrouwenvelder, A. C. W .M. (2001) - *Drag experience by a high-speed train due to excitation of ground vibrations*. International Journal of Solids and Structures, 38, pp. 8851-8868.
- MOPHT/MF (2003) - *XIX Cimeira Luso-Espanhola. Memorando de entendimento*. Figueira da Foz – 7/8 de Novembro de 2003.
- MOPHT/MF (2005) - *XXI Cimeira Luso-Espanhola. Memorando de entendimento*. Évora – 18/19 de Novembro de 2005.
- Paolucci, R.; Maffei, A.; Scandella, L.; Stupazzini, M. ;Vanini, M. (2003) - *Numerical prediction of low-frequency ground vibrations induced by high-speed trains at Ledsgaard, Sweden*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, pp. 425-433.
- Perera, R.; Alarcón, E. (1997) - *FE-BE Coupling Methods for Elastoplasticity*. Communications In Numerical Methods In Engineering, Vol. 13, pp. 785-792.

- Schnack E.; Turke; K. (1997) - *Domain decomposition with BEM and FEM*. International Journal For Numerical Methods In Engineering, Vol. 40, pp. 2593-2610.
- Sheng, X.; Jones C. J. C; Petyt; M. (1999) - *Ground vibration generated by a load moving along a railway track*. Journal of Sound and Vibration, 228(1), pp. 129-156.
- Sheng, X.; Jones C. J. C; Petyt, M. (1999a) - *Ground vibration generated by a harmonic load acting on a railway track*. Journal of Sound and Vibration, 225(1), pp. 3-28.
- Sheng, X.; Jones, C. J. C.; Thompson, D. J. (2003) - *A comparison of a theoretical model for quasi-statically and dynamically induced environmental vibration from trains with measurements*. Journal of Sound and Vibration, 267, pp. 621-635.
- Shin, E. C.; Kim; D. H., Das; B. M. (2002) - *Geogrid-reinforced railroad bed settlement due to cyclic load*. Geotechnical and Geological Engineering, 20:3, pp. 261-271.
- Sitharam, T. G.; Vijay Kumar, I. V. (1998) - *Non-linear analysis of geomechanical problems using coupled finite and infinite elements*. Geotechnical and Geological Engineering, 16, pp. 129-149.
- Smekal, A.; Berggren, E. (2002) - *Mitigation of track vibration at Ledsgard Sweden, Field measurements before and after soil improvement*. Structural Dynamics, EUROODYN2002, Grundmann & Schueller (eds), pp. 473-486.
- Stuit, H. G.; Bos, J. A. (2005) - *Deck Track: a new foundation for railways: Deck Track offers a cost-effective alternative for heavy-loaded freight lines as well as high-speed lines constructed in soft-soil areas*. International Railway Journal. May 2005.
- Takemiya, A.; Shim, K; Goda, K. (1995) - *Embankment train track on soil stratum and wave impeding block (WIB) measured for vibrations reduction*. Transactions on Built Environment 14.
- Takemiya, A. (2005) - *Development of Vibration Reduction Measure Wave Impeding Block*. Páginas consultadas em Janeiro 2005: <<http://www.aisawa.co.jp>>; <<http://www.aisawa.co.jp/giken/ronbun/doboku/istokyo/wibkoku.htm>>.
- Unterberger, W. (2004) - *Vibration Mitigation at High Speed Railroads*. Course on Geotechnical Risks in Rock Tunnelling. Portugal, Aveiro, April 2004.
- Yang, Y. B.; Hung, H. H. (2001) - *A 2.5D finite/infinite element approach for modeling visco-elastic bodies subjected to moving loads*. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 51, pp. 1317-1336.
- Yang, Y. B.; Hung, H. H.; Chang, D.W. (2003) - *Train-induced wave propagation in layered soils using finite/infinite element simulation*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 23, pp. 263-278.
- Zhai, W. H.; Wang, K. Y., Lin, J. H. (2004) - *Modelling and experiment of railway ballast vibrations*. Journal of Sound and Vibration, 270, pp. 673-683.

PROCESSOS EROSIVOS ACELERADOS: COMPORTAMENTO TEMPORAL E ESPACIAL DE VOÇOROCA

Accelerated erosion processes: temporal and spatial behaviour of gully

Marcilene Dantas Ferreira*

Osni José Pejon**

RESUMO – Este trabalho apresenta os resultados obtidos por meio de uma análise dos processos erosivos acelerados, em termos da variabilidade temporal e espacial, existentes e da evolução das feições erosivas da bacia do córrego do Tucum, subdividida em sub-bacias, e tendo como substrato rochoso os arenitos da Formação Pirambóia, na cidade de São Pedro, estado de São Paulo, Brasil. O estudo considerou os fatores que influenciaram na origem e evolução destas feições por meio de: fotointerpretação, ensaios laboratoriais e de campo; e trabalhos de campo para mapeamento dos materiais geológicos (inconsolidados e rochosos), cadastro das feições e uso e ocupação. As feições foram enquadradas em diferentes estágios evolutivos e para as sub-bacias foram obtidos os valores de vazão de pico (Q_p), tempo de concentração (t_c) e tempo de pico (T_p). Os resultados de estudos de campo e laboratoriais permitiram classificar os materiais inconsolidados como arenosos, e foram individualizadas 14 unidades em função do arranjo espacial de 15 diferentes tipos. Os resultados permitem concluir que o conhecimento dos aspectos relativos aos componentes do meio ambiente, como os materiais inconsolidados, a declividade, landform, uso e ocupação e índices pluviométricos são fundamentais, pois permitem compreender a variabilidade temporal e espacial dos processos erosivos. Quando estes conhecimentos são combinados com as características das técnicas de manejo ambiental, controle, recuperação e preventivas, proporcionam a formulação de medidas mais adequadas e eficazes, evitando assim gastos repetitivos e perdas econômicas e ambientais.

SYNOPSIS – This work presents an analysis of the accelerated erosion processes and their evolution in terms of temporal and spatial variability in the Tucum stream basin, subdivided into sub basins, supported by sandstones of the Pirambóia Formation, in the state of São Paulo, Brazil. This study considered natural and human factors which were responsible for erosion processes and their evolution. This study was based on several kinds of works, such as: photointerpretation, laboratorial and field tests and field works for geological materials (unconsolidated and lithological) mapping, erosion features inventory, assessment of uses and occupation types and infiltration tests. The erosion features were classified into different evolution degrees and for each sub basins were obtained peak discharge (Q_p), concentration time (t_c) and peak time (T_p). The results obtained from both laboratorial and field works permitted to classify the unconsolidated materials as sandy, and 14 spatial units were mapped considering the 15 unconsolidated materials types arranged into different spatial combinations. This work permitted to conclude that information about unconsolidated material, slopes, landforms, rainfall and uses and occupation types are the main point to design adequate erosion control procedures. They are basic for understanding of the temporal and spatial variability of the erosion processes, which combined with the intrinsic characteristics of the control techniques provide adequate information to elaborate the environmental management of the area to get better economical and social results.

PALAVRAS CHAVE – Voçoroca, evolução e técnica de controle.

* Mestre em Geotecnia, aluna de doutorado da Escola de Engenharia de São Carlos/USP.

E-mail: mdantas@sc.usp.br

** Professor Livre Docente, Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos, Brasil.

E-mail: pejon@sc.usp.br

1 – INTRODUÇÃO

As feições decorrentes de processos erosivos acelerados no Brasil e no mundo ocorrem em grande número, provocando graves problemas econômicos e ambientais. Por essa razão, os estudos de evolução dessas feições são de grande importância, pois permitem o aporte de informações para a escolha de técnicas que poderão ser aplicadas para seu controle de forma mais eficaz, fornecendo subsídios para gestão ambiental.

A instalação e propagação dessas feições dependem das características do meio físico associado ao uso e ocupação do solo. Normalmente, os estudos de evolução dos processos erosivos são desenvolvidos a partir da análise dos registros temporais, com uso de sensores remotos e de trabalhos prévios, associados a trabalho de campo e estudos laboratoriais.

Existem milhares de trabalhos envolvendo estudos de voçorocas, inclusive congressos internacionais específicos e um brasileiro a cada quatro anos. Nestes trabalhos predominam os estudos considerados inventários ou específicos que contemplam um conjunto de procedimentos técnicos, mas poucos são aqueles que utilizam uma combinação de todos os aspectos ambientais envolvidos na instalação do processo. Atualmente, os estudos visam às características e ao entendimento da progressão ou dos aspectos de degradação ambiental.

Dentre os estudos mais significativos, podem ser destacados, Bennett (1939), Ayres (1936), Brice (1966), Zachar (1982), Nordstrom (1988), Lal (1990), Morgan (1996), Oostwoud Wijdenes *et al.*, (2000), Martinez-Casanovas (2003), Poesen *et al.*, (2003), Øygarden (2003), Ries e Marzloff (2003) e Valentin *et al.*, (2005).

Neste estudo buscou-se uma visão integrada dos componentes do meio físico relacionados aos processos erosivos atuantes em uma seção delimitada de uma bacia hidrográfica. A área selecionada localiza-se na região das nascentes da bacia do córrego do Tucum, no município de São Pedro - SP, onde encontram-se diversas áreas afetadas por processos erosivos, desde os anos 1960. Apesar de diversos estudos científicos e várias tentativas de controle, o processo continua com diferentes características e intensidades até aos dias atuais.

O presente estudo visa entender a interação dos fatores condicionantes (ocupação/usos, materiais inconsolidados, landforms e obras corretivas) versus deflagrador (chuvas) no contexto da evolução espacial e temporal.

2 – EMBASAMENTO TEÓRICO

A erosão do solo pode ser dividida em normal e acelerada (Ayres, 1936). A primeira pode ser definida como a erosão que ocorre na superfície terrestre, refletindo uma condição natural de equilíbrio ou como parte do ciclo geológico (denudação). Já a segunda representa o resultado da quebra desse estado de equilíbrio, causado pelo aumento significativo da remoção dos materiais geológicos, podendo ser natural ou antrópica (Bennett, 1939 *apud* Zachar, 1982).

Nas regiões tropicais ou subtropicais úmidas, os processos erosivos são provocados principalmente pela ação das chuvas (erosão hídrica) combinada com a ocupação territorial, quase sempre iniciada pelo desmatamento e seguida pelo cultivo agrícola e de pastagens, construção de estradas e caminhos. A formação e expansão de núcleos urbanos, principalmente quando esse é feito de forma desordenada e inadequada, configura-se como um desencadeador fundamental e decisivo da formação de processos erosivos acelerados.

A erosão acelerada, segundo diversos autores (Bennett, 1939 *apud* Zachar, 1982; Morgan, 1996; Vandaele *et al.*, 1996), pode ser de dois tipos, dependendo da forma como o escoamento superficial acontece: laminar, quando causada por escoamento difuso das águas das chuvas, resultando na remoção progressiva dos horizontes superficiais do solo, e linear, quando causada por concentração das linhas de fluxo das águas de escoamento superficial, resultando em incisões na superfície do terreno (na forma de sulcos, ravinas e voçorocas). Dentre estes, as voçorocas são as mais preocupantes e o estágio mais avançado.

As voçorocas consistem no desenvolvimento de canais devido ao fluxo superficial concentrado, associados a variações de resistência ao cisalhamento dos materiais geológicos, correspondendo, portanto, à evolução gradual do processo de ravinamento, até atingir o lençol freático. Segundo Lal (1990), as voçorocas são feições erosivas que não podem ser controladas através de manejo por máquinas agrícolas comuns. Alguns autores definem largura e profundidades a partir das quais as voçorocas podem ser classificadas, mas estas variam muito. Por exemplo, Kronen (1990) considera voçorocas feições com largura maior que 3 m, e Frendrich (1997) considera com profundidade superior a 1m. Com relação ao mecanismo, define-se que é o processo pelo qual a água do escoamento superficial acumulado flui repetidas vezes no mesmo canal removendo o solo até profundidades consideráveis, variando da ordem de metro a dezenas de metros (SSSA, 2001).

Assim, com base nos inúmeros estudos já realizados, pode-se concluir que os fatores mais importantes para desencadeamento desses processos são: o índice pluviométrico, erodibilidade dos materiais geológicos presentes (litologia e materiais inconsolidados), forma do relevo (landforms) e uso e ocupação do solo. A ação do Homem geralmente é um dos fatores modificadores que provocam o desequilíbrio e, conseqüentemente, o início do processo erosivo.

Autores como Pouquet (1951), Pichler (1953), Higgins *et al.*, (1990), Fiore e Soares (1976) Morgan (1996), Vandaele *et al.*, (1996) e Poesen *et al.*, (2003) consideram que as voçorocas apresentam os seguintes estágios de evolução:

1º Estágio - Inicial: formam-se pequenos sulcos ou reentrâncias nas encostas, devido a diversos fatores associados, tais como: forma da encosta, características dos materiais geológicos, escoamento superficial, índice pluviométrico e uso e ocupação. O resultado é a formação de um canal principal definido e de uma escarpa de cabeceira, onde se desenvolvem fluxos críticos acelerando o processo erosivo. Nesta fase, os vales predominantes são em forma de V e o talvegue do canal normalmente apresenta diversos degraus.

2º Estágio - Intermediário: nesta fase, ocorre progressão acelerada da cabeceira da feição através do aprofundamento do canal e progressão para montante e lateral, ocasionada por processos de erosão gerada por escoamento sub-superficial (piping) e instabilidade das paredes. Nesta fase, os canais passam a ter uma base larga e o talvegue do canal apresenta-se mais contínuo (menor número de degraus).

3º Estágio - Maduro: nesta fase, não ocorre mais aprofundamento. A feição erosiva apresenta normalmente a forma em U, não há um número significativo de degraus e a progressão predominante é lateral. Devido a estes fatos, continuam ocorrendo deslizamento das paredes e fenômenos do tipo “piping”. Em muitos casos, as voçorocas apresentam largura maior que a altura nesta fase.

4º Estágio - Senil: a partir do ponto onde a feição erosiva torna-se uma feição estável de relevo. De acordo com Pichler (1953), podem ser consideradas inativas.

Brice (1966) e outros autores como Morgan (1996) classificaram as voçorocas em três tipos quanto à distribuição espacial: de cabeceira, de encosta e de fundo de vale, sendo as duas primeiras as formas predominantes.

As voçorocas, ao contrário das erosões laminares e lineares do tipo sulco e ravina, apresentam maior grau de dificuldade para utilização de procedimentos padronizados com vistas à definição de suas dimensões e estudos dos fatores controladores, por constituírem formas erosivas sem controle e de rápida evolução.

Poesen *et al.*, (2003) sugerem um grupo de técnicas laboratoriais e de campo para estudo de voçorocas em diferentes escalas de tempo, a saber:

Para voçorocas com menos de 10 anos: devem ser adotados procedimentos de campo (levantamento topográfico, medidas de dimensão das feições, uso de fotografias terrestres, medidas das taxas de sedimentação, colocação de pinos e monitoramento da morfologia das feições) e de sobrevoos regulares de baixa altitude.

Para voçorocas de 10 a 70 anos: utilizar fotografias aéreas de diferentes períodos, métodos dendrocronológicos, estudo da sequência de desenvolvimento da vegetação, ensaios de erodibilidade e caracterização geotécnica.

Para voçorocas com idade superior a 70 anos: para estes casos devem ser utilizados dados históricos, documentos pré-existent e várias técnicas de datação dos depósitos decorrentes do processo erosivo.

Especialmente, as áreas com feições erosivas devem ser estudadas a partir de registros de fotos aéreas convencionais e de baixa altitude associados a trabalhos de campo, visando o mapeamento da variabilidade dos materiais geológicos, usos e ocupação, assim como das feições.

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho foi desenvolvido de tal maneira que informações de uma grande quantidade de aspectos do meio ambiente fossem obtidas e que as análises fossem tanto temporal quanto espacial, semelhante a trabalhos desenvolvidos na China por Deyi (2005) e segundo as premissas da FAO (1996).

Com o objetivo de estabelecer uma caracterização preliminar da área, foi realizado um levantamento de estudos prévios desenvolvidos, assim como de mapas, fotografias aéreas e de dados pluviométricos que, associados a trabalhos de fotointerpretação, possibilitaram identificar preliminarmente suas características geológicas, geomorfológicas, climáticas, de cobertura vegetal e de tipos de uso e ocupação do solo. Aspectos da evolução temporal e espacial das feições foram obtidos a partir das fotografias aéreas existentes: 1962 (1:25.000), 1972 (1:25.000), 1978 (1:30.000), 1995 (1:25.000) e 2000 (1:30.000).

Os dados pluviométricos foram tratados e avaliados para identificar e confirmar sua relação com as chuvas orográficas que ocorreram na região e são um fator importante para compreender a dinâmica do processo erosivo.

Foram definidas microbacias a partir da fotointerpretação das fotos aéreas do ano 2000 (escala 1:30.000) por serem o registro fotográfico mais recente da área. Tais microbacias, depois de digitalizadas no mapa-base, foram associadas com a área urbana, drenagem e obras na área, o que possibilitou a análise das vazões e as obras associadas a cada microbacia.

Para complementar estas informações, foram realizados trabalhos de campo principalmente para definição dos perfis dos materiais inconsolidados e delimitação das unidades. Associados a esta atividade, foram avaliados as formas de ocupação instaladas, características das feições e registros das técnicas de controle aplicadas, a partir de fotografias terrestres e medidas de campo.

Foi realizada uma fase específica de amostragem retirando-se amostras deformadas e indeformadas representativas das unidades de materiais geológicos e de ensaios em campo de condutividade hidráulica com permeâmetro do tipo Guelphi. Com base nesses resultados, foi possível caracterizar os materiais geológicos através dos seguintes ensaios de laboratório: massa específica dos sólidos, granulometria conjunta, massa específica aparente seca, compactação Proctor Normal, ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de adsorção de azul de metileno e de erodibilidade, conforme descritos e modificados por Pejon (1992).

Desenvolveu-se, então, uma análise de todas as informações obtidas nas etapas anteriores e, em seguida, foram elaborados os mapas de materiais inconsolidados, de landfoms, de documentação e de feições erosivas (1962, 1978, 1972, 1988, 1995 e 2000), carta de declividade e, finalizando, elaborou-se uma análise combinada da evolução dos processos erosivos.

4 – CARACTERÍSTICAS GERAIS DA ÁREA

A área de estudo está localizada no Município de São Pedro, a leste da área urbana e à margem esquerda da rodovia SP-191 (São Pedro - Charqueada). Está compreendida entre as coordenadas UTM 201716/203735E e 7502072/7504000N da zona 23S, perfazendo uma área aproximada de 2 Km², que corresponde à porção das cabeceiras do Córrego do Tucum (Figura 1).

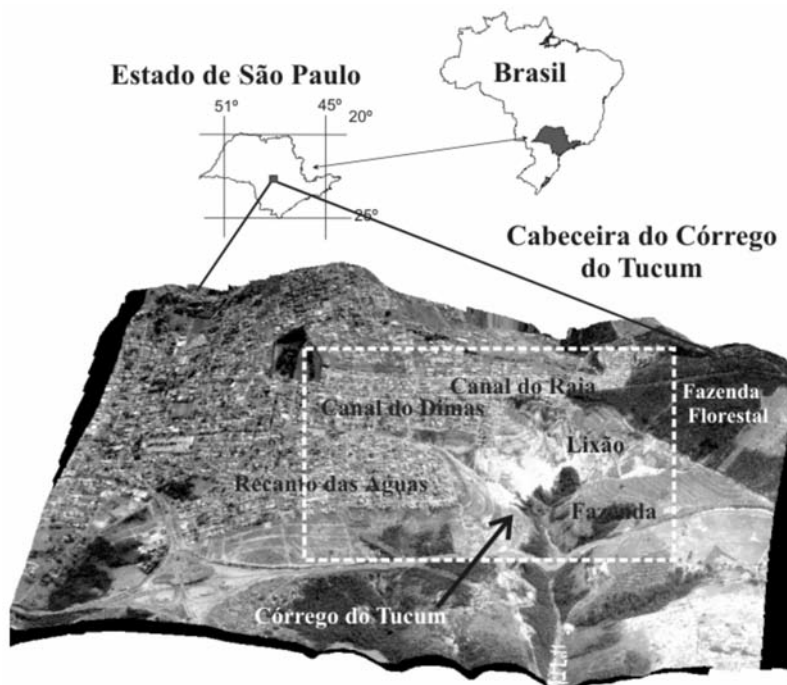


Fig. 1 – Localização da cabeceira da bacia do córrego Tucum em modelo digital de terreno sobreposto à fotografia aérea de 2000.

A área insere-se na divisão geomorfológica da depressão periférica, nas proximidades das cuestas basálticas (Pejon, 1992), com um relevo suave sob a forma de colinas com encostas convexas e côncavo-convexas. Seu substrato rochoso é constituído de arenitos de granulação média a fina, de diversas colorações, com estratificação plano-paralela e cruzada, com diferentes tipos de cimento, pertencentes à Formação Pirambóia (Tr-J).

Os materiais inconsolidados encontrados são, predominantemente, de origem retrabalhada e, em segundo, lugar residual. A vegetação natural encontra-se praticamente destruída, permanecendo apenas na proximidade ao córrego Tucum. As pastagens e reflorestamento (eucalipto) predominam na área.

O clima da região enquadra-se, segundo a classificação de Koppen, como CWa, com média anual variando de 1.400 a 2.227mm. Analisando-se a distribuição mensal no período de 47 anos (novembro 1942 a julho 2000), pode-se observar grandes taxas pluviométricas, com médias mensais acima de 300mm e diárias acima de 80mm. Tal fato ocorre principalmente nos meses mais chuvosos, de novembro a fevereiro. Devido à proximidade da Serra de São Pedro, podem ocorrer eventos de chuvas intensas com o caráter orográfico de até 124mm por dia, ou mesmo de 1mm/min em 2horas, como ocorrido em 2005.

4.1 – Trabalhos prévios na área

O primeiro de vários trabalhos desenvolvidos na área foi de Fiori-Oka (1980), que fez um uma descrição geral dos materiais geológicos e da presença de fenômenos de erosão acelerada no município de São Pedro. Pejon (1992) realizou trabalho de mapeamento geotécnico, que produziu a carta de risco potencial de erosão acelerada por ravinas e voçorocas na escala 1:100.000. Francincani (1995) fez uma análise da influência das estruturas e tectônica no desenvolvimento das voçorocas da região de São Pedro. Além destes, podem ser citados trabalhos de caráter específico como: IPT(1991), que fez o cadastro das feições do Município de São Pedro, com o objetivo de orientar o controle a erosão; Santoro (1991), que realizou a caracterização geotécnica dos “sedimentos” das voçorocas presentes na área próxima aos Bairros São Dimas e Recanto das Águas a partir de 10 pontos de amostragem; IPT(1993), que obteve um diagnóstico sobre as voçorocas do córrego do Tucum e avaliou as obras de contenção executadas a partir das recomendações feitas em 1991; e Silva (2003), que realizou mapeamento geotécnico da Bacia do córrego do Tucum e elaborou a carta de susceptibilidade a erosão e de prognóstico ao desenvolvimento de erosões lineares na escala 1:10.000.

5 – RESULTADOS

5.1 – Precipitação

Na Figura 2(a) observam-se os dados da precipitação mensal durante o período de 1942 a 2000. A partir destes dados, observa-se que em 41 meses choveu acima de 280mm, principalmente nos meses de janeiro e fevereiro. Um evento mensal importante com valor superior a 600mm ocorreu em 1995, provocando a reativação descontrolada das feições erosivas presentes na área e, como consequência principal, o rompimento do aterro da estrada SP-191, que recobria a tubulação do córrego do Tucum.

Na Figura 2(b), observa-se a relação das precipitações diárias do período de 1942 a 2000. Constata-se que valores diários acima de 80mm ocorreram 23 vezes nos 58 anos, ou seja, em média

a cada 2 anos ocorre pelo menos uma vez chuva crítica. Eventos de chuvas intensas de até 124mm por dia foram observados em dezembro de 2000, reativando as feições erosivas e tendo como consequência a decretação, pela prefeitura municipal, do estado de alerta e a retirada de moradores das encostas destas feições, devido ao surgimento de grandes ravinas e ao movimento de material geológico das encostas.

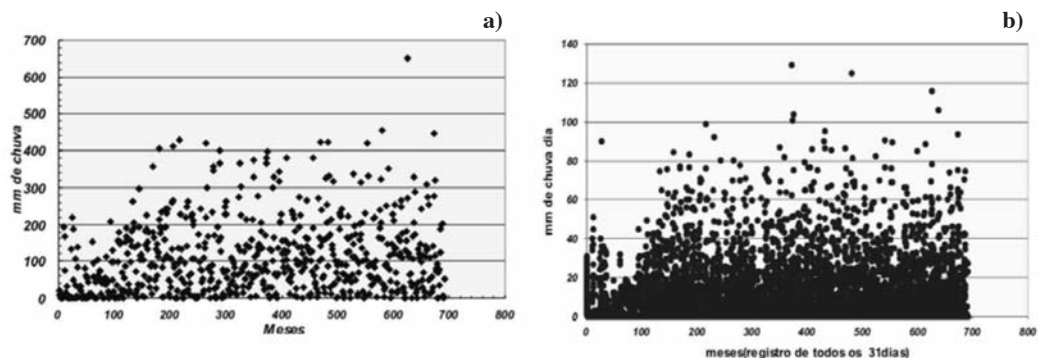


Fig. 2 – (a) Total mensal de chuva em mm e (b) Total diário de chuva em mm, no município de São Pedro de novembro de 1942 a julho de 2000, SIGRH (2004).

5.2 – Relevo e usos

A área é constituída por encostas retilíneas, côncavas e convexas combinadas de diferentes maneiras que sofreram modificações devido ao processo erosivo e movimentos de terra realizados para correção e contenção das feições erosivas. A declividade da área foi dividida em 8 classes que variam de <2% a >75%, com predomínio de 2 a 10%. Já os terrenos inclinados a ligeiramente inclinados com declividades superiores a 10% são áreas que, associadas a outros fatores do meio, estão mais sujeitas à instalação de feições erosivas.

As principais formas de uso e ocupação identificadas nas cabeceiras do córrego do Tucum foram as seguintes: cobertura vegetal natural, reflorestamento, campo antrópico/pastagem, área urbana consolidada, área urbana em consolidação, área urbana parcelada, favelas, disposição de resíduos e sistema viário.

5.3 – Bacias hidrográficas

Na cabeceira da bacia do córrego Tucum, foram separadas 3 drenagens (do Dimas, Raia e Florestal) e individualizadas 19 sub-bacias de primeira ordem (Figura 3), que se juntam formando o canal principal do Tucum.

Para cada subbacia, foram calculados o tempo de concentração, a vazão de pico e o tempo de pico (tempo que leva para que ocorra a vazão de pico) a partir de uma combinação de procedimentos constantes do método proposto pelo U.S. Soil Conservation Service (SCS) e considerando 12 eventos de chuvas representativos para a região (Quadro 1).

Considerando-se as características hidráulicas dos materiais geológicos e os eventos de chuva, as vazões no canal do Dimas (1, 2, 3, 4, 5, 6 e 7) não ultrapassam 16m³/s, enquanto nas sub-bacias do Raia (1c, 2c, 3c, 4c, 5c e 6c) variam de 5,5 a 9,2 m³/s e na área da fazenda e Florestal (1d, 2d, 3d, 4d e 5d) as vazões de pico variam de 4,5 a 11,2 m³/s. Ressalte-se que as maiores vazões ocorrem nas bacias 7 e 8 no Tucum, que variam de 35 a 40 m³/s nos eventos mais críticos de chuva.

Quando se avalia a intensidade de chuva, as mais críticas para área são aquelas com 40mm/h ou maiores e com duração igual ou superior a 1 hora.

Para todas as sub-bacias há o predomínio de tempo de pico menor que 1 hora. Portanto, ele é muitas vezes menor que a duração das chuvas.

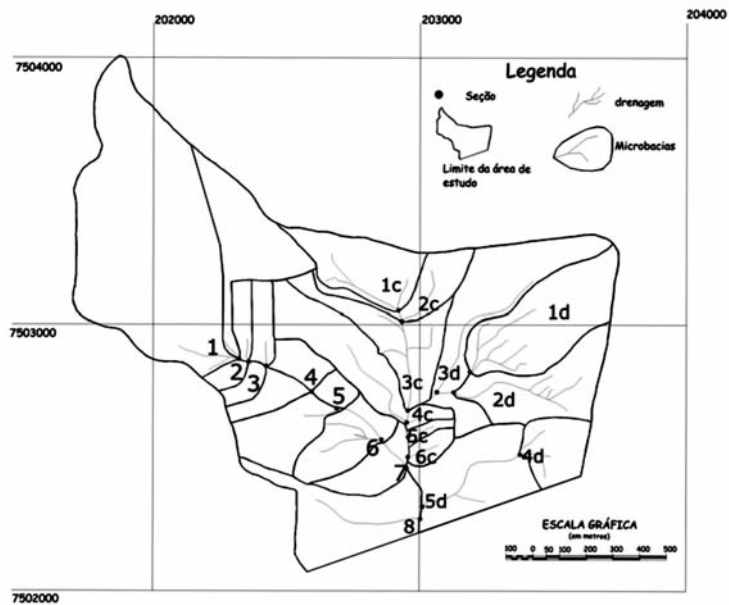


Fig. 3 – Mapa de sub-bacias definidas para a cabeceira do córrego do Tucum. Observar os pontos considerados na estimativa da vazão de pico.

5.4 – Materiais inconsolidados e caracterização geológico-geotécnica

O mapa de materiais inconsolidados (Figura 4) retrata as unidades de materiais inconsolidados que foram classificados a partir da gênese em residuais, retrabalhados e rocha alterada. Na área, os materiais retrabalhados representam 80% e afloram nos topos e nas encostas. Os materiais residuais e rocha alterada ocupam os 20% restantes, geralmente encontrados nas encostas dos vales e locais onde estes materiais foram expostos devido à escavação para construção de cordões de nível. Os materiais inconsolidados superficiais (<1m) mudam, constantemente, suas características devido à intensa movimentação de máquinas para aterro das feições e reconstrução dos cordões, principalmente antes dos períodos mais chuvosos.

No Quadro 2, encontram-se os tipos de materiais inconsolidados, suas características geotécnicas básicas e os resultados dos ensaios laboratoriais.

Os valores da condutividade hidráulica dos materiais variam de $1,93 \times 10^{-5}$ a $2,4 \times 10^{-6}$ m/s; o ângulo de atrito interno, de 23° a 25°, a coesão varia de 11 a 18 kPa; a capacidade de troca catiônica é predominantemente inferior a 2 cmol⁺/kg e a superfície específica é menor que 20 m²/g.

No Quadro 3, apresenta-se a descrição das unidades de materiais inconsolidados. As unidades foram definidas tanto no que diz respeito à associação dos tipos de materiais inconsolidados no perfil (variação vertical) quanto no aspecto de distribuição areal da associação dos tipos de materiais inconsolidados.

Quadro 1 – Estimativa para tempo de pico Tp (h) e vazão de pico Qp (m³/s) para 12 diferentes eventos de chuva registrados entre o ano de 2000 e 2002.
 * Intensidade mm/minuto. ** Duração (horas)

Bacia	A (m²)	Qp (m³/s)																							
		Eventos Comuns - Típicos para Área																							
		Evento 1	Evento 2	Evento 3	Evento 4	Evento 5	Evento 6	Evento 7	Evento 8	Evento 9	Evento 10	Evento 11	Evento 12												
		≤ 0,2*	1**	0,3	1	0,5	0,75	0,7	1	1,1	0,6	1,3	0,5	1	0,3	1,61	0,17	1,4	0,2	1,33	0,3	0,2	3	0,2	12
		Qp	Tp	Qp	Tp	Qp	Tp	Qp	Tp	Qp	Tp	Qp	Tp	Qp	Tp	Qp	Tp	Qp	Tp	Qp	Tp	Qp	Tp	Qp	Tp
1	567746,92	2,52	0,59	3,49	0,59	5,24	0,47	6,2	0,59	9,203	8,3	10,4	0,34	8,76	0,26	11,2	0,18	9,65	0,18	10,4	0,22	2,11	1,59	1,04	6,09
2	599439,61	2,64	0,59	3,66	0,59	5,48	0,47	6,5	0,59	9,611	8,7	10,8	0,34	9,10	0,26	11,5	0,18	10,0	0,18	10,8	0,22	2,22	1,59	1,10	6,09
3	639273,24	2,79	0,60	3,86	0,60	5,77	0,48	6,9	0,60	10,07	9,2	11,3	0,35	9,46	0,27	11,8	0,19	10,2	0,19	11,1	0,23	2,36	1,60	1,17	6,10
4	694747,45	3,25	0,61	4,68	0,61	7,13	0,49	9,4	0,61	13,41	12,4	15,0	0,36	11,3	0,28	13,5	0,20	11,5	0,20	13,2	0,24	3,19	1,61	2,07	6,11
5	777017,60	3,60	0,62	5,21	0,62	7,93	0,50	10,6	0,62	14,94	13,8	16,7	0,37	12,4	0,29	14,6	0,21	12,4	0,21	14,3	0,25	3,61	1,62	2,41	6,12
6	843605,81	3,76	0,64	5,41	0,64	8,15	0,51	10,8	0,64	15,06	14,0	16,8	0,39	12,4	0,30	14,5	0,22	12,3	0,22	14,3	0,26	3,75	1,64	2,39	6,14
7	1828133,26	8,01	0,65	11,5	0,65	17,3	0,53	23,0	0,65	31,79	29,7	35,3	0,40	26,0	0,32	29,9	0,24	25,4	0,24	29,8	0,28	8,06	1,65	5,18	6,15
8	1952206,00	8,53	0,66	12,3	0,66	18,5	0,54	25,1	0,66	34,38	32,3	38,1	0,41	27,4	0,33	31,1	0,25	26,4	0,25	31,3	0,29	8,86	1,66	6,01	6,16
1c	90946,630	0,48	0,53	0,69	0,53	1,09	0,41	1,36	0,53	2,106	1,87	2,43	0,28	2,05	0,20	2,98	0,12	2,54	0,12	2,57	0,16	0,42	1,53	0,24	6,03
2c	139061,070	0,73	0,53	1,05	0,53	1,66	0,41	2,06	0,53	3,191	2,83	3,68	0,28	3,09	0,20	4,45	0,12	3,79	0,12	3,86	0,16	0,64	1,53	0,37	6,03
3c	228499,660	1,13	0,57	1,61	0,57	2,49	0,45	3,16	0,57	4,686	4,24	5,32	0,32	4,25	0,24	5,52	0,16	4,70	0,16	5,11	0,20	1,03	1,57	0,61	6,07
4c	341473,220	1,67	0,58	2,39	0,58	3,68	0,45	4,69	0,58	6,927	6,28	7,85	0,33	6,24	0,24	8,05	0,16	6,86	0,16	7,49	0,20	1,53	1,58	0,91	6,08
5c	349499,590	1,75	0,58	2,53	0,58	3,93	0,46	5,20	0,58	7,588	6,91	8,59	0,33	6,55	0,25	8,27	0,17	7,01	0,17	7,81	0,21	1,69	1,58	1,13	6,08
6c	365183,440	1,79	0,59	2,59	0,59	4,01	0,47	5,33	0,59	7,702	7,05	8,69	0,34	6,55	0,26	8,11	0,18	6,87	0,18	7,75	0,22	1,75	1,59	1,18	6,09
1d	150458,300	0,81	0,54	1,17	0,54	1,86	0,42	2,42	0,54	3,672	3,29	4,22	0,29	3,35	0,21	4,64	0,13	3,93	0,13	4,15	0,17	0,75	1,54	0,50	6,04
2d	256508,260	1,35	0,55	1,96	0,55	3,09	0,43	4,05	0,55	6,078	5,47	6,95	0,30	5,45	0,22	7,35	0,14	6,22	0,14	6,67	0,18	1,27	1,55	0,85	6,05
3d	402507,060	2,08	0,56	3,02	0,56	4,74	0,44	6,24	0,56	9,273	8,4	10,6	0,31	8,19	0,23	10,8	0,15	9,11	0,15	9,93	0,19	1,99	1,56	1,33	6,06
4d	53631,210	0,31	0,52	0,45	0,52	0,72	0,40	0,95	0,52	1,484	1,31	1,72	0,27	1,39	0,19	2,08	0,11	1,75	0,11	1,77	0,15	0,29	1,52	0,21	6,02
5d	172836,06	0,91	0,57	1,34	0,57	2,11	0,44	2,86	0,57	4,223	3,83	4,81	0,32	3,62	0,23	4,71	0,15	3,97	0,15	4,38	0,19	0,90	1,57	0,68	6,07

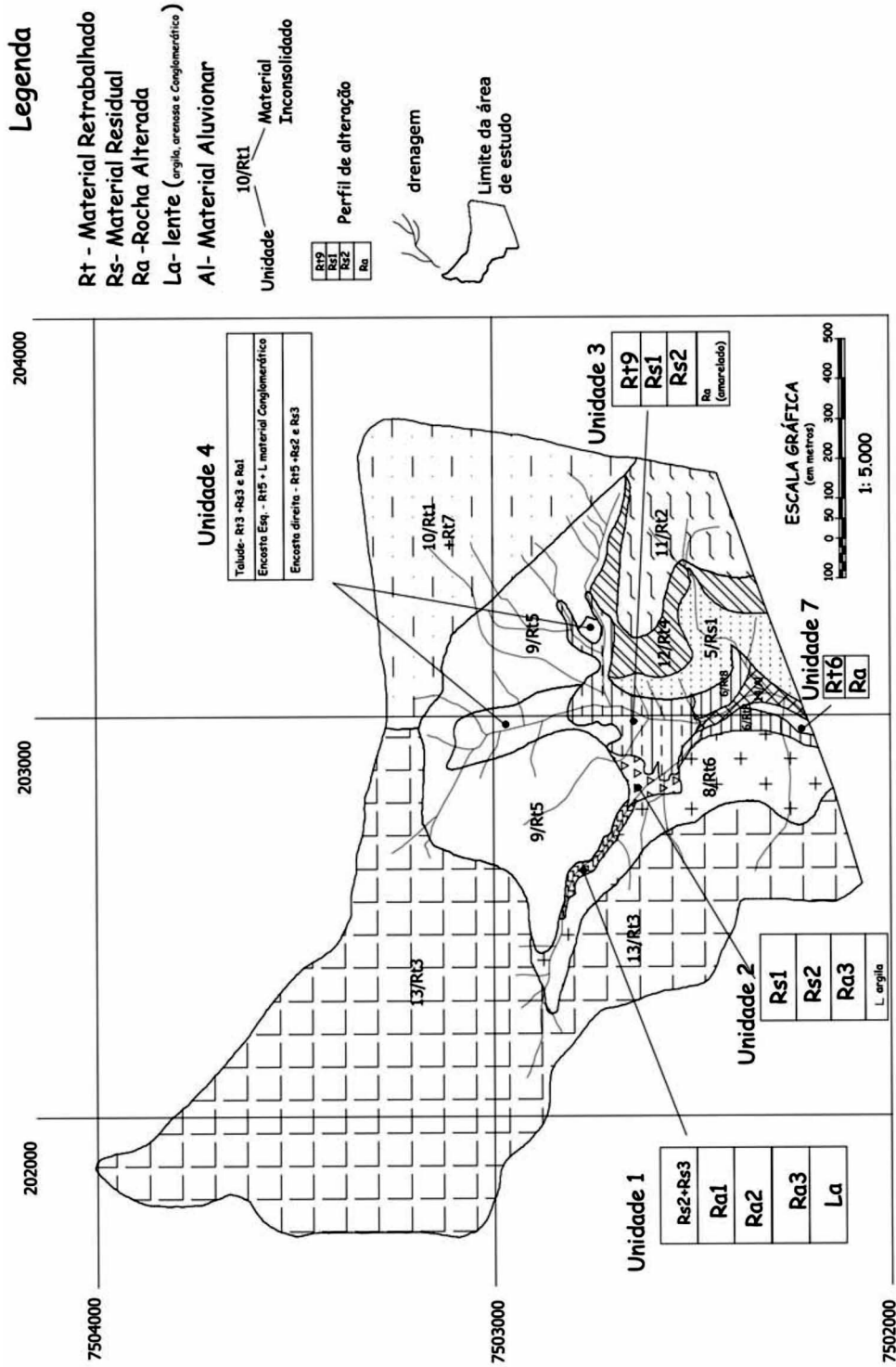


Fig. 4 – Mapa de materiais consolidados.

Quadro 2 – Resultados dos ensaios laboratoriais e em campo.

Material	Descrição	Granulometria (%)										Erodibilidade			Compactação (Proctor Normal)		Índices Físicos Naturais							
		Argila		Silte		Areia			Grossa		Pm (%)	Sm		E40 Méd	γ_{dmax} (kN/m ³)	W _{ót} (%)	γ_s (kN/m ³)		γ_{dc} (kN/m ³)		e		n (%)	
		Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Média	Min	Máx							Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx
Rt1	Retrabalhado topo Florestal	15,5	15,9	1,0	3,4	23,5	27,7	3,0	6,8	3,0	6,8	69,86	1,42	0,80	19,5	10,1	26,1	26,8	16,9	17,2	0,54	0,56	35,2	36,1
Rt2	Rt topo Fazenda	7,5	8,5	1,1	2,6	25,2	41,1	48,9	57,2	2,7	7,8	67,54	1,93	1,03	19,1	8,5	26,3	2,67	16,0	17,7	0,49	0,67	32,8	40,1
Rt3	Rt topo Urbana	8,3	10,1	1,4	2,4	32,4	38,2	48,3	53,7	1,7	3,3	74,10	1,80	0,97	18,9	9,0	25,9	2,67	16,3	17,4	0,52	0,59	34,0	37,0
Rt4	Rt encosta Fazenda	5,4	---	1,8	---	35,8	---	53,0	---	4,0	---	13,16	2,09	6,36	---	---	27,1	---	17,1	---	0,59	---	37,1	---
Rt5	Rt encosta entre Dimas/Raia/Lixão	6,7	12,1	1,2	4,1	27,5	36,5	49,3	55,0	3,7	5,0	72,14	1,65	0,93	19,3	9,5	26,1	2,65	16,1	17,5	0,54	0,64	34,9	39,2
Rt6	Rt encosta lado direito Dimas	4,5	9,4	1,7	3,5	23,6	52,0	39,0	58,5	1,8	6,5	77,35	1,82	0,94	18,4	9,0	26,6	2,79	17,0	17,6	0,52	0,58	34,4	36,6
Rt7	Rt pedregulho	8,7	---	2,2	---	26,1	---	57,0	---	6,0	---	74,16	2,20	1,19	19,2	9,5	26,9	---	18,3	---	0,47	---	32,1	---
Rt8	Rt aluvião	4,2	---	3,0	---	32,8	---	55,0	---	5,0	---	24,27	1,72	2,83	---	---	26,1	---	16,8	---	0,56	---	35,7	---
Rt9	Rt com MO	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
Rs1	Residual esbranquiçado	10,2	10,5	1,4	1,8	27,7	46,4	39,4	53,5	2,6	6,5	51,02	1,54	1,44	19,4	8,5	26,7	27,2	17,0	17,9	0,49	0,60	32,7	37,3
Rs2	Residual amarelado	3,3	3,7	3,9	4,0	29,4	36,7	51,0	55,6	5,0	7,4	69,05	1,76	1,01	18,0	9,0	26,9	27,0	17,6	17,7	0,52	0,53	34,3	34,6
Rs3	Residual rosado	3,5	---	1,8	---	43,7	---	50,1	---	0,9	---	79,95	0,96	0,48	18,7	6,5	2,69	---	17,5	---	0,55	---	35,5	---
Ra1	Rocha alterada clara, ainda com acastanhamento	1,4	3,3	2,3	2,6	49,1	54,9	40,0	50,9	0	0	74,81	1,24	0,66	---	---	26,5	26,8	17,3	17,7	0,51	0,54	33,9	34,9
Ra2	Rocha alterada com faixas de cimento escuro	2,1	---	5,2	---	47,7	---	45,0	---	0	---	56,25	0,16	0,15	---	---	26,9	---	17,5	---	0,54	---	34,9	---
Ra3	Rocha alterada com cimento escuro	7,7	---	5,2	---	47,0	---	40,0	---	0	---	79,96	0,91	0,45	18,3	11,2	27,2	---	1,79	---	0,55	---	35,5	---
La	Lente entre rocha alterada	1,8	---	1,4	---	31,8	---	61,3	---	3,7	---	80,68	1,06	0,52	17,4	9,0	26,2	---	16,5	---	0,58	---	33,8	---

--- apenas uma amostra coletada ou não foi coletada amostra para este ensaio; Rt - retrabalhado; Rs - residual; Ra - rocha alterada; La - lente; Rt9 - material não amostrado, mas descrição de campo; MO - matéria orgânica; Min - mínimo; Máx - máximo; Pm - índice de perda por imersão; Sm - índice de absorção médio; E40 - índice de erodibilidade; Pejón (1992); γ_{dmax} - peso específico aparente seco máximo; W_{ót} - unidade ótima; γ_s - peso específico dos sólidos; γ_{dc} - peso específico aparente seco de campo - método do anel, Zuquette (1993); e - índice de vazios; n - porosidade

Quadro 3 – Descrição das unidades de materiais inconsolidados.

Unidade	Associação de tipos de materiais inconsolidados	Características geológicas e geotécnicas básicas
1	Rs2 e Rs3(1 a 3m)/ Ra1(0,5 a 2m)/ Ra2(1 a 2m)/La	Em parte, esta unidade encontra-se recoberta por materiais retrabalhados escorregados das unidades 8 e 9 e apresenta lente arenosa entre rocha alterada.
2	Rs1(0,5 a 2m) / Rs2(± 1m)/ Ra3	O material Rs1 pode estar parcialmente recoberto por material retrabalhado enriquecido com matéria orgânica, e abaixo do Ra3 ocorre uma fina lente de argila.
3	Rt9(±1m)/ Rs1(±0,5m)/Rs2(<0,5 m)	O Rt9 é enriquecido com matéria orgânica recobrindo materiais inconsolidados Rs1 e Rs2. Abaixo do Rs2 ocorre uma lente argilosa de 0,20m. Na base, há arenito amarelado pouco alterado com estratificação plano paralela e bastante endurecido. Isto se deve ao fato da possível flutuação do nível de água.
4	Rt3/Rs3/Ra1/ Rt5 (espessura total-variável em função da distribuição)	Localmente ocorre uma lente de material conglomerático de matriz arenosa de coloração rosada com seixos de argilito, com espessura de 0,5 a 1m. Na encosta direita do canal do Raia, ocorre alternância lateral entre os materiais retrabalhados Rt5 e os residuais Rs2 e Rs3, devido ao trabalho de tratores na área para construção de cordões.
5	Rs1(3m)	Ocorre camada superficial de 0,2m enriquecida de matéria orgânica.
6	Rt9	Enriquecido de matéria orgânica, bastante vegetada.
7	Rt6(1m)	Apresenta certa laterização (mosqueado), recobrindo rocha alterada de coloração amarelada.
8	Rt6(3 a 5m)	Apresenta-se bastante vegetada nos cordões superiores, e com o processo erosivo relativamente estável.
9	Rt5(2 a 10m)	Este material ocupa as encostas do Raia.
10	Rt1(6m)/ Rt7	Linha de seixos de 0,3 m de espessura separa o Rt1 dos residuais. Este se mostra como um material importante no contexto da evolução dos processos erosivos na área, por apresentar-se naturalmente mais compacto que os outros materiais.
11	Rt2(5m)	Tendo uma camada de 0,5m enriquecida de matéria orgânica.
12	Rt4(± 5m)	Ocorre na encosta da drenagem na porção esquerda da bacia.
13	Rt3(2 a 12m)	Representa a maior extensão dentre todas as unidades e apresenta poucas porções ainda não ocupadas pelas atividades urbanas.
14	Rt8(1m)	Material aluvionar, de coloração branca, lateral ao talveque do córrego do Tucum

5.5 – Evolução das feições

Com base nas fotografias aéreas (Figura 5) e nos registros de campo, foi elaborado um inventário das feições erosivas (Quadro 4) divididas em 6 etapas em termos de evolução: 1º Etapa (feições pré 1962), 2º Etapa (1962-1978), 3º Etapa (1978-1988) - efeitos da expansão urbana, 4º Etapa (1988-1995), 5º Etapa (1995-2000) e 6º Etapa (2000- 2006) - efeitos das obras na área.

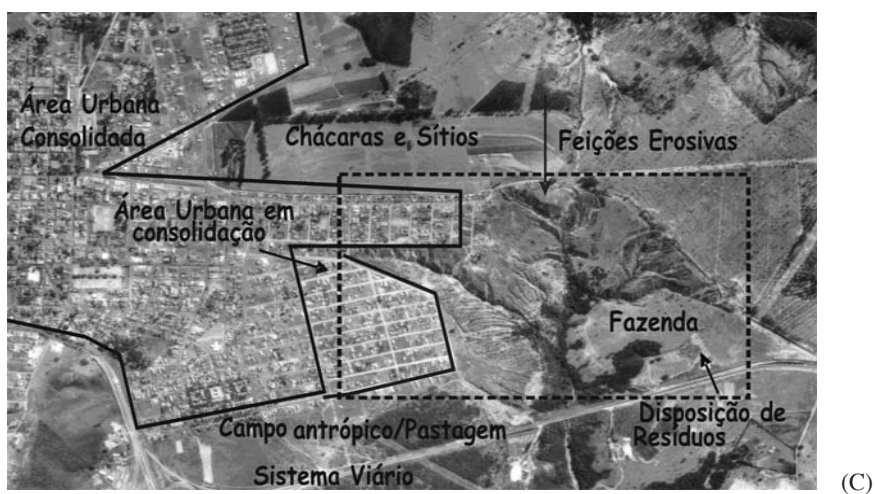
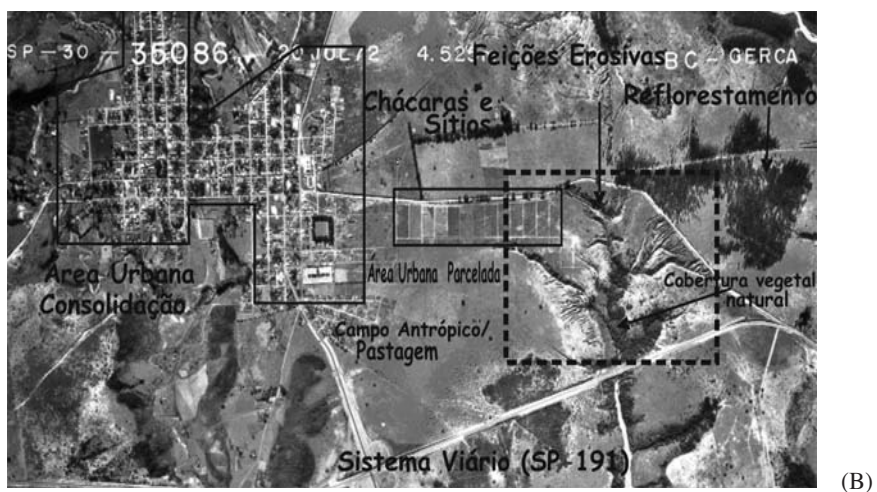
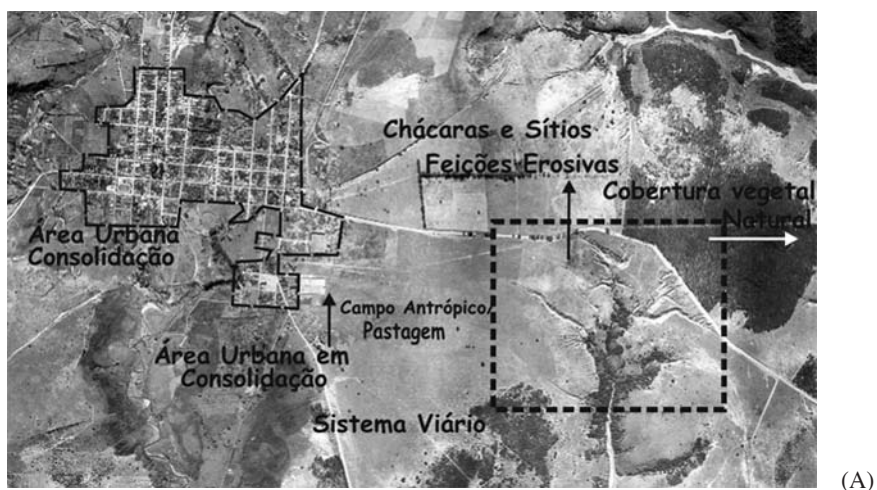


Fig. 5 – Fotografias aéreas da área de estudo em 1962 (A), 1972 (B), 1978(C), 1988 (D), 1995 (E) e 2000 (F) mostrando os principais uso e ocupação do solo e a evolução das feições erosivas.

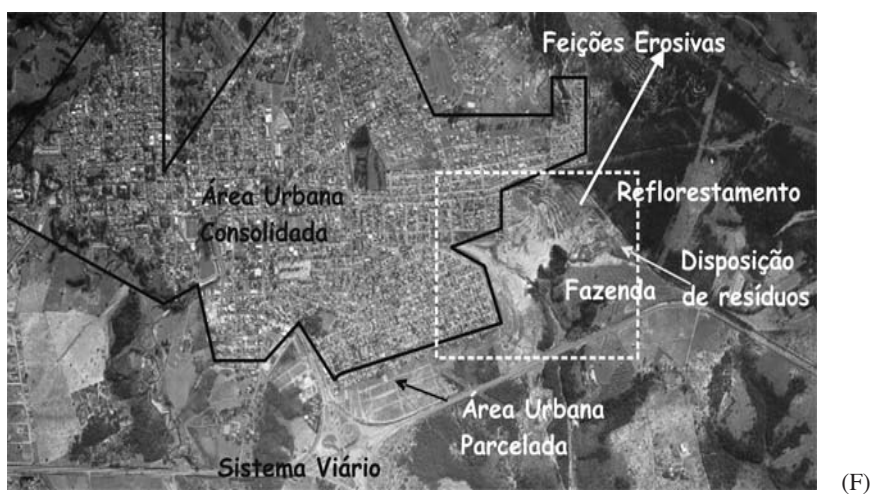
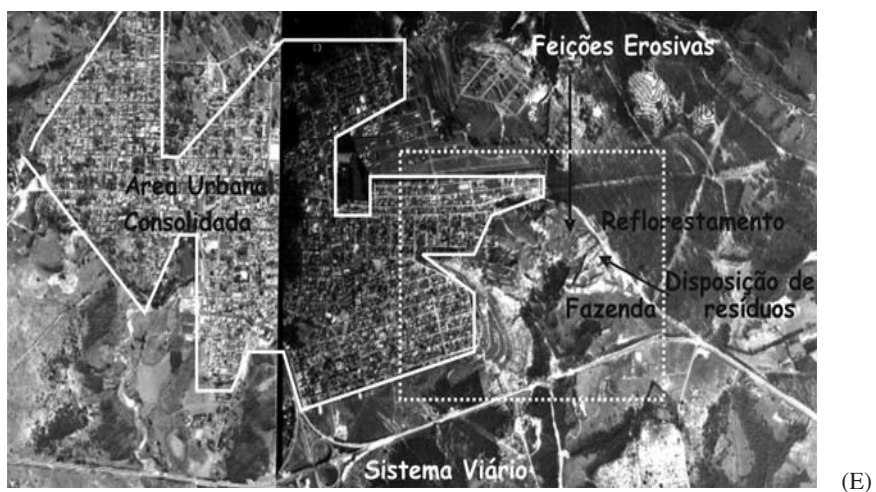
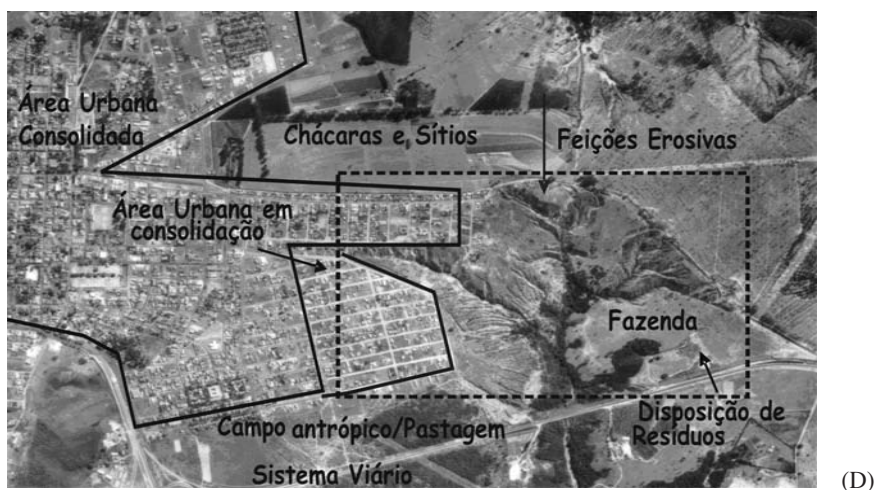


Fig. 5 (continuação) – Fotografias aéreas da área de estudo em 1962 (A), 1972 (B), 1978(C), 1988 (D), 1995 (E) e 2000 (F) mostrando os principais uso e ocupação do solo e a evolução das feições erosivas.

Quadro 4 – Resultado geral do cadastro das feições erosivas.

Anos Feições erosivas	1962 (5a)	1972 (5b)	1978 (5c)	1988 (5d)	1995 (5e)	2000 (5f)	2005
Concentração de sulcos	07	09	06	02	02	03	02
Ravinas	03	03	04	11	09	04	01
Voçorocas	03	03	03	05	05	03	04
Voçorocas c/ Ravinas	03	03	03	03	03	01	----
TOTAL	16	15	16	21	19	11	07

As três maiores e principais feições foram identificadas desde 1962, o que significa que os problemas causados pela erosão já perduram por mais de 40 anos. Pode-se notar ainda um aumento progressivo do número de feições, diminuição do número de concentrações de sulcos e aumento do número de feições do tipo ravina e voçoroca a partir de feições de menor porte ao longo dos anos até 1988.

A partir de 1992, com início da implantação de técnicas de controle e recuperação, percebe-se que houve uma diminuição progressiva do número de todos os tipos de feições e no número total, mostrando, que estas técnicas mostram certo grau de eficiência em alguns locais.

Em 1995 e 2000, ocorreram dois intensos eventos pluviográficos que proporcionaram intensa propagação e deflagração de novas feições com a destruição parcial das obras executadas.

Atualmente as feições erosivas encontravam-se em atividade, com processos de escorregamento das paredes, condução e concentração de águas pluviais, presença de “piping”, sulcos nas encostas cortando os “boulders” e presença do lençol freático aflorante.

A voçoroca do Raia até então estabilizada, apresentou em janeiro de 2003 os primeiros vestígios de reativação e a voçoroca do Recanto das Águas encontra-se parcialmente controlada devido ao desvio das águas pluviais e da rede de esgoto.

6 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Mesmo considerando-se as características de infiltração elevada ($K \approx 10^{-5}$ m/s), a maioria das chuvas que ocorrem na região e que são representadas pelos 12 eventos (Quadro 1) podem produzir escoamento superficial, agindo, portanto, como deflagrador e/ou intensificador dos processos erosivos.

Analisando o tempo de pico nas 19 seções estudadas, observa-se que somente os eventos 8 e 9 de chuva apresentam duração menor que tempo de pico máximo obtido para a seção número 8. Isto significa que tempo de pico é muito próximo ou menor que a duração das chuvas, mantendo a vazão de pico, pelo menos, até alguns minutos depois da chuva.

Os materiais geológicos da área apresentam, predominantemente, alta susceptibilidade à erosão, visto que os resultados dos ensaios de erodibilidade apresentaram índice E40 (Pejon, 1992) menor que 1, refletindo também a textura arenosa (areia média e areia fina totalizando até 90%) e a pouca expressividade de material fino da ordem de até 15%, assim como o ângulo de atrito e coesão baixas. Para alguns materiais, o índice de erodibilidade foi maior do que 1 (baixa erodibilidade), devido à presença de matéria orgânica, raízes e seixos, não refletindo seu real comportamento

de alta erodibilidade em campo. Quando da instalação dos processos erosivos, grande parte dos materiais residuais estava recoberta pelos retrabalhados. Portanto, a deflagração inicial das feições foi instalada a partir dos materiais retrabalhados. Durante parte da “evolução” destas feições, elas encontravam-se inteiramente associadas a estes materiais.

Dentre os materiais retrabalhados, ocorre uma camada de espessura da ordem de 1m, com pedrisco (material Rt7) e com compactação maior do que os outros (peso específico seco de 1,8g/cm e grau de compactação de 96%). Esta camada está posicionada acima dos materiais residuais e deve ter sido um condicionamento importante na propagação das feições erosivas, devido à menor facilidade de infiltração das águas.

Em relação aos landforms, observa-se que apesar da pequena extensão existem diversos elementos que representam as diferentes condições de geometria vertical e lateral. Porém, as medidas de controle não foram implantadas respeitando a geometria do terreno.

A área é constituída por encostas com perfil misto com combinação entre côncava, convexa e retilínea, e em todas as encostas o terço médio e inferior côncavos–retilíneos foram afetados pelo processo erosivo.

Destaca-se que as principais feições erosivas são de cabeceira e fundo de vale, enquanto o predomínio das ramificações são de encostas de acordo com a classificação de Brice (1966). Tais condições foram desenvolvidas em função da concentração de águas superficiais em pontos específicos, como nas porções mais elevadas dos talvegues dos canais de drenagem. Tais concentrações foram provocadas pela combinação de elementos de terreno coletores e a implantação de obras e outros tipos de uso e ocupação, como a construção da antiga estrada de terra São Pedro-Charqueada e da urbanização.

Pode-se verificar que a feição do Dimas apresenta propagação lateral, mas tem seu nível de base próximo do nível de base mínimo da área, assim como a do Raia, representado pelo canal do córrego do Tucum, enquanto a feição e as ramificações da Fazenda ainda apresentam potencial para propagação em profundidade.

O cadastramento das feições foi fundamental para o melhor conhecimento da distribuição espacial e temporal das erosões. Assim, pôde-se delimitar as áreas de maior concentração na cabeceira e como elas evoluíram. O levantamento das áreas de controle e recuperadas foi importante para a melhor compreensão do processo, tornando possível a análise da eficiência das medidas adotadas. Dentre os principais condicionantes do processo erosivo, estão as formas de uso a montante da bacia.

Verifica-se que a ocupação urbana avançou predominantemente na porção montante, desde o divisor de águas. Atualmente, cerca de 50% da área da bacia está urbanizada. Ela apresenta, portanto, uma geração de escoamento superficial muito elevado, condicionando um grande volume de água que aumenta a vazão de pico e diminui os tempos de concentração e de pico.

A análise da evolução histórica realizada nas fotografias aéreas demonstrou que as feições erosivas não foram formadas pela expansão urbana, mas foram intensificadas consideravelmente por esta, e também, pela execução de obras de controle que não levaram em consideração as características geológico-geotécnicas particulares de cada feição e a dinâmica natural da bacia.

Estes fatores evidenciam a importância do entendimento da evolução dos processos erosivos em áreas urbanas como uma ferramenta útil no planejamento territorial, pelo fato de direcionar as novas obras a serem executadas, sua forma de execução e manutenção. Desta forma, auxiliam no desenvolvimento de uma gestão ambiental mais equilibrada.

Áreas até então estabilizadas tornam-se alvo de manejo inapropriado, como a retirada da vegetação já desenvolvida e a falta de um critério de acompanhamento técnico das obras de contenção destas feições. As máquinas agrícolas utilizadas nestas obras ficam pelo período de um mês em posse do município, que direciona o fechamento das feições que podem sofrer manejo por este tipo de máquina. No entanto, quem decide como e de que forma vão ser reconstruídos os cordões e aterradas as feições é o próprio operador.

Analisando-se as técnicas de controle utilizadas na área percebe-se que, em sua maioria, são adequadas ao fim que se destinam, ou seja, o controle de erosão. No entanto, verifica-se que sua implantação sem um projeto técnico adequado e sua execução por empresas sem experiência no controle de erosão tem levado a uma ineficiência grande em algumas partes da área estudada.

Portanto, em função do dimensionamento, posicionamento e implantação das obras de drenagem de águas pluviais, cordão de nível, aterramento entre as outras técnicas descritas, pode-se considerá-las inadequadas. Já em relação aos tipos, pode-se considerar que em parte se enquadram como adequados.

7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A sistemática de estudo adotada mostrou-se compatível com as metodologias internacionais de estudo de feições erosivas e eficiente na concepção de um entendimento global da evolução das feições erosivas na área, auxiliando, desta forma, no entendimento claro das causas da ocorrência destas feições e sua relação com o meio.

As alterações provocadas pela expansão urbana e ampliação da malha viária na bacia desde 1962 até os dias atuais vêm acelerando consideravelmente a ampliação das áreas afetadas pelos processos erosivos.

As feições da Florestal, Raia e Recantos das águas apresentam-se hoje bem mais controladas do que antes da execução destas obras no ano de 1991. Desta forma, as perspectivas futuras são de que as feições cheguem ao estágio inativo e recebam obras de contenção mais efetivas, baseadas num rigor técnico, desde sua concepção até a sua manutenção.

Tendo em vista os resultados do presente estudo, pode-se concluir que há necessidade de uma avaliação das formas de controle adotadas, de uma proposição de novas técnicas de controle destas feições e de um plano de ação eficaz como parte da gestão da área. Uma avaliação destas obras ao longo dos anos e os custos associados podem mostrar claramente a importância de estudos geológico-geotécnico como base para implantação de tal tipo de obra.

Um dos principais condicionantes da evolução do processo erosivo foram as formas de uso da parte montante da bacia, sendo o principal deflagrador o escoamento superficial gerado pelas chuvas principalmente na parte urbanizada da bacia. A taxa do escoamento superficial tem aumentado com o avanço da ocupação e do posicionamento das ruas no sentido da maior declividade de cada encosta, normalmente ortogonal às feições existentes.

Outro condicionante importante foi a diversidade de materiais nos perfis de alteração, apesar do mesmo substrato rochoso. Em diferentes localizações, a rocha se expõe (arenitos da Formação Pirambóia) em diferentes condições de alteração.

Estes materiais, apesar de apresentarem-se, em princípio, semelhantes em termos dos resultados dos ensaios, mostraram-se com diferentes comportamentos frente aos processos erosivos, evi-

denciando a importância de sua detalhada identificação e divisão em unidades baseadas nas características genéticas.

Ressalte-se que, se houvesse um aproveitamento de todos os estudos realizados na área pelos diferentes profissionais que auxiliaram o município no controle do problema, tais perdas poderiam não ter ocorrido ou ter sido minoradas. Mas o fato é que as obras executadas não têm o devido critério técnico e foram executadas por pessoas não especializadas, ocasionando dimensionamento inadequado, por exemplo, dos cordões e a retirada da vegetação já implantada.

Estes fatores evidenciam a importância do entendimento da evolução dos processos erosivos em áreas urbanas como uma ferramenta útil no planejamento territorial, pelo fato de direcionar as novas obras a serem executadas, sua forma de execução e manutenção, auxiliando, portanto, no desenvolvimento de uma gestão territorial mais equilibrada.

8 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a instituição CAPES pelo apoio financeiro fornecido na forma de bolsa de mestrado, o qual possibilitou a elaboração deste trabalho.

9 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ayres, Q. C. (1936) – Soil erosion and its control. McGraw-hill Book Company, New York and London. 365p.
- Bennett, M. (1939) – Soil Conservation. New York, McGraw-Hill. 993 p.
- Brice, J. C. (1966) – Erosion and depositon in the loess-mantled Great Plains, Medicine Creek drainage basin, NebrasK. U.S. Geological Survey Professional Paper 352-H, p.255-339.
- Deyi, W. (2005) – A case study of successful watershed management in Wuhua County, Guangdong Province, China. Página consultada em 2005.
<<http://www.fao.org/docrep/X5669E/x5669e05.htm#types%20of%20soil%20erosion>>
- Fiori, O. C.; Soares, P. C. (1976) – Aspectos Evolutivos das Voçorocas. Notícias Geomorfológicas. Campinas. V16. Nº 32. p 114-124.
- Freundrich, R. (1997) – Erosão Urbana. In: Freundrich, R., Obladen, N. L., Aisse, M. M. & Garcias, C. M. – Drenagem e Controle da Erosão Urbana. Editora Ibrasa, Cap.1, p.17-49.
- Fiore-Oka, C. (1980) – Contribuição ao estudo das formações superficiais das quadrículas de Piracicaba e São Pedro – Dissertação de Mestrado- UNESP - Rio Claro. 121p.
- Francincani, E. M. (1995) – Influência da estrutura e tectônica no desenvolvimento de boçorocas na Região de São Pedro-SP- Dissertação de Mestrado - UNESP - Rio Claro. 124p.
- FAO (1996) – Land husbandry – Components and strategy. Soil Bulletin nº 70, 114p.
- Higgins, C. G.; Hill, B. R.; Lehhe, A. K. (1990) – Gully Development, Colorado, U.S. Geological Society of America Special Paper 252, Chapter 6 p.139-155.
- IPT, Instituto de Tecnologias do Estado de São Paulo (1991) – Orientações para o combate à erosão no Estado de São Paulo - Bacia do Médio Tietê. Convênio DAEE/IPT. São Paulo. 3v.(Relat., 29004).

- IPT, Instituto de Tecnologias do Estado de São Paulo (1993) – Diagnóstico e recomendações sobre a boçoroca do Córrego Tuncum, município de São Pedro, SP. São Paulo. (IPT Relatório, 31675).
- Kronen, M. A. (1990) – A erosão do solo de 1952 a 1985 e seu controle no Paraná. Boletim Paranaense de Geografia, V. 6/7, p3-16.
- Lal, R. (1990) – Soil Erosion in the Tropics. McGraw-Hill. Estados Unidos da América. 580p
- Morgan, R. P. C. (1996) – Erosión y conservación del suelo. Ediciones Mundi-Prensa. Madrid. 343p.
- Martinez-Casanovas, J. A. (2003) – A spatial information technology approach for the mapping and quantification of gully erosion- Catena 50. 293-308p.
- Nordstrom, K. F. (1988) – The effect of erosion rate on vegetation patterns of an east coast barrier island, Estuarine, Coastal, and Shelf Science, 26:233-242.
- Øygarden, L. (2003) – Rill and gully development during an extreme winter runoff event in Norway. Catena 50, 217-242.
- Oostwoud Wijdenes, D.; Poesen, J.; Vandekerckhove, L.; Ghesquiere, M. (2000) – Spatial distribution of gully-head activity and sediment supply along an ephemeral channel in a Mediterranean environment. Catena nº 39, p 147-167.
- Pichler, E. (1953) – Boçorocas. Boletim da Sociedade Brasileira de Geologia - SBG, 2 (1): p.3-16.
- Pejon, O. J. (1992) – Mapeamento Geotécnico Regional da Folha de Piracicaba-SP (Escala 1: 100.000): Estudo de Aspectos Metodológicos, de Caracterização e de Apresentação de tributos. Tese de Doutorado: EESC/USP. São Carlos – SP.224p.
- Poesen, J.; Nachtergaele, J.; Verstraeten, G.; Valentin, C. (2003) – Gully erosion and environmental change: importance and research needs- Catena 50. p91-133.
- Pouquet, J. (1951) – L'Érosion. Presses Universitaires de France. Paris, 126p.
- Ries, J. B.; Marzloff, I. (2003) – Monitoring of gully erosion in the Central Ebro Basin By large-scale aerial photography taken from a remotely controlled blimp. Catena 50. 309-328p.
- Santoro, J. (1991) – Fenômenos Erosivos acelerados região de São Pedro-SP. Estudo da fenomenologia com ênfase geotécnica. Dissertação de Mestrado. IGCE – UNESP. Rio Claro. 139p
- SIGRH (2004) – Banco de dados pluviométricos do estado de São Paulo. Página consultada em 2004: <<http://www.sigrh.sp.gov.br>>
- Soil Science Society of América (2001) – Glossary of soil science terms. Soil Science Society of Ameica, Madison, WI, <http://www.soil.org/ssagloss>
- Silva, A. F. (2003) – Mapeamento Geotécnico e análise dos Processos Erosivos na Bacia do Córrego Tucum, São Pedro-SP, Escala 1:10.000- Dissertação de Mestrado. USP- São Carlos – SP. 133p.
- Vandaele, K.; Poesen, J.; Govers, G.; Wesemael, B. V. (1996) – Geomorphic threshold conditions for ephemeral gully incision. Geomorfology nº 16, p 161-173.
- Valentin, C.; Poesen, J.; Yong LI (2005) – Gully erosion: Impacts, factors and control. Catena nº 63, p 132-153.
- Zachar, D. (1982) – Soil Erosion; Elsevier Scientific Publishing Company. 548p.
- Zuquette, L. V. (1993) – Importância do mapeamento geotécnico no uso e ocupação do meio físico: fundamentos e guia de elaboração. São Carlos, 2v. Tese (Livre Docência) - EESC/USP (SP).

MODELAÇÃO DE UMA ARGILA – VALIDAÇÃO EXPERIMENTAL

Modelling of a clay - Experimental validation

Paulo José da Venda Oliveira*

Luís Joaquim Leal Lemos**

RESUMO – Neste trabalho apresentam-se os resultados experimentais obtidos com a argila de Santa Clara num estado reconstituído com o objectivo de se verificar a sua possível modelação. Após breve discussão dos modelos Cam Clay, Cam Clay Modificado (estabelecidos para condições isotrópicas) e Melanie (baseado em condições Ko), são analisados os resultados de duas séries de ensaios drenados, confrontando-se a zona de início de cedência de cada provete com a superfície de plastificação preconizada pelos respectivos modelos. Complementarmente, testa-se a adequabilidade das leis de fluxo preconizadas pelos modelos ao comportamento do solo. Finalmente, com base nos resultados experimentais da argila de Santa Clara apresenta-se uma proposta para a Superfície de Estado Limite global.

SYNOPSIS – In this work it is presented the experimental results on remoulded samples of Santa Clara clay and studied the possibility of using existing numerical models, namely: hardening elastic-plastic models, using isotropic consolidation (Cam-Clay, Modified Cam-Clay); and using Ko consolidation (Melanie model). The yield surface and the flow rule of the models are evaluated. Finally, with the experimental results of Santa Clara clay, a Limit State Surface is put forward.

PALAVRAS CHAVE – Modelação de argilas, lei de fluxo, cedência.

1 – INTRODUÇÃO

O desenvolvimento tecnológico registado nas últimas décadas, nomeadamente em termos de meios computacionais, transformou por completo diversos sectores da sociedade contemporânea. Inevitavelmente, a Geotecnia também tem sido influenciada por esta dinâmica, que tem induzido a alteração de atitude por parte da comunidade geotécnica, nomeadamente nos procedimentos de abordagem a novos problemas. Assim, actualmente a utilização de meios de cálculo automático é essencial na análise da generalidade dos problemas geotécnicos, permitindo a simulação de problemas de elevada complexidade num curto intervalo de tempo e com reduzido custo, promovendo a despistagem de erros e facilitando a tomada de decisão em geotecnia.

Para se tirar partido desta sofisticação tecnológica, têm surgido diversos programas de cálculo automático, em geral baseados no método dos elementos finitos, ou afins, que incorporam leis constitutivas que pretendem simular o comportamento dos solos. Estas leis são geralmente de dois tipos: (i) leis simples, com poucos parâmetros, de fácil determinação experimental e interpretação física, mas que reproduzem deficientemente o comportamento dos solos naturais em todos as suas vertentes; (ii) leis complexas, compostas por um número excessivo de parâmetros, alguns sem

* Professor Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, E-mail: pjvo@dec.uc.pt.

** Professor Catedrático, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra,
E-mail: llemos@dec.uc.pt.

significado físico, e cuja determinação experimental é morosa e que em geral envolvem a realização de ensaios complexos, os quais exigem equipamento sofisticado. No entanto, todos os modelos, independentemente da sua complexidade, apresentam limitações no campo de aplicação, sendo desenvolvidos para simular o comportamento de um numero restrito de casos e de um tipo particular de solo.

O presente trabalho visa verificar se o comportamento da argila de Santa Clara é reproduzido por dois modelos baseados em condições isotrópicas, modelos Cam Clay e Cam Clay Modificado, e pelo modelo Melanie, baseado em condições anisotrópicas. O estudo compreende a verificação da superfície de cedência e da lei de fluxo. As amostras utilizadas são reconstituídas* para minimizar a variabilidade, tendo sido efectuados duas séries de ensaios drenados com provetes ligeiramente sobreconsolidados sujeitos a diferentes trajectórias de tensões, visando a reconstituição da superfície de cedência.

2 – CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS TEÓRICOS

Seguidamente descrevem-se os principais aspectos dos três modelos elastoplásticos em análise: (i) modelo Cam Clay (CC), (ii) modelo Cam Clay Modificado (CCM), (iii) modelo Melanie (MEL). A descrição incide fundamentalmente na definição da superfície de cedência e da lei de fluxo, aspectos estes em análise no presente trabalho. Em termos gerais, estes modelos pressupõem no interior da superfície de cedência um comportamento elástico, originando o seu atravessamento deformações plásticas.

2.1 – Modelos de “Cambridge”

Os modelos CC e CCM, designados por modelos de “Cambridge”, são baseados em condições isotrópicas, sendo as suas superfícies de cedência definidas em função da tensão de préconsolidação média, p'_c , de acordo com:

$$\text{Modelo CC} \quad F = F(\sigma'_{ij}, p'_c) = \ln \frac{p_c}{p'} - \frac{\eta}{M} = 0 \quad (\text{com } \eta = q/p') \quad (1)$$

$$\text{Modelo CCM} \quad F = F(\sigma'_{ij}, p'_c) = \frac{q^2}{M^2} + p'(p' - p'_c) = 0 \quad (2)$$

representando p' a tensão média efectiva, q a tensão distorcional e M o declive da Linha do Estado Crítico (LEC) no referencial p' - q ,

Na Figura 1 ilustram-se as superfícies de cedência dos modelos citados, que apresentam formas diferenciadas, exibindo o modelo CC um desenvolvimento em forma de amêndoa, distinta da forma elíptica apresentada pelo modelo CCM. Este facto condiciona o ponto de intersecção da LEC com a superfície de cedência, correspondendo no caso do modelo CC a $p'_c/2,7$, inferior ao obtido com o modelo CCM, $p'_c/2,0$ (Venda Oliveira, 2000).

* A reconstituição do solo consistiu na preparação de amostras remexidas com um índice de liquidez de cerca de 1,2, sendo posteriormente consolidadas de modo a se reproduzir o processo de sedimentação.

Estes modelos utilizam uma lei de fluxo associada, pelo que a superfície de potencial plástico coincide com a superfície de cedência, sendo por conseguinte o vector das deformações plásticas perpendicular à superfície de cedência (Figura 1).

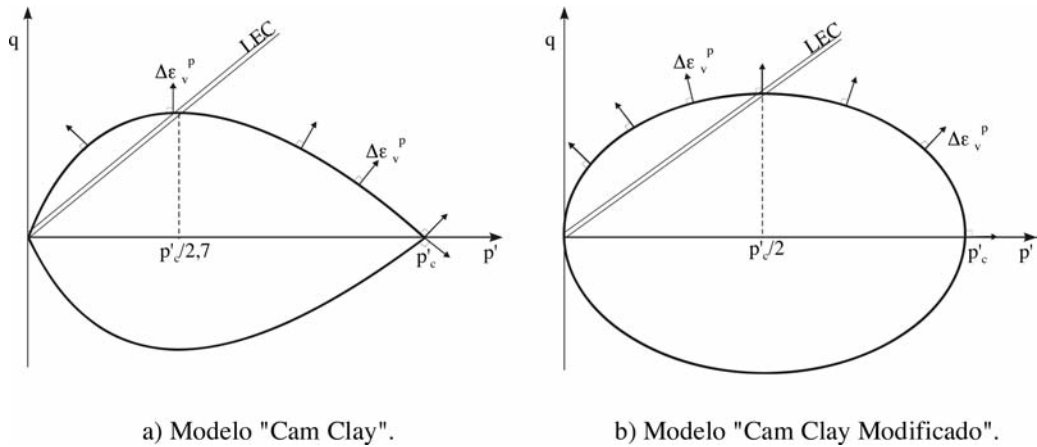


Fig. 1 – Representação da lei de fluxo dos modelos de “Cambridge”.

2.2 – Modelo Melanie

Desenvolvido nos anos oitenta no “*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*” (LCPC) para simular o comportamento de argilas naturais, o modelo Melanie (MEL) baseia-se em condições anisotrópicas, sendo a superfície de cedência representada por uma elipse cujo eixo principal coincide com a linha “Ko” (Figura 2), descrita matematicamente no plano p' - q por (Magnan, 1986):

$$F(p', q, K) = A^2 \left(p' \cos \theta + q \sin \theta - \frac{K}{AC} \right)^2 + B^2 (q \cos \theta - p' \sin \theta)^2 - \frac{K^2}{C^2} = 0 \quad (3)$$

com:

$$\theta = \arctg \left[\frac{3(1 - K_{o(nc)})}{1 + 2K_{o(nc)}} \right] \quad (4)$$

$$A = 2 (\sin \theta + \cos \theta) \quad (5)$$

$$B^2 = \frac{A^2 \cos \theta}{C \sin^2 \theta} \left(\frac{2}{A} - C \sin \theta \right) \quad (6)$$

representando $K_{o(nc)}$ o coeficiente de impulso em repouso referente ao estado normalmente consolidado, C uma constante de valor 0,6 e K o parâmetro de endurecimento, o qual é descrito por:

$$K = \frac{p'_c}{2} A.C. (\cos \theta + \tg \theta \sin \theta) \quad (7)$$

O modelo MEL utiliza uma lei de fluxo não associada, traduzida pela orientação do vector das deformações plásticas com a direcção da bissectriz entre a normal à elipse e a linha que une a origem e o ponto de plastificação (Figura 2).

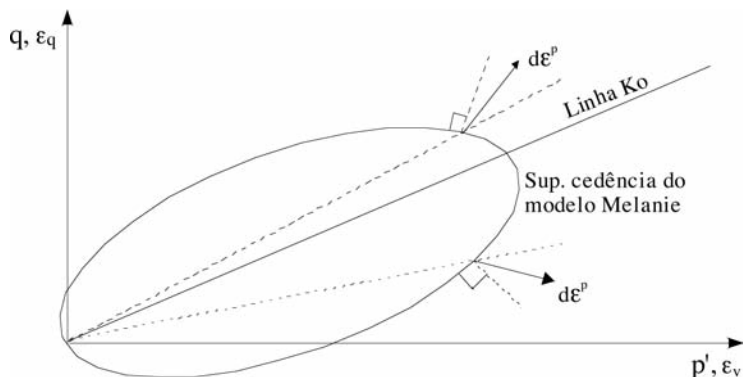


Fig. 2 – Representação da superfície de cedência e da lei de fluxo do modelo Melanie.

3 – DEFINIÇÃO DO PONTO DE CEDÊNCIA E DO VECTOR DAS DEFORMAÇÕES PLÁSTICAS

Nos itens seguintes tecem-se algumas considerações sobre a metodologia utilizada na identificação do ponto/zona em cedência e sobre o procedimento usado para estimar a direcção do vector das deformações plásticas.

3.1 – Ponto/zona em cedência

A definição da superfície de cedência exige a identificação do ponto de cedência (provável), que corresponde à variação de declive da curva da extensão volumétrica ou da extensão axial com a tensão média efectiva ($\epsilon_{vol}-p'$ ou $\epsilon_{ax}-p'$), de acordo com a metodologia preconizada na Figura 3 (Mouratidis e Magnan, 1983; Graham e Lau, 1988). Esta metodologia é semelhante à proposta de Casagrande para a determinação da tensão de pré-consolidação (Jamiolkowski *et al.*, 1977). Como a definição de um ponto de cedência envolve alguma ambiguidade, complementa-se este com a estimativa de uma zona de provável início de cedência, que inclui o ponto de cedência mais provável.

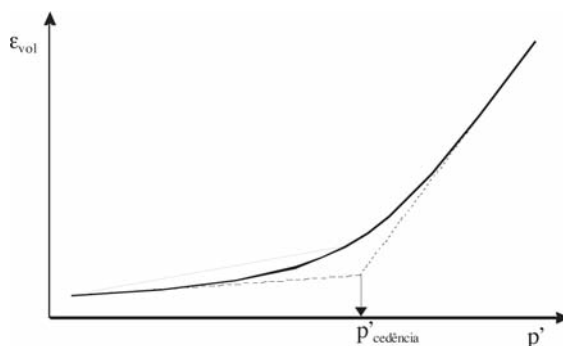


Fig. 3 – Definição do ponto de cedência teórico (Venda Oliveira, 1992).

3.2 – Vector das deformações plásticas

A avaliação do vector das deformações plásticas baseia-se no conceito de que o comportamento elástico está associado à evolução ao longo de uma linha “κ” (linha de descarga/recarga no referencial $\ln p'-e$), estando as deformações plásticas relacionadas com a mudança de linha “κ”. Assim, as deformações volumétricas e distorcionais elásticas são calculadas respectivamente por (Atkinson e Bransby, 1978):

$$\Delta \epsilon_v^e = \frac{\kappa}{(1+e).p'} . \Delta p' \quad (8)$$

$$\Delta \epsilon_q^e = \frac{2.\kappa.(2+\nu)}{9.(1+e).p'.(1-2\nu)} . \Delta q \quad (9)$$

representando e o índice de vazios, ν o coeficiente de Poisson e κ o declive da linha de descarga/recarga no referencial $\ln p'-e$. As componentes da deformação plástica são determinadas deduzindo a componente elástica à deformação global, de acordo com:

$$\Delta \epsilon_v^p = \Delta \epsilon_v - \Delta \epsilon_v^e \quad (10)$$

$$\Delta \epsilon_q^p = \Delta \epsilon_q - \Delta \epsilon_q^e \quad (11)$$

As componentes volumétrica e distorcionais globais, $\Delta \epsilon_v$ e $\Delta \epsilon_q$, são determinadas num estado triaxial para um dado incremento de carga, de acordo com as seguintes relações:

$$\Delta \epsilon_q = \frac{2}{3} . (\Delta \epsilon_v - \Delta \epsilon_r) \quad (12)$$

$$\Delta \epsilon_v = (\Delta \epsilon_{ax} + 2\Delta \epsilon_r) \quad (13)$$

representando $\Delta \epsilon_{ax}$ e $\Delta \epsilon_r$ os incrementos de deformação axial e radial, respectivamente.

4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 – Principais parâmetros da argila

Seguidamente analisam-se os resultados experimentais da argila de Santa Clara, cujas principais propriedades físicas se apresentam no Quadro 1 (Venda Oliveira, 1992). A compressibilidade é caracterizada por $\kappa = 0,006$ e $\lambda = 0,045$, representando λ o índice de compressibilidade no referencial $\ln p'-e$. A linha de estados críticos é definida por $M = 1,35$ e $\Gamma = 1,77$, sendo Γ o volume específico $(1+e)$ correspondente a $p'=1$.

4.2 – Comparação com os modelos de “Cambridge”

A análise da possível modelação do comportamento da argila de Santa Clara pelos modelos CC e CCM, é efectuada com base em quatro ensaios drenados efectuados com trajectórias: (i) $q/p'=5$, (ii) $q/p'=3$, (iii) $q/p'=2,5$, (iv) $q/p'=1$. Estes provetes encontram-se inicialmente num estado ligeiramente sobreconsolidado ($OCR=2$), visando desta forma a identificação do ponto de cedência.

Quadro 1 – Principais propriedades físicas da argila de Santa Clara (Venda Oliveira, 1992).

Comp. da fracção	W_L (%)	W_P (%)	IP (%)	Granulometria			Gs	Act.	Classif.
				Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)			
Ilite (55%) Caulinite (45%)	42,5	20,0	22,5	32	36	24	2,69	0,70	CL

W_L – limite de liquidez; W_P – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade;

Gs – densidade das partículas do solo; Act. – actividade da argila.

Na Figura 4 apresentam-se os resultados experimentais, bem como a aplicação da metodologia citada para a identificação do ponto de cedência mais provável e da zona que delimita o início de cedência. Na Figura 5 confrontam-se os pontos/zonas em cedência de cada ensaio com a trajectória não drenada de um provete normalmente consolidado e com as superfícies de cedência preconiza- das pelos modelos CC e CCM. Constata-se uma melhor aproximação ao modelo CC, o que vem corroborar os resultados de Banerjee e Stipho (1978) com amostras de Caulinite.

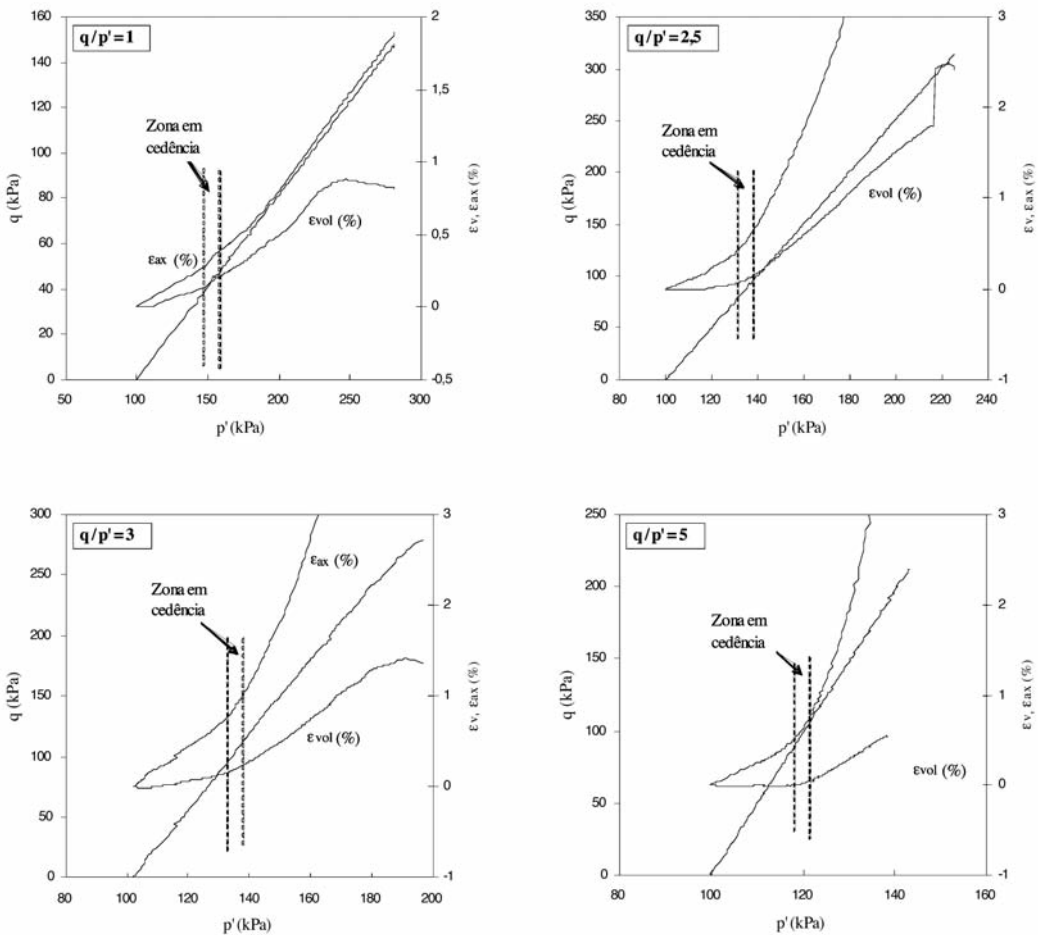


Fig. 4 – Identificação dos pontos / zonas em cedência em ensaios isotrópicos.

Na Figura 5 observa-se que a trajectória de tensões do ensaio não drenado se localiza no interior da estimativa para a zona em cedência, constatando-se mesmo uma boa aproximação ao ponto de cedência mais provável. Estes resultados são consistentes com os obtidos por Gens (1982), os quais permitem constatar que a superfície que melhor delimita a zona “quase-elástica” da zona “plástica” corresponde à trajectória não drenada de uma amostra normalmente consolidada.

Na Figura 6 compara-se para cada trajectória drenada a resultante do vector de deformação plástica com as superfícies de cedência preconizadas pelos dois modelos isotrópicos analisados. Perpendicularmente ao vector de deformação plástica resultante é traçada uma linha, que pretende representar a direcção da superfície de potencial plástico nesse ponto, permitindo a comparação com a superfície de cedência, e assim verificar se a lei de fluxo é associada ou não.

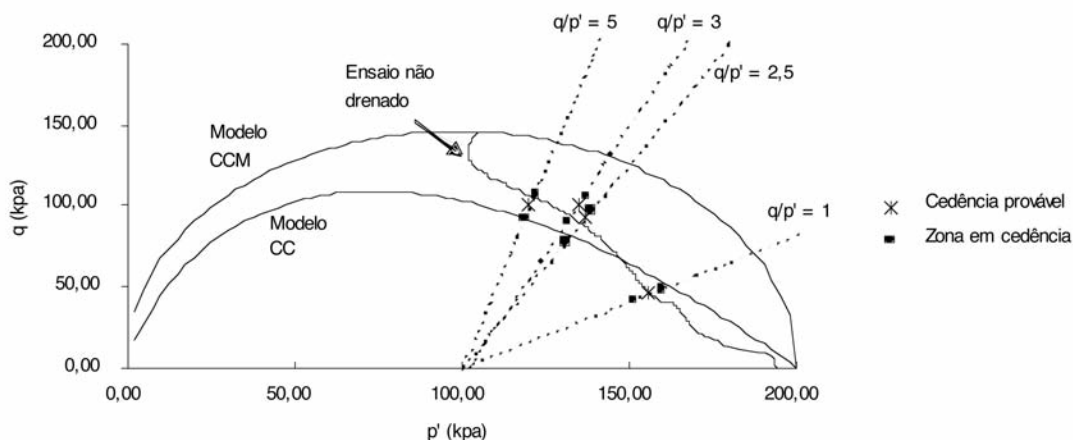


Fig. 5 – Comparação da cedência obtida em ensaios drenados com a trajectória não drenada e as superfícies de cedência dos modelos Cam-Clay e Cam-Clay Modificado.

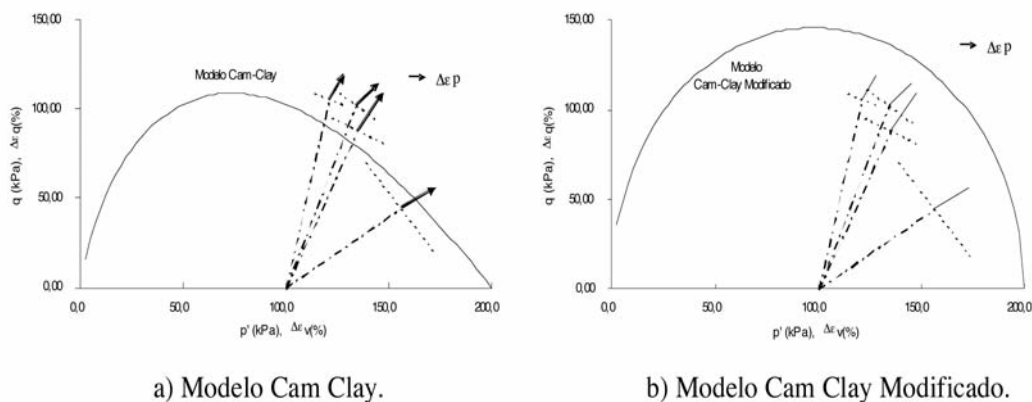


Fig. 6 – Verificação da lei de fluxo.

Embora os resultados sejam inconsistentes nas trajectórias $q/p' = 3$ e $q/p' = 2,5$, caracterizados por uma significativa variação da inclinação, nota-se claramente o não cumprimento da lei da normalidade em relação à curva de cedência do modelo CC, verificando-se, pelo contrário, com o modelo CCM uma melhor aproximação.

Comparando a resultante do vector de deformação plástica com o caminho de tensões do ensaio não drenado (Figura 7), observa-se, com excepção da trajectória $q/p'=2,5$, a “quase” perpendicularidade do vector de deformação plástica em relação à trajectória não drenada.

Os resultados permitem constatar que o comportamento em termos de cedência da argila de Santa Clara é semelhante ao especificado pelo modelo CC, enquanto que o estabelecimento de uma lei de fluxo associada é mais consistente com o modelo CCM.

Resultados deste tipo não parecem ser caso único, tendo Banerjee e Stipho (1978) sugerido um modelo caracterizado por uma superfície de cedência coincidente com a do modelo Cam Clay e por uma lei de fluxo não associada caracterizada por superfícies de potencial plástico coincidentes com as elipses de cedência do modelo Cam Clay Modificado.

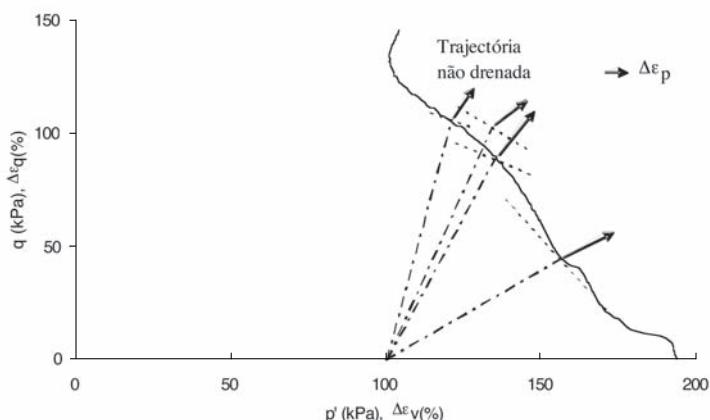


Fig. 7 – Resultante do vector de deformação plástica em relação à trajectória de tensões do ensaio não drenado com OCR=1.

4.3 – Comparação com o modelo Melanie

A validação do modelo de Melanie é testada com quatro ensaios drenados, efectuados com provetes ligeiramente sobreconsolidados (OCR=2), tendo-se aplicado as trajectórias de tensões: (i) $q/p' = -1,5$, (ii) $q/p' = -0,5$, (iii) $q/p' = 1$, (iv) $q/p' = 3$.

Na Figura 8 apresentam-se os resultados dos ensaios anteriormente mencionados, que permitem a delimitação da zona de início de cedência e do ponto de cedência provável. No ensaio efectuado com a trajectória $q/p'=3$ constata-se que a cedência corresponde a um aumento brusco das extensões, estando este ponto associado ao atravessamento da trajectória correspondente ao ensaio não drenado.

Na Figura 9 comparam-se as zonas de início de cedência obtidas nos diversos ensaios, com a trajectória de tensões não drenada e a superfície de cedência preconizada pelo modelo Melanie. Nalguns pontos, observa-se a “quase” sobreposição do ponto de cedência com a trajectória não drenada, sendo este comportamento similar ao constatado noutros solos (Gens, 1982). Este comportamento é idêntico ao observado no estado isotrópico.

Não obstante a cedência do ensaio com $q/p'=1$ estar bem definida, verifica-se que os resultados são inconsistentes, dado o ponto de cedência se encontrar muito afastado do valor previsível, que corresponderia à tensão de pré-consolidação.

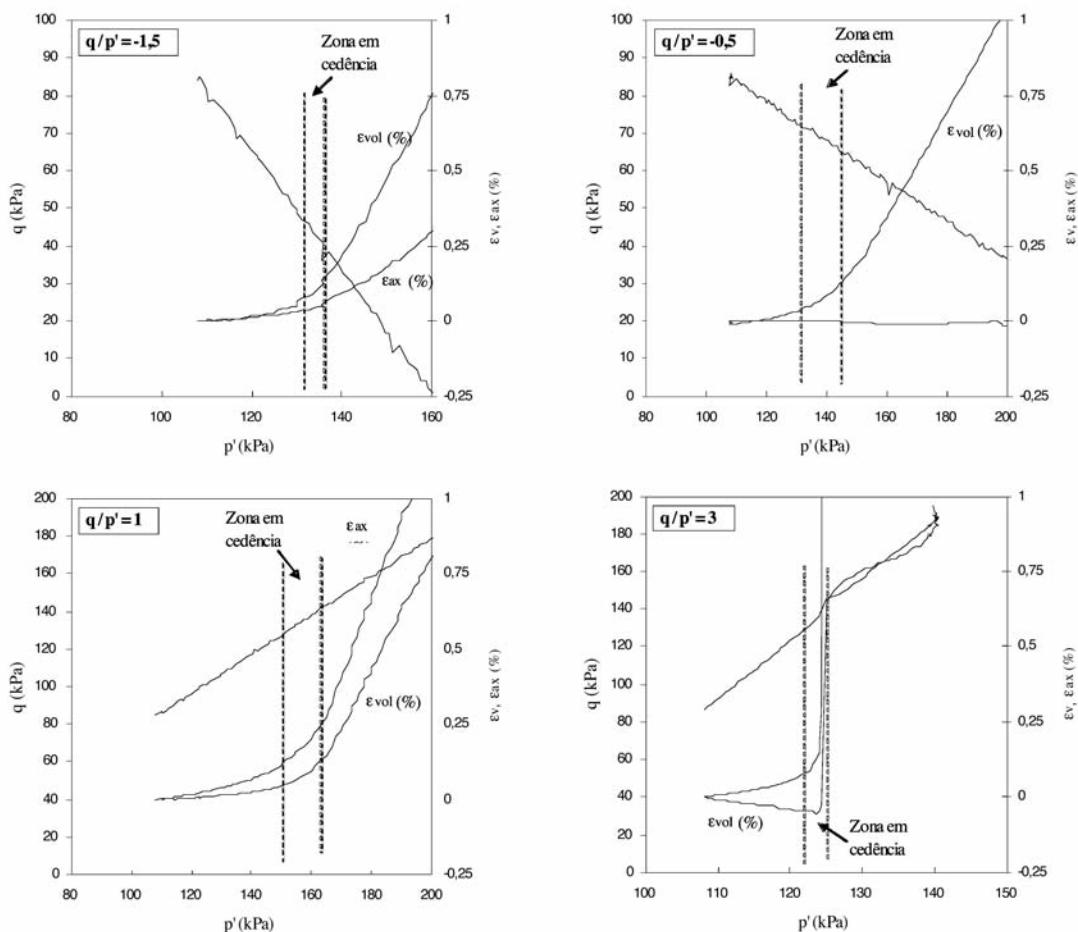


Fig. 8 – Identificação dos pontos / zonas em cedência em provetes consolidados em condições Ko.

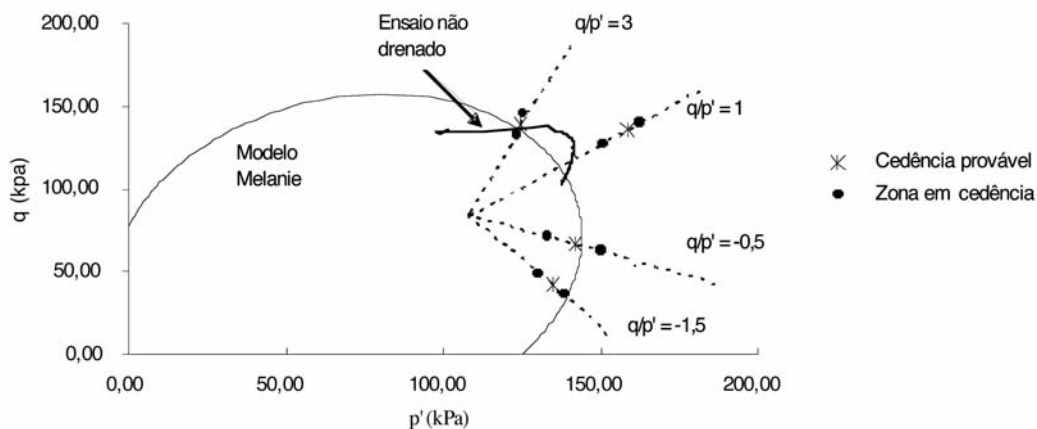


Fig. 9 – Comparação da zona de cedência estimada de ensaios de consolidação anisotrópica com a trajetória não drenada e a superfície de cedência do modelo Melanie.

Globalmente, constata-se que a curva de cedência especificada pelo modelo Melanie reproduz razoavelmente o comportamento deste solo, muito embora o comportamento para a trajectória $q/p'=1$ pareça induzir uma elipse de cedência com uma maior relação eixo maior/eixo menor.

Na Figura 10 confrontam-se as direcções do vector incremento de deformação plástica obtido nos diversos ensaios, com a lei de fluxo do modelo Melanie. Consta-se que a lei de fluxo do modelo Melanie é adequada para simular o comportamento correspondente a trajectórias de compressão ($q/p'=1$ e $q/p'=3$), observando-se diferenças apreciáveis nas trajectórias de extensão, caracterizadas por maiores inclinações do vector das deformações plásticas que as especificadas pela lei de fluxo do modelo.

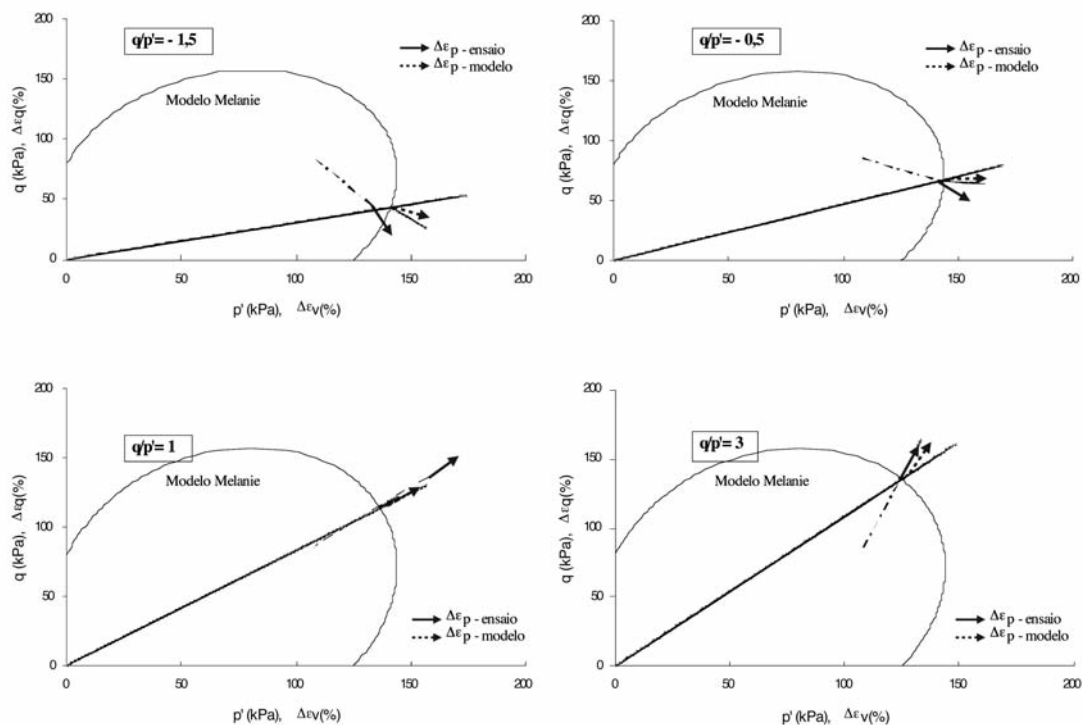


Fig. 10 – Verificação da lei de fluxo do modelo Melanie.

4.4 – Análise do comportamento normalizado

Na Figura 11 apresentam-se as trajectórias de tensões normalizadas em relação à tensão de préconsolidação média equivalente, $p'^*e^\dagger$, referente aos ensaios drenados ($OCR=2$) e não drenados ($OCR=1$) com provetes consolidados isotropicamente. Na generalidade dos ensaios, observa-se a variação de inclinação das trajectórias de tensões na transposição da trajectória não drenada, em direcção ao Estado Crítico (E.C.) o que vem comprovar o importante papel desta trajectória. O comportamento normalizado do ensaio drenado efectuado com $q/p'=1$ é distinto dos restantes, condicionado pelas reduzidas variações volumétricas (Figura 4) que não induzem alterações de p'^* e, pelo que não se observa a variação de curvatura na trajectória normalizada.

[†]Valor de p' na linha de consolidação virgem para o mesmo índice de vazios.

Na Figura 12 ilustram-se as trajectórias de tensões normalizadas de ensaios drenados ($OCR = 2$) e não drenados ($OCR = 1$), com provetes consolidados em condições K_0 . Para a trajectória $q/p' = 1$, constata-se um comportamento similar ao observado em condições isotrópicas para a mesma trajectória.

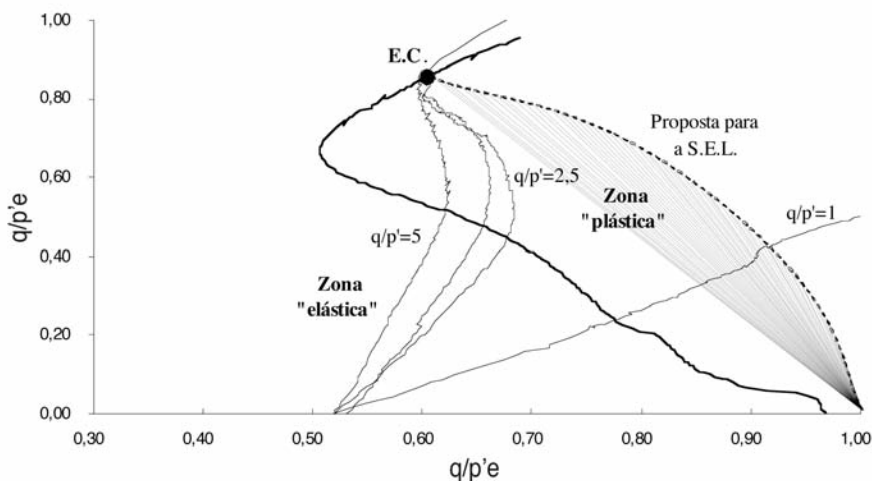


Fig. 11 – Trajectórias de tensões normalizadas em ensaios com consolidação isotrópica.

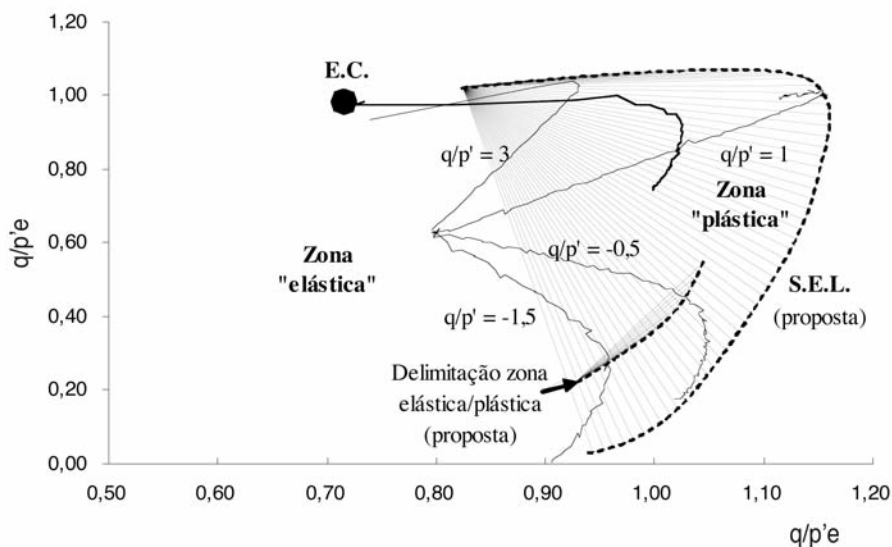


Fig. 12 – Trajectórias de tensões normalizadas em ensaios com consolidação anisotrópicos.

Nas duas figuras anteriormente referidas, observa-se que as trajectórias de tensões normalizadas após a cedência em ensaios não drenados e drenados não coincidem, pelo que não é totalmente válido o princípio de Rendulic‡. Mesmo nos ensaios drenados, o comportamento normalizado pós cedência não se sobrepõe, o que evidencia o não cumprimento deste princípio. Resultados semelhantes foram obtidos por Maranha das Neves (1986) e Gens (1982).

Com base nas considerações anteriores, propõe-se a subdivisão da zona dos estados possíveis em duas zonas, uma designada de “elástica” (na realidade “quase-elástica”, dado no seu interior ocorrerem pequenas deformações plásticas) e outra de “plástica”, separadas pela trajectória de tensões não drenada (Figuras 11 e 12).

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os resultados apresentados neste trabalho permitem constatar os seguintes aspectos:

- (i) o modelo Cam Clay simula razoavelmente bem as condições de cedência em condições isotrópicas, em contraponto com o observado com o modelo Cam Clay Modificado;
- (ii) a superfície de potencial plástico do solo em condições isotrópicas é adequadamente reproduzida pela superfície de cedência do modelo Cam Clay Modificado, pelo que as condições de escoamento plástico podem ser traduzidas pela lei de fluxo deste modelo;
- (iii) a curva de cedência do modelo Melanie reproduz razoavelmente o comportamento anisotrópico deste solo, enquanto que a lei de fluxo não associada preconizada por este modelo não simula adequadamente o comportamento, em particular nas trajectórias de extensão;
- (iv) em ambos os tipos de consolidação, constata-se que a cedência coincide geralmente com a trajectória de tensões não drenada referente ao estado normalmente consolidado;
- (v) nos ensaios apresentados não se verifica totalmente o princípio de Rendulic, pelo que se propõe a subdivisão da zona dos estados possíveis numa zona “elástica” e noutra “plástica”, correspondendo a fronteira à trajectória de tensões não drenada referente a um estado normalmente consolidado.

6 – AGRADECIMENTOS

Agradece-se o apoio financeiro concedido pelo Projecto PRAXIS/C/ECM/1425C/1998, pelo CIEC/unidade 148 e PRODEP.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Atkinson, J.H. e Bransby, P.L. (1978). *The mechanics of soils. An introduction to critical state Soil Mechanics*. McGraw-Hill.

‡ Traduzido por uma relação biunívoca entre o índice de vazios e a tensão efectiva nas argilas saturadas normalmente consolidadas.

- Banerjee, P.K. e Stipho, A. S. (1978). *Associated and non-associated constitutive relations for undrained behaviour of isotropic soft clays*. Int. Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol.2, pp 35-50.
- Gens, A. (1982). *Stress-strain and strength characteristics of a low plasticity clay*. Ph D thesis, University of London.
- Graham, J. e Lau, S.L.K. (1988). *Influence of stress-release disturbance, storage and reconsolidation procedures on the shear behaviour of reconstituted underwater clay*. Geotechnique 38, nº2, pp 279-300.
- Jamiolkowski, M.; Ladd, C.C. ; Germaine, J.T. e Cancellotta, R. (1977). *New development in field and laboratory testing of soils*. Proc. with International Conference Smfe, Tokyo, 2, pp 421 - 490.
- Magnan, J.P. (1986). *Modélisation numérique du comportement des argiles molles naturelles*. Rapport de Recherche LPC, No. 141, 256 páginas.
- Maranha das Neves, E. (1986). *Equações constitutivas de meios particulados*. Memória nº 863, LNEC.
- Mouratidis, A. e Magnan, J.P. (1983). *Modèle élastoplastique anisotrope avec écrouissage pour le calcul des ouvrages sur sols compressibles*. Rapport de Recherche LPC, No. 121.
- Venda Oliveira, P.J. (1992). *Algumas características do comportamento de um solo de baixa plasticidade*. Tese de dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos, UNL.
- Venda Oliveira, P.J. (2000). *Aterros sobre solos moles – Modelação numérica*. Tese de Doutorado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.

UM MODELO DE GESTÃO PARA RESÍDUOS INDUSTRIAIS PÓS-CONSUMO

A pattern for the post-consumption industrial wastes management

Jayme de Oliveira Campos*

Denise Antunes da Silveira**

RESUMO – Alguns resíduos sólidos domiciliares podem conter substâncias químicas tóxicas, as quais estão presentes em materiais provenientes de resíduos industriais pós-consumo, como por exemplo, as lâmpadas fluorescentes, as pilhas e as baterias. Esses materiais contêm em suas composições metais pesados, que podem causar um alto grau de toxicidade, bioacumulação e persistência no meio ambiente, causando preocupações ambientais e prejuízos para a saúde humana. Outro resíduo industrial pós-consumo que freqüentemente causa enorme prejuízo ambiental, se disposto inadequadamente (cursos d'água, rios e voçorocas, por exemplo), são os pneus inservíveis. Esta pesquisa pretendeu esclarecer qual o destino final fornecido para esses resíduos industriais pós-consumo na cidade de Rio Claro, Estado de São Paulo, Brasil. Foi empregada a metodologia de preenchimento de questionários, em residências previamente escolhidas e em estabelecimentos que comercializam os produtos citados. Em posse dos resultados finais, elaborou-se um modelo de gestão para a correta destinação dos produtos enfocados.

SYNOPSIS – Some of solid domestic wastes may contain toxic chemicals substances, which are present in several materials coming from the post-consumption industrial wastes, for example, the fluorescent lamps, the piles and the batteries. These products contain heavy metals in their composition, which can cause a high degree of toxicity, bioaccumulation, and persistence in the environment, causing environmental apprehension and damage to the human health. Another post-consumption industrial wastes that frequently cause an enormous environmental damage, if inadequately disposed (running water, streams and erosion sites, for example) are the worn out tires. This research had the intention to clarify the final disposal for the above-mentioned post-consumption industrial wastes in Rio Claro City, São Paulo State, Brazil. It was employed the reply questionnaires methodology, in previously chosen residences and stores which commercialize the above-mentioned products. Considering the final results, a pattern of a correct management, to the products concerned, was achieved.

PALAVRAS CHAVE – Resíduos industriais pós-consumo, pilhas, lâmpadas fluorescentes, pneus inservíveis.

1 – INTRODUÇÃO

A quantidade de resíduos sólidos gerados nas últimas três décadas tem aumentado substancialmente, fato que desencadeia sérios danos para a população e para o meio ambiente. O aprimoramento das tecnologias aliado ao aumento do consumo de produtos industrializados pode ser considerado um dos principais fatores que estimulou a população a produzir mais lixo. A correta destinação destes resíduos, que podem ser de naturezas diversificadas (como domiciliares, de serviços de saúde, industriais, comerciais, etc.) é um dos grandes desafios a ser solucionado. Prado Filho (2002) afirma que no Brasil o setor de limpeza urbana vive uma complicada situação que exige

* Professor Livre Docente, Voluntário no LPM – Laboratório de Planejamento Municipal, DEPLAN – Departamento de Planejamento Territorial e Geoprocessamento, IGCE – Instituto de Geociências e Ciências Exatas, UNESP – Campus de Rio Claro. E-mail: j.alesia@mol.com.br

** Geógrafa, Mestre em Geociências e Meio Ambiente.

mudanças na mentalidade dos serviços públicos, da população e da iniciativa privada, além de mudança de cultura e na ênfase de gestão dos resíduos.

Atualmente, a prática mais utilizada para a deposição dos resíduos domiciliares é o aterro sanitário. Tal forma de destinação não pode ser considerada a mais correta visto que este tipo de resíduo é bastante heterogêneo, e o aterro sanitário, dependendo dos detalhes do seu projeto e da construção, pode ser considerado um equipamento impactante. A melhor forma de amenizar este problema é a separação, ainda nas residências, dos diferentes materiais que podem compor o resíduo domiciliar (papel, plástico, resíduos orgânicos, aço, alumínio, resíduos perigosos, etc.). Um dos aspectos importantes para solucionar o problema dos resíduos sólidos é a minimização destes, incluindo a redução, a reutilização e a reciclagem.

Os estudos relacionados à destinação e gestão dos resíduos sólidos também são fundamentais para o planejamento urbano e para a saúde humana e ambiental. Este estudo priorizou avaliar a atual destinação de resíduos industriais pós-consumo encontrados no lixo domiciliar, considerados perigosos, em particular, as pilhas, baterias e lâmpadas fluorescentes. Outros resíduos também enfocados por este estudo são os pneus inservíveis, considerados um grande problema ambiental. Trata-se de uma tarefa difícil e complexa, pois há falta de legislações específicas, e quando estas existem, falta a fiscalização; o desconhecimento por parte da população das consequências da má destinação destes produtos (os efeitos não são imediatos, e sim em longo prazo, sendo que alguns são dificilmente detectáveis) mostra que o Brasil precisa investir mais recursos, não exclusivamente financeiros, mas tecnológicos e educativos nesta área, que demanda assuntos tão discutidos atualmente.

2 – CONTAMINAÇÃO AMBIENTAL

Segundo o manual intitulado “Áreas Contaminadas: relação de áreas contaminadas” editado pela CETESB (Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, 2003) são consideradas áreas contaminadas os locais ou terrenos onde há comprovadamente poluição ou contaminação causadas por quaisquer substâncias ou resíduos que neles tenham sido depositados, acumulados, armazenados, enterrados ou infiltrados de forma planejada, acidental ou até mesmo natural. Os poluentes podem ser transportados por meio de diferentes vias, como o ar, o próprio solo, as águas subterrâneas e superficiais.

Dentre os elementos mais comuns na contaminação do subsolo estão os metais pesados (chumbo, mercúrio e cromo), os organoclorados (pentaclorofenol e dioxinas) e os compostos orgânicos (benzeno, tolueno e xileno). Tais elementos podem ser facilmente encontrados em fontes domésticas (tanques sépticos), aterros sanitários e industriais, lixões, resíduos de pneus, óleos e graxas de veículos automotores, etc. Os problemas da contaminação não são gerados apenas pelas indústrias, tendo em vista que algumas situações domésticas também podem causar danos à saúde, como o mercúrio contido nas baterias e termômetros (tóxico para os rins e responsável por causar irritação na vista e na pele, entre outros danos).

A despoluição de áreas contaminadas “segue etapas bem definidas: a) o inventário e o diagnóstico da situação; b) a avaliação da poluição; c) a garantia de segurança do local, caso não possam ser eliminadas as substâncias poluentes; d) a aplicação de técnicas de despoluição” (Campos, 2002, p.77).

Outro problema grave, que contribui para o aumento das áreas contaminadas, é a destinação final inadequada dos resíduos sólidos urbanos. Assim que o material (lixo) é recolhido das casas, há três possibilidades para o depósito: o lixão, o aterro controlado ou o aterro sanitário.

No caso dos resíduos sólidos domiciliares a situação pode tornar-se pior quando o lixo coletado não passa por nenhum tipo de seleção prévia dos materiais. Dessa forma o aterro sanitário receberá uma grande “mistura” de materiais recicláveis (papel, vidro, plástico), compostos orgâni -

cos (restos de alimentos, cascas de frutas e vegetais), produtos que contêm metais pesados, considerados resíduos perigosos (lâmpadas fluorescentes, pilhas e baterias com vida útil esgotadas) dentre outras dezenas de materiais encontrados nas residências.

Campos (2001) coloca que ainda não está perfeitamente caracterizada a capacidade dos resíduos domésticos serem causa direta de doenças, porém, o ambiente geralmente degradado dos locais de deposição favorece a proliferação de vetores. No aspecto ambiental, a destinação inadequada dos resíduos domésticos proporciona um comprometimento do solo e do entorno dos locais da deposição, cujas verdadeiras proporções não são, ainda, completamente avaliadas.

Braga et al. (2002) coloca que o ideal é realizar a reutilização e/ou a reciclagem de resíduos perigosos. Quando não for possível reaproveitá-los como matéria-prima em outros processos industriais, devem ser dispostos de maneira adequada, de modo a não causar danos ao meio ambiente e à sociedade. No entanto, as atitudes atuais têm demonstrado que nem sempre tal abordagem é satisfatória, ocorrendo o retorno dessas substâncias de modo indesejado e não-controlado ao meio ambiente (como por exemplo, a possibilidade de poluição de aquíferos e de corpos d'água superficiais em função de falhas nos sistemas de armazenamento – aterros, lagoas superficiais, injeção em poços) devido à ineficiência das medidas tomadas para evitar esse retorno.

Berrios (1986, 2002), em uma pesquisa, correlacionou a produção de resíduos às categorias sociais na cidade de Rio Claro – SP. Conhecido o número de integrantes por unidade domiciliar, e dispondo de mais de 46 indicadores que caracterizaram as famílias, coletou o lixo de cada unidade, havendo estabelecido, previamente, cinco categorias sócio-econômicas (alta, média alta, média, média baixa e baixa), das quais foram escolhidas as amostras. Após separar os tipos de restos, efetuadas as medições e realizados os cálculos, os resultados revelaram fracas correlações entre as quantidades e as tipologias dos resíduos de cada uma das cinco categorias de famílias. Foi possível detectar que a medida em que se observava um aumento de nível das categorias econômicas, a quantidade de resíduos também aumentava. O autor (op. cit.) afirma que os resíduos domésticos mudaram nos últimos 20 anos, e enfatiza que o aumento dos restos constituídos por mais de um elemento, complica as possibilidades de realização da reciclagem industrial. Além disso, o incremento do peso e do volume dos resíduos sólidos domésticos, em taxas anuais, vem se mostrando bem superiores às do crescimento demográfico.

3 – METAIS PESADOS: PILHAS, BATERIAS E LÂMPADAS FLUORESCENTES

O crescente acúmulo de substâncias tóxicas perigosas causadas por emissões como SO_2 , CO , NO_3 , pesticidas, metais pesados, etc., é um dos problemas que vem causando agressões ao meio ambiente e ao homem.

Dentre as substâncias tóxicas normalmente lançadas ao meio ambiente, os metais pesados têm grande importância, principalmente devido ao seu poder cumulativo em organismos vivos, representando sérios riscos à saúde. Sua ocorrência no meio ambiente provém de fontes naturais (erupções vulcânicas e depósitos naturais) ou artificiais (resultantes de atividades humanas como os efluentes industriais, as atividades da mineração e o descarte inadequado de pilhas, baterias e lâmpadas fluorescentes). A industrialização e o aumento dos produtos consumidos pelo homem (fontes artificiais) podem ser os principais contribuintes que estão acarretando um aumento da ocorrência de metais pesados no meio ambiente.

Ao ser introduzido no ar ou na água, o metal pesado é disperso e diluído espacialmente, redistribuído e finalmente acumulado em compartimentos específicos do ambiente. Embora o processo de transporte seja semelhante para um grande número de metais pesados, a quantificação destes processos varia com a propriedade de cada metal.

A contaminação do solo por metais pesados é atualmente um tema bastante discutido, devido à presença desses elementos em diversos materiais adicionados ao solo e à água. O problema é agravado quando o solo é usado para fins agrícolas ou há o consumo de peixes presentes em águas contaminadas, pois os poluentes podem ser absorvidos pelas plantas e entrar na cadeia alimentar. No Brasil, os métodos de análise de solo para metais potencialmente tóxicos (chumbo, cádmio, cromo e níquel) ainda não são amplamente estudados.

As pilhas e baterias são dispositivos que fornecem eletricidade a partir de reações químicas. Geralmente esses materiais contêm metais que cumprem a função de ânodo (pólo negativo) e cátodo (pólo positivo). A diferença entre pilhas e baterias é que, ao contrário das pilhas, as baterias são produzidas para serem recarregadas.

De todos os metais pesados utilizados na fabricação das baterias primárias e secundárias, o chumbo, o cádmio e o mercúrio são os que causam maior preocupação. Este último é utilizado como inibidor dos mecanismos de corrosão que afetam a reação química, pela geração de gás. O mercúrio também protege as baterias da autodescarga, aumentando, portanto, seu tempo de vida. Ressalta-se que as baterias alcalinas contêm quantidades significativas de mercúrio amalgamado com zinco em forma de pó.

As pilhas, misturadas ao resto do lixo (que será depositado no aterro sanitário) ficam expostas ao sol e à chuva, oxidam-se. Com a oxidação, rompem-se e deixam vaziar os metais que se misturam ao chorume. Com novas chuvas, parte dos metais penetram no solo e atingem as águas subterrâneas; outra parte atinge os córregos e riachos. Esta água, misturada aos metais como o zinco, chumbo, manganês e mercúrio, entre outros, acaba atingindo a cadeia alimentar humana através da irrigação da agricultura ou da ingestão direta.

Já as lâmpadas fluorescentes são compostas tipicamente por um tubo selado de vidro preenchido com gás argônio à baixa pressão e vapor de mercúrio, também à baixa pressão parcial. O interior do tubo é revestido com uma poeira fosforada composta por vários elementos como alumínio, cádmio, chumbo, cromo, mercúrio e zinco, dentre outros. O tubo usado numa lâmpada fluorescente padrão é fabricado com vidro, similar ao que é utilizado para a fabricação de garrafas e outros itens de consumo comum.

Os países mais desenvolvidos incluem as lâmpadas fluorescentes usadas na lista de resíduos nocivos ao meio-ambiente, pois essas lâmpadas contêm substâncias químicas que afetam o ser humano, como o mercúrio metálico, um metal pesado que uma vez ingerido ou inalado, causa efeitos amplamente negativos ao sistema nervoso. Ao romper-se, uma lâmpada fluorescente emite vapores de mercúrio que são absorvidos pelos organismos vivos, contaminando-os; se forem lançadas em aterros controlados ou sanitários as lâmpadas contaminam o solo e, posteriormente, os cursos d'água, chegando à cadeia alimentar.

Ainda que o impacto sobre o meio ambiente causado por uma única lâmpada seja desprezível, o somatório das lâmpadas descartadas anualmente terá efeito sensível sobre os locais onde são dispostas. Enquanto intacta a lâmpada não oferece risco. Entretanto, ao ser rompida, liberará vapor de mercúrio que será aspirado por quem a manuseia. A contaminação do organismo se dá principalmente através dos pulmões. Quando se rompe uma lâmpada fluorescente o mercúrio existente em seu interior (da ordem de 20mg) se libera sob a forma de vapor, por um período de tempo variável em função da temperatura e que pode se estender por várias semanas.

É importante manter os produtos que contêm mercúrio separado do lixo comum. As lâmpadas fluorescentes, as pilhas e as baterias são classificadas como resíduos perigosos se excederem o limite regulatório de toxicidade. Uma vez segregados e/ou separados, os resíduos que possuem metais pesados podem, então, ser tratados objetivando a recuperação dos metais neles contidos. As opções de aterramento e incinerações não são as mais recomendadas. Com a finalidade de minimizar o volume de metais pesados descarregados ao meio ambiente, a opção de reciclagem, com a consequente recuperação destes é considerada a melhor solução.

Campos (2001) esclarece que os objetos industrializados descartados pela população (como pilhas, baterias e lâmpadas fluorescentes) não são na verdade resíduos industriais, mas sim materiais que, após usados, são descartados de forma desordenada pela população, o que exige, por parte do poder municipal providências para organizar sua disposição, atendendo desta forma à legislação ambiental.

O Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA) aprovou e publicou em 30/06/1999, a Resolução de n.º 257 complementada pela de n.º 263 de 12/11/1999 determinando que a partir de janeiro de 2001 os fabricantes e importadores de pilhas e baterias de níquel-cádmio e pilhas de óxido de mercúrio, deverão criar uma infra-estrutura que possibilite o retorno e armazenamento em acordo com as normas de proteção ambiental, bem como uma disposição final adequada. A medida ainda fixou o prazo de um ano, a partir da publicação da Resolução, para que sejam incluídas, nas matérias publicitárias e embalagens, advertências sobre os riscos que os produtos oferecem à saúde humana e ao meio ambiente, e instruções para que após o uso retornem aos revendedores ou à rede de assistência técnica autorizada, que as repassarão aos fabricantes ou importadores.

No caso das lâmpadas fluorescentes a situação é mais grave. Mesmo sabendo do perigo que os metais pesados presentes em seu interior oferecem, há ausência de uma legislação específica por parte dos órgãos competentes.

4 – PNEUS INSERVÍVEIS: RESÍDUOS PERIGOSOS

Além da contaminação do solo, da água e do ar por metais pesados, outro grande problema ambiental é a enorme quantidade de pneus inservíveis que existem no Brasil. Edel (2002) descreve que o descarte de pneus inservíveis é um problema mundial que começou a ganhar destaque a partir dos anos 70. No passado, pouca importância foi dada ao assunto, pois carcaças de pneus eram dispostas em enormes aterros nos países mais desenvolvidos; em países mais pobres e mais atrasados, o destino final eram (e continuam sendo) os cursos d'água, os terrenos baldios nas periferias das cidades, ou equivocadamente, as tentativas de contenção de erosões (voçorocas). O autor (op. cit.) ainda ressalta que a situação torna-se ainda mais crítica quando há incêndios, casuais ou provocados, em áreas de descarte de pneus, pois à poluição visual e a agressão à natureza soma-se uma violenta poluição atmosférica.

Ao considerar as dificuldades para a disposição das carcaças de pneus usados em aterros sanitários, além da falta de fiscalização para a legislação existente, o que tem havido atualmente é uma tendência da população em abandonar estes resíduos sólidos em cursos d'água, terrenos baldios e beiras de estradas, atitudes que apenas agravam mais o problema.

Campos (2001 *apud* Campos, 2002, p.73) calcula que existem cerca de 500.000 pneus usados disponíveis no Brasil para utilização como combustível, que podem proporcionar uma economia de 12.000 t de óleo. Em muitos países desenvolvidos é adotada a incineração dos pneus com valorização energética como combustível.

Relativamente à legislação existente, há a publicação da Resolução CONAMA n.º 258, de 26 de agosto de 1999 determinando a responsabilidade da destinação final aos fabricantes e importadores do produto. De acordo com o novo texto da resolução, a Secretaria de Comércio Exterior (Secex) informará ao Instituto Brasileiro do meio Ambiente (IBAMA) bimestralmente a relação das empresas e as quantidades de pneus importados. As empresas deverão, ainda, comprovar junto ao IBAMA a destinação final destes pneus. A proibição para a importação de pneus usados continua em vigor e a Resolução 258/99 estabeleceu que a partir de janeiro de 2002, para quatro pneus novos fabricados no país e pneus novos importados ou reformados (inclusive os que acompanham os carros importados), as empresas fabricantes e as importadoras deverão dar destinação final a um pneu inservível.

Diante do quadro apresentado, percebe-se que este tema sofre grande descaso tanto por parte dos órgãos ambientais competentes como por parte da sociedade em geral que, na falta de fiscalização permanente, desconhece as atuais resoluções e legislações. A carência de pesquisas desta natureza, fato que torna as informações transmitidas neste estudo uma ferramenta para a tomada de decisões político-administrativas pelas autoridades responsáveis pelo gerenciamento dos resíduos sólidos não apenas na cidade de Rio Claro (São Paulo – Brasil), mas também podendo servir de parâmetro para realidades similares no país.

O município de Rio Claro localiza-se na região administrativa de Campinas, na porção centro-leste do Estado de São Paulo, entre as coordenadas geográficas 22° 21' e 22° 27' de latitude Sul e 47° 32' e 47° 36' de longitude Oeste (Figura 1), na região fisiográfica denominada Depressão Periférica,



sub-região do Médio Tietê. A sede municipal é a cidade de Rio Claro (área urbana) e o restante do município é área rural. O município é formado por três distritos: a sede municipal e os distritos das vilas de Ajapi e Assistência; por três bairros rurais: Batovi, Itapé e Ferraz, além de 25 outros núcleos rurais.

Rio Claro faz limite com várias cidades de pequeno porte: Corumbataí e Leme ao Norte; Araras e Santa Gertrudes a Leste; Iracemápolis e Piracicaba ao Sul; e Ipeúna e Itirapina a Oeste. Sorrentino (1991) coloca que esta região do Estado de São Paulo apresenta alto índice de crescimento e é a grande responsável pela posição do interior de São Paulo como o segundo maior mercado consumidor do país. Este desenvolvimento convive com uma situação ambiental extremamente crítica, daí a necessidade de atenção especial ao gerenciamento de resíduos sólidos gerados nestes municípios. A pesquisa aqui desenvolvida abrange a *área urbana do município de Rio Claro*, que neste trabalho será denominada de *sede municipal*.

Dados do censo do IBGE de 2000 apontam que a população de Rio Claro é de 163.341 habitantes e desses, 97% residem na área urbana e 3% residem na área rural (IBGE, 2003).

Rio Claro apresenta alta densidade de edificações, principalmente na área central. A expansão urbana, desordenada e sem planejamento eficaz, levou as pessoas de baixa renda a habitarem áreas próximas ao rio Corumbataí, desencadeando o desmatamento da vegetação ciliar e a deposição desordenada de resíduos sólidos (lixo) em lugares impróprios (cabeceras de rios, margem de rodovias, terrenos baldios, etc.).

6 – FORMAS DE AMOSTRAGEM

Para analisar o nível do conhecimento da população da sede municipal sobre a legislação e os métodos de reciclagem dos produtos enfocados neste trabalho, optou-se por trabalhar com a aplicação de questionários por meio de entrevistas.

Para o desenvolvimento das questões para a entrevista, foram considerados alguns aspectos, tais como: a) adaptar a linguagem ao nível do entrevistado; b) evitar questões longas; c) manter um referencial básico (objetivo) para a entrevista; d) sugerir todas as respostas possíveis para uma pergunta, ou não sugerir nenhuma (para evitar direcionar a resposta).

Após definir quais questões fariam parte do questionário e qual seu método de aplicação, a preocupação voltou-se para qual tipo de amostragem seria utilizada, ou seja, quais os bairros do município de Rio Claro seriam selecionados.

Existem dois tipos de amostragem: a probabilística e a não-probabilística. A amostragem será probabilística se todos os elementos da população tiverem probabilidade conhecida e diferente de zero, de pertencer à amostra. Caso contrário, a amostragem será não-probabilística. Segundo essa definição, a amostragem probabilística implica um sorteio com regras bem determinadas, cuja realização só será possível se a população for totalmente acessível.

Para este estudo foi definido aplicar a amostragem casual simples (probabilística). Esse tipo de amostragem, também chamada simples ao acaso, aleatória, casual, simples, elementar, randômica, etc., é equivalente a um sorteio lotérico. Nela, todos os elementos da população têm igual probabilidade de pertencer à amostra, e todas as possíveis amostras têm também igual probabilidade de ocorrer.

Sendo N o número de elementos da população e n o número de elementos da amostra, cada elemento da população tem probabilidade n/N de pertencer à amostra. A essa relação n/N denomina-se *fração de amostragem*. Por outro lado, sendo a amostragem feita sem reposição, a suposição que geralmente é feita, é que existem (n) possíveis amostras, todas igualmente prováveis.

$$\begin{aligned} N &\Rightarrow \text{número total de bairros} \\ n &\Rightarrow \text{número de bairros selecionados} \end{aligned}$$

Na prática, a amostragem simples ao acaso pode ser realizada numerando-se a população de 1 a N, sorteando-se, a seguir, por meio de um dispositivo aleatório qualquer, n números dessa sequência, os quais corresponderão aos elementos sorteados para a amostra. Um instrumento útil para realizar o sorteio acima descrito é a *tabela de números ao acaso*. Tal tabela é simplesmente constituída por inúmeros dígitos que foram obtidos por algum processo equivalente a um sorteio. A tabela utilizada neste trabalho foi a sugerida por Krumbein e Graybill (1965).

7 – AMOSTRAGEM APLICADA AOS DADOS OBTIDOS

A Secretaria Municipal de Planejamento e Meio Ambiente da Prefeitura Municipal de Rio Claro, baseando-se no Censo IBGE de 1991, realizou agrupamentos (denominados setores) dos bairros do município, tendo como parâmetros a proximidade e a renda média do chefe de família (Figura 2).



Fig. 2 – Setorização dos bairros do município de Rio Claro (SP).

Após tomar como base o *Mapa da Cidade* (obtido em uma banca de jornal do município) e a listagem do CEP fornecida pela *Agência dos Correios* contabilizaram-se 105 bairros distintos. Em seguida procurou-se estabelecer uma forma de amostragem representativa, como já especificado anteriormente. Para tanto, optou-se por utilizar os números do CEP (Código de Endereçamento Postal), uma vez que neste, os bairros já apresentam uma forma de agrupamento. Na cidade de Rio Claro são definidos sete agrupamentos distintos de CEP que são: 13500; 13501; 13502; 13503; 13504; 13505 e 13506. Todos os bairros da cidade estão distribuídos nos grupos, sendo que alguns podem estar em mais de um grupo.

Na seleção para a amostragem foram excluídas algumas localidades devido à algumas características destas (bairros rurais, locais de grandes lotes – chácaras, setores industriais, ruas comerciais, etc.) que impediriam estabelecer uma amostragem mais precisa.

8 – SELEÇÃO DOS ENDEREÇOS – RUAS E AVENIDAS

Para selecionar em quais ruas e/ ou avenidas seriam aplicados os questionários, foram adotados os seguintes procedimentos:

- Trabalhou-se com cada grupo de CEP separadamente;
- Foram contabilizadas quantas variáveis existiam em cada grupo;
- Excluíram-se os CEP que são denominados especiais, ou seja, aqueles que identificam uma localidade. Por exemplo: 13500-910 → CEP do INSS – Instituto Nacional de Seguro Social; 13506-900 → CEP da UNESP – Universidade Estadual Paulista;
- Para definir em quantos endereços específicos seriam aplicados os questionários, dentro de cada grupo (cada variável corresponde a um endereço distinto), adotou-se trabalhar com 10% sobre o número total de variáveis contabilizadas.
- A seleção dos 10% escolhidos dentro de cada grupo foi feita utilizando-se uma tabela de números ao acaso.

Para exemplificar: O CEP 13500 possui em seu grupo um total de 107 variáveis (13500-005, 13500-171, 13500-339, etc.). Os números que compõem estas variáveis não obedecem, necessariamente, uma sequência lógica: após o CEP 13505-005 tem-se o 13500-010 e não o 13500-006. Após excluir as variáveis que corresponderam aos CEP especiais (neste caso, 19) restaram 88, dos quais escolheram-se 9 CEP específicos (10% de 88 = 8,8), ou seja, 9 endereços nos quais seriam aplicados os questionários.

Neste tipo de amostragem as localidades podem aparecer de quatro formas distintas:

1. *CEP 13500-540 → Av. 28 – Vila Aparecida/Jardim São Paulo.*
A localidade selecionada refere-se à Avenida 28 em sua totalidade, e estende-se do bairro Vila Aparecida até o bairro Jardim São Paulo.
2. *CEP 13502-150 → Av. 33 até 1094/1095 – Vila Santo Antônio/ Estádio.*
Refere-se ao início da Avenida 33 até a casa com a numeração 1094 ou 1095. Este endereço inicia-se no bairro Vila Santo Antônio e estende-se até o Bairro do Estádio.
3. *CEP 13532-200 → Av. 10 de 1382/1383 ao fim – Jardim Claret/ Jardim São Paulo II.*
Refere-se à Avenida 10, iniciando na casa com a numeração 1382 ou 1383 e prosseguindo até o fim desta mesma avenida. O local tem início no bairro Jardim Claret e término no bairro Jardim São Paulo II.

4. CEP 13506-666 → R. 10 A – de 82/83 a 534/535 – Vila Alemã.

Refere-se à Rua 10 A, iniciando na casa com a numeração 82 ou 83 e terminando na casa com a numeração 534 ou 535. O local todo se concentra no bairro Vila Alemã.

O início e o fim de cada bairro foram definidos utilizando a delimitação proposta na Planta Cadastral da área urbana do município, emitida pela Prefeitura Municipal de Rio Claro. No entanto, em alguns locais esta delimitação mostrou-se irregular e foram feitas algumas alterações, porém, estas não prejudicaram o desenvolvimento da metodologia.

Na maioria dos endereços selecionados, houve um problema comum: estes se mostraram demasiadamente longos para a aplicação dos questionários, por exemplo:

CEP 13500-080 → Rua 9 até 1108/1109 - Centro

Seguindo a delimitação dos bairros foi possível definir que esta localidade compõe-se de 11 quadras. Aplicar o questionário em todas estas quadras, além de não ser necessário pelo método de amostragem definido neste trabalho, demandaria muito tempo, pois vale lembrar que esta pesquisa abrange toda a sede municipal de Rio Claro. Para solucionar este problema, novamente optou-se por trabalhar com 10% sobre o número total, a fim de manter um valor padrão. Dessa forma:

- Se o endereço contém de 1 a 5 quadras (por exemplo, 4 quadras = 10% de 4 = 0,4) selecionou-se metade de uma quadra;
- Se o endereço contém de 6 a 10 quadras (por exemplo, 8 quadras = 10% de 8 = 0,8) selecionou-se uma quadra;
- Se o endereço contém de 11 a 14 quadras, também foi selecionada apenas uma quadra (10% de 11 = 1,1);
- Se o endereço contém 15 ou mais quadras, selecionou-se mais de uma quadra (10% de 15 = 1,5 = 1 quadra inteira e metade de outra quadra).

Inicialmente, nos CEP selecionados delimitados pela numeração da casa, saiu-se ao campo para anotar em qual rua e/ou avenida estava a casa com a numeração definida para depois calcular os 10% sobre o número total de quadras. Porém, este procedimento apresentou um problema: em alguns casos tais numerações não existiam ou eram muito diferentes da estabelecida. Neste caso, para que a amostragem não ficasse prejudicada, estabeleceu-se não obedecer à numeração das casas indicando-se somente a rua ou avenida selecionada, e seguiu-se a metodologia aplicada para os casos em que a seleção se voltou apenas para ruas ou avenidas.

Para padronizar este método de amostragem, já que foram muitos endereços selecionados e no decorrer desta seleção surgiram algumas dúvidas, foram tomados alguns cuidados específicos:

- Como já especificado anteriormente, em todos os grupos foram excluídos os CEP denominados especiais;
- Ao utilizar a tabela de números ao acaso, ocorreu serem selecionados números que representavam localidades repetidas. Neste caso, ignorou-se este número e prosseguiu-se até encontrar o próximo número válido;
- Para os endereços selecionados que mostraram quadras quase exclusivamente comerciais (principalmente na região central), também se optou por adotar o procedimento acima descrito;
- Não foi adotado o procedimento de 10% sobre o número total de quadras em ruas particulares, optou-se por aplicar os questionários em toda extensão destas ruas, uma vez que normalmente estas abrangem poucas quadras;

- Houve endereços em que não foi possível delimitar as quadras pela tabela de números ao acaso, por estes constituírem-se de poucas ou apenas uma quadra, ou mesmo pelo bairro apresentar uma distribuição irregular das quadras. Neste caso, aplicou-se o questionário na quadra em que foi possível.

9 – RESULTADOS DA APLICAÇÃO DOS QUESTIONÁRIOS

Foram elaborados 6 tipos de questionários: 3 destinados às residências, cada um com questões que abordaram os 3 tipos de resíduos industriais pós-consumo de interesse para esta pesquisa (pilhas e baterias, lâmpadas fluorescentes e pneus) e 3 destinados ao comércio, contendo perguntas abertas e fechadas.

Respostas fornecidas pela população – Questionário 1/Pilhas e Baterias

1. Aproximadamente, quantos aparelhos eletrônicos que utilizam pilhas e baterias há em sua casa?

CEP	De 1 a 4	De 5 a 9	De 10 a 12	Acima de 12	TOTAL
13500	17	29	37	26	109
13501	7	10	14	12	43
13502	6	21	31	16	74
13503	4	11	40	19	74
13504	10	23	53	48	134
13505	3	12	29	16	60
13506	11	21	63	49	144

2. O que é feito quando uma pilha/bateria “acaba”?

CEP	Jogo no lixo doméstico	Encaminhado p/ centros de reciclagem	Retorno ao revendedor	Outro	TOTAL
13500	103	0	0	6	109
13501	37	1	0	5	43
13502	68	0	3	3	74
13503	61	0	5	8	74
13504	126	2	2	4	134
13505	52	0	4	4	60
13506	138	4	2	0	144

3. O que é feito com a pilha/bateria quando há vazamento?

CEP	Jogo no lixo doméstico	TOTAL
13500	109	109
13501	43	43
13502	74	74
13503	74	74
13504	134	134
13505	60	60
13506	144	144

4. Já houve contato com o material vazado?

CEP	Sim	Não	TOTAL
13500	101	8	109
13501	38	5	43
13502	69	5	74
13503	51	23	74
13504	123	11	134
13505	57	3	60
13506	132	12	144

5. Você costuma examinar as informações contidas nas embalagens das pilhas e baterias?

CEP	Sim	Às vezes	Não	TOTAL
13500	83	12	14	109
13501	31	7	5	43
13502	19	4	51	74
13503	61	2	11	74
13504	13	17	4	134
13505	47	9	4	60
13506	80	21	43	144

6. Você conhece alguma legislação que se refira a pilhas e baterias?

CEP	Sim	Não	TOTAL
13500	2	107	109
13501	3	40	43
13502	3	71	74
13503	5	69	74
13504	5	129	134
13505	7	53	60
13506	2	142	144

Respostas fornecidas pela população – Questionário 2/Lâmpadas Fluorescentes

1. Aproximadamente, quantas lâmpadas fluorescentes há em sua casa?

CEP	Nenhuma	De 1 a 4	De 5 a 9	De 10 a 12	Acima de 12	TOTAL
13500	4	33	62	6	4	109
13501	2	13	26	2	0	43
13502	6	11	31	17	9	74
13503	2	13	37	14	8	74
13504	9	43	69	10	3	134
13505	0	31	22	7	0	60
13506	7	79	19	28	11	144

2. O que você faz com a lâmpada quando ela “acaba”? ,

CEP	Ainda estão em uso	Jogo no lixo doméstico	Encaminhado p/ centros de reciclagem	Retorno ao revendedor	TOTAL
13500	21	84	0	0	105
13501	15	23	0	3	41
13502	23	45	0	0	68
13503	33	39	0	0	72
13504	4	121	0	0	125
13505	13	45	0	2	60
13506	31	105	0	1	137

3. *Você conhece alguma legislação que se refira a lâmpadas fluorescentes?*

CEP	Sim	Não	TOTAL
13500	2	107	109
13501	3	43	43
13502	0	74	74
13503	0	72	74
13504	1	134	134
13505	0	60	60
13506	0	143	144

4. *Quando uma lâmpada fluorescente quebra, qual o procedimento adotado?*

CEP	Jogo no lixo doméstico	Enterro	Jogo em terreno baldio	Nunca quebrou	TOTAL
13500	38	0	0	71	109
13501	22	0	0	21	43
13502	60	0	3	11	74
13503	27	0	4	43	74
13504	101	1	0	32	134
13505	13	0	0	47	60
13506	41	0	0	103	144

Respostas fornecidas pela população – Questionário 3/Pneus

1. *Você costuma manter pneus usados no quintal de sua casa?*

CEP	Sim	Às vezes	Não	TOTAL
13500	0	109	0	109
13501	0	43	0	43
13502	0	74	0	74
13503	2	72	0	74
13504	0	134	0	134
13505	0	60	0	60
13506	0	143	1	144

2. *Alguma vez você já queimou pneus?*

CEP	Sim, em algum terreno baldio	Sim, no quintal de minha casa	Sim, em outro local	Não	TOTAL
13500	0	0	0	109	109
13501	0	0	0	43	43
13502	0	0	0	74	74
13503	1	1	0	72	74
13504	0	0	0	134	134
13505	0	0	0	60	60
13506	1	0	0	143	144

3. *Possui veículo? Caso positivo, ao realizar a troca de pneu, o que fez com o antigo?*

CEP	Não possui	Queimei	Deixei no quintal	Deixei no local que troquei	TOTAL
13500	7	0	0	102	109
13501	0	0	0	43	43
13502	13	0	0	61	74
13503	4	0	0	70	74
13504	11	0	0	123	134
13505	3	0	0	57	60
13506	37	0	0	107	144

4. *Você conhece algum processo de reciclagem de pneus?*

CEP	Sim	Não	TOTAL
13500	3	106	109
13501	0	43	43
13502	0	74	74
13503	2	72	74
13504	2	132	134
13505	1	59	60
13506	4	140	144

5. Conhece alguma legislação que se refira a pneus usados?

CEP	Sim	Não	TOTAL
13500	0	109	109
13501	1	42	43
13502	0	74	74
13503	0	74	74
13504	2	132	134
13505	0	60	60
13506	1	143	144

10 – COMENTÁRIOS ÀS RESPOSTAS FORNECIDAS PELA POPULAÇÃO

As pilhas e as baterias (principalmente as utilizadas em aparelhos de telefones celulares, aparelhos de telefone sem fio e relógios, objetos de consumo comum atualmente) estão presentes em praticamente todas as residências pesquisadas. Pode-se também supor que, nas demais residências do município não abordadas nesta pesquisa, também existam a presença destes objetos. Dessa forma, é correto afirmar que um número relativamente alto de pilhas e baterias é comercializado no município. No entanto, grande parte destes produtos ao esgotarem sua vida útil, é destinada de forma incorreta, como mostra as respostas à pergunta 2.

As lâmpadas fluorescentes estão cada vez mais presentes nas residências, principalmente devido à economia que estas proporcionam ao consumidor. Existe um número significativo destas lâmpadas nas residências das pessoas entrevistadas, como mostra as respostas à questão 1. No entanto verificou-se que o destino final das lâmpadas, quando estas quebram ou esgotam sua vida útil, não é diferente do destino fornecido às pilhas e baterias: grande parte da população descarta-as no lixo doméstico.

É interessante citar que, além do Brasil não possuir uma legislação específica (as legislações estão restritas a algumas cidades brasileiras), há pessoas que desconhecem totalmente a periculosidade que os componentes internos de uma lâmpada fluorescente pode causar: uma pessoa entrevistada afirmou quebrar a lâmpada antes de jogá-la ao lixo, acreditando dessa forma, estar contribuindo para não causar possíveis danos.

Nas questões relativa aos pneus grande parte da população demonstrou maior conhecimento, provavelmente, devido às constantes recomendações mostradas em jornais, em propagandas televisivas e visitas de agentes de saúde para evitar a proliferação do mosquito *Aedes aegypti* (transmissor da dengue).

Porém, quando a questão é a legislação ou métodos alternativos de reciclagem, ainda existe um desconhecimento coletivo. Além deste desconhecimento, notou-se que as pessoas entrevistadas não detêm qualquer curiosidade sobre o que é feito com pneus antigos; um exemplo que comprova este fato foi constatado nas respostas da questão 4, nas quais a maioria das pessoas que trocaram os pneus de seus veículos deixaram estes no próprio local (borracharia, oficinas), não possuindo qualquer interesse sobre o que seria feito com estes posteriormente.

11 – COMENTÁRIOS ÀS RESPOSTAS FORNECIDAS PELOS COMERCIANTES

Em relação às pilhas, baterias e lâmpadas fluorescentes, todos os estabelecimentos afirmaram devolver para os revendedores os produtos que esgotam o prazo de validade e não são vendidos, no entanto, alguns ressaltaram que esta atitude nem sempre é necessária, uma vez que estes produtos possuem o prazo de validade relativamente longo (uma pilha comprada em maio de 2003 terá seu vencimento somente em maio de 2005). Ao devolver os produtos para o revendedor, grande parte dos comerciantes assumiram não saber qual o destino fornecido à estes.

Geralmente, não há interesse dos clientes em deixar os produtos esgotados nas lojas. A legislação referente às pilhas e baterias é conhecida por grande parte dos comerciantes, porém, estes também assumiram que não aplicam esta lei inteiramente nos seus estabelecimentos.

Em relação aos pneus, em todos os estabelecimentos em que estes são passíveis de recuperação, são remoldados ou ressolados e os que não são passíveis são enviados para empresas de reciclagem.

12 – MODELO DE GESTÃO PROPOSTO

O modelo de gestão sugerido (Quadro1), para os produtos enfocados, tem como metas principais:

- Incentivo à segregação dos resíduos nas residências;
- Disposição facilitada dos produtos em coletas seletivas;
- Incentivo à organização de centros de coleta seletiva dos produtos;
- Redução dos custos municipais com a correção dos impactos da destinação imprópria;
- Melhoria da limpeza urbana com ganhos significativos na preservação da paisagem e na qualidade de vida do ambiente construído;
- Racionalização e otimização na utilização dos sistemas de aterros sanitários;
- Redução da fração enterrada dos resíduos, como forma de prolongar a vida útil dos aterros e evitar a contaminação superficial e subsuperficial;
- Incentivo à comercialização dos reciclados;
- Incentivo às soluções de consórcios municipais contemplando os princípios de ação local a partir de um planejamento global;
- Aproveitamento dos mecanismos e da legislação já existente referentes ao tema abordado.

O modelo propõe que os resíduos pós-consumo sejam separados nas residências e entregues voluntariamente em postos de coleta seletiva. Estes postos podem ser os próprios estabelecimentos comerciais, que também devem participar ativamente como unidades de recebimento de entrega. É importante ressaltar que o modelo propõe apenas enterrar em aterros sanitários somente a “fração última”, ou seja, aquela que não pode ser reaproveitada pela sociedade.

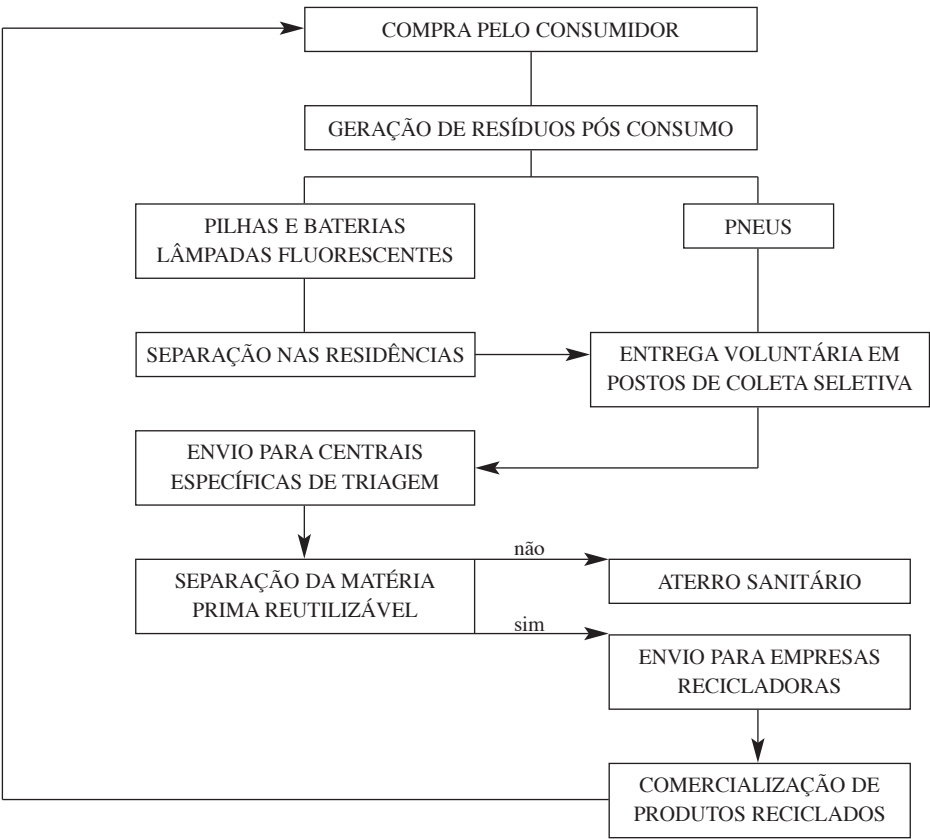
Para que o modelo atinja sua sustentabilidade, é necessário a participação da sociedade civil organizada (Rotary Clubs, Lyons, sociedades ambientalistas...) em co-responsabilidade com a prefeitura municipal, sendo que esta deve fornecer subsídios para que os estabelecimentos comerciais e a sociedade estejam plenamente ativos na participação do modelo, por exemplo:

- A prefeitura municipal pode oferecer descontos em taxas municipais para os estabelecimentos que se propuserem a ser postos de coleta;
- Os comerciantes podem oferecer descontos em mercadorias de seu estabelecimento para consumidores que colaboram com a coleta;
- A Prefeitura Municipal, até para obedecer à Lei Orgânica do município, deve se organizar e se propor a ser o elo de ligação entre a legislação ambiental e a população;

- A prefeitura municipal e os estabelecimentos comerciais devem entrar em negociação com empresas recicladoras para não prejudicar a viabilidade do modelo de gestão ;
- Deve haver um grande apoio à educação ambiental, com esclarecimentos à população sobre os riscos da má destinação final dos resíduos pós-consumo;
- Incentivar o consumo dos produtos reciclados, ou seja, aqueles feitos a partir do material coletado.

Quadro 1 – Modelo de gestão proposto

Proposta de um modelo de gestão para a correta destinação dos produtos enfocados



13 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Concluiu-se, por meio dos resultados obtidos, que existe uma realidade caracterizada pelo desconhecimento, por parte da população, das legislações existentes para a correta destinação final de alguns resíduos perigosos, como pilhas, baterias, lâmpadas fluorescentes e pneus. Os resultados obtidos com as respostas fornecidas pelos comerciantes na aplicação dos questionários, revelaram que, embora a maioria conheça a legislação e esteja tomando alguma atitude para fornecer a correta destinação final, ou mesmo alertar os consumidores, muito ainda deve ser feito.

Neste âmbito, a chave inicial para que haja melhores resultados na disposição final, não apenas dos produtos enfocados, mas também nos demais resíduos sólidos, são os processos adequados

de gestão, entre os quais se inclui a educação ambiental. Entidades governamentais e universidades, dentre outros organismos, devem iniciar um processo de educar as populações dos municípios de forma prática e didática, de modo que as pessoas sintam-se responsáveis pelo lixo gerado em suas residências, acatando, dessa forma, a sua correta destinação final, uma vez que “estima-se que o Brasil perde por ano 4,6 bilhões de reais (dados de 1996) ao não reaproveitar o lixo que produz” (Prado Filho, 2002, p.75).

Constata-se que a educação ambiental, de forma como esta sendo considerada atualmente, não atinge os objetivos necessários: pessoas espalham lixo pelas ruas e terrenos baldios das cidades; outros descartam papéis de bala, latas de bebidas e outros objetos pela janela de seus carros. As panfletagens ou a discussão destas questões apenas em eventos fechados, nos quais não há acesso para a população geral, não irá melhorar o problema. As ações relativas ao lixo e ao gerenciamento de resíduos devem contemplar as questões sociais, num esforço conjugado de secretarias, ministérios, universidades e indústrias.

Além do desconhecimento das legislações, atenção especial deve ser voltada para o também desconhecimento dos perigos que a má destinação final destes produtos industrializados fornecem para a saúde pública e para o meio ambiente. Como não há conseqüências imediatas causadas pela disposição inadequada desses produtos, há uma predisposição para o descaso com a correta destinação destes resíduos industriais pós-consumo, tanto por parte da população e dos comerciantes entrevistados como por parte das administrações públicas. Os efeitos dos metais pesados, geralmente, demoram anos para se manifestarem.

Outro aspecto enfatizado é a questão do reaproveitamento da matéria-prima envolvida na fabricação dos produtos anteriormente citados. Atualmente, muito se fala em desenvolvimento sustentável e reciclagem, mas percebe-se que estes termos não estão conseguindo expor seu verdadeiro significado. Dever-se-ia haver uma cautela especial em relação ao grande número de publicações que tratam do aspecto ambiental, pois, entre muitas que são sérias e revelam soluções para determinados problemas da área ambiental, muitas são apenas reproduções ou artigos sem conteúdo prático, movidos pelo “modismo” em que se transformaram as questões da área ambiental.

Decorrente desta atitude, o que se vê atualmente são ações dispersas e soluções paliativas que descaracterizam o problema e inviabilizam o controle do processo final de gerenciamento dos resíduos sólidos urbanos, quando na realidade, deveria haver estudos sérios, planejamento e soluções abrangentes para esta questão. Há ações isoladas, as quais, embora meritórias, não fazem parte de um esforço organizado, necessário para soluções adequadas das questões em pauta. Como exemplo, pode-se citar a proposta da Política Nacional de Resíduos Sólidos, que estabelece diretrizes e normas de ordem pública e interesses sociais para os diferentes tipos de resíduos sólidos. Deveria-se dar maior importância à iniciativas de Projetos de Lei como estes, incentivar suas implementações e colaborar para que projetos similares sejam aprovados.

A sociedade atual tem mostrado valores, como a responsabilidade e a consciência social, configuradas como atitudes e comportamentos extremamente esporádicos, reduzidos, individualistas e voltados para interesses imediatos. Estas são algumas das características da denominada “Sociedade Nimby”, descrita por Berríos (2002), que também é caracterizada pela grande maioria dos indivíduos procurar criar em seu entorno um ambiente de bem-estar e conforto, sem a preocupação com as conseqüências posteriores, com os impactos e agravos que ações impensadas produzem sobre o meio ambiente. Berríos (op. cit.) coloca que nos casos dos resíduos domésticos, o comportamento dos indivíduos pode ser caracterizado duplamente: i) são corretos quando tendem a manter limpas e ordenadas suas casas, quintais, jardins, etc.; ii) são incorretos quando se preocupam que os restos,

objetos em desuso, sobras, cheguem somente até a porta das casas, não mais interessando com o que possam ocorrer a estes resíduos posteriormente: o que importa é que estes sejam colocados na rua para que o serviço de coleta pública os leve para longe de casa.

Atitude semelhante é a tomada por muitas administrações públicas: a preocupação, na maioria das vezes, resume-se em contratar os serviços de empresas que realizam a coleta do lixo, tendo como objetivo apenas “fiscalizar” se esta coleta está sendo realizada corretamente no município. Para os moradores o importante está em remover o lixo do interior de suas casas para o portão e para tais administrações o importante é transferi-lo do portão das casas para um aterro sanitário (que nem sempre atende todas as exigências necessárias de instalação e funcionamento).

Este quadro observado atualmente exige mudanças urgentes. Já que a “separação na fonte” pode significar um grande avanço para o problema da gestão dos resíduos sólidos, a preocupação das administrações públicas deve ir além, como mostrar interesse com o que há dentro de cada saco de lixo deixado nas portas das residências, pois, dentro de cada lixeira há resíduos passíveis de recuperação, misturados com mais outros diversos tipos de resíduos. Além da coleta seletiva dos resíduos mais tradicionais (papel, plástico, vidro, alumínio) os contratos com as empresas concessionárias de limpeza pública deveriam prever soluções alternativas para demais resíduos como pilhas, baterias e lâmpadas fluorescentes. Com isso, contribuir-se-ia para a diminuição de sítios contaminados e para o aumento da vida útil dos aterros sanitários e dos lixões em via de se tornarem aterros controlados.

A obrigatoriedade da elaboração da lei orgânica municipal e do plano diretor municipal, tanto na cidade de Rio Claro - que foi abrangido por esta pesquisa - como em outros municípios, não é um fator que conscientiza os membros da administração pública municipal da importância de planejamento, enquanto um processo mais eficiente de gestão. Braga (1995) afirma que tais administrações encaram o plano diretor municipal apenas como uma exigência burocrática e inútil ou como um instrumento útil apenas para facilitar a obtenção de financiamentos públicos. Por exemplo, há capítulos e artigos da Lei Orgânica do Município de Rio Claro que fazem referência aos aspectos ambientais e à destinação final dos resíduos sólidos municipais. No entanto, o que se percebeu é que estes aspectos ainda estão muito vagos e necessitam de aprimoramento e revisão, uma vez que a lei orgânica do município data de 1990.

A viabilidade do modelo de gestão só será alcançada quando maiores e melhores investimentos, não apenas financeiros, mas também em educação ambiental e em incentivos por parte de setores administrativos forem maiores e mais seriamente abordados.

Embora se possa afirmar que é crescente a atenção da legislação ambiental com questões voltadas à disposição e ao destino final de resíduos, e grande parte destes já estarem regulamentados quanto à sua destinação final (como por exemplo, a destinação final de pneus inservíveis no território nacional em proporção à quantidade fabricada ou importada – Resolução CONAMA nº 258 de 26.08.1999 e o descarte e gerenciamento ambientalmente adequado de pilhas e baterias usadas, no que tange à coleta, reutilização, reciclagem, tratamento ou disposição final - Resolução CONAMA nº 257, de 30.06.1999) ainda se está longe do ideal, que seria a criação de normas diretrizes que disponham sobre a geração de resíduos, reutilização, manejo, acondicionamento, coleta, destinação, além de incentivos fiscais para a adoção de melhorias no meio ambiente. Por exemplo, na sequência das ações necessárias para a destinação correta das pilhas e baterias, as administrações municipais deveriam, juntamente com os setores organizados da sociedade, engajar-se em sistemas de coleta e de encaminhamento de tais produtos para a reciclagem, para que o ciclo de responsabilidades relativas à gestão adequada dos mesmos se complete. Sabe-se que, no Estado de São Paulo,

apenas uma empresa recicla pilhas e baterias, e apesar de ser a única, opera em geral em regime de demanda reprimida, ou seja, com falta de matéria-prima para reciclar, pois a mesma não chega até a empresa. Enquanto isso, tais produtos são descartados em aterros sanitários, o que representa no mínimo uma contradição, pois ao invés de estarem comprometendo o meio ambiente, poderiam estar sendo valorizados, gerando riquezas e incentivando os empresários a investir em seus empreendimentos, aprimorando as técnicas de reciclagem e ampliando instalações. O mesmo acontece com os pneus inservíveis, para os quais já existem processos consagrados de valorização, mas que muitas administrações municipais insistem em depositá-los em voçorocas e terrenos abandonados, o que se configura em total desprezo e desconhecimento da tecnologia, além de uma enorme ignorância relativamente ao valor agregado dos resíduos.

14 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Berríos, M. R. (1986) – *O lixo domiciliar*. A produção de resíduos sólidos residenciais em cidade de porte médio e a organização do espaço: o caso de Rio Claro-SP. Dissertação (Mestrado em Geografia). Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, SP.
- Berríos, M. R. (2002) – O lixo nosso de cada dia. In: CAMPOS, J. de O.; BRAGA, R.; CARVALHO, P. F. de. (Org.) *Manejo de Resíduos*: pressuposto para a gestão ambiental. Rio Claro, SP: Laboratório de Planejamento Municipal – Deplan/IGCE – UNESP, 2002, p. 9-39.
- Braga, B.; Hespanhol, I.; Conejo, J. C.; Barros, M. T. L.; Porto, M. (2002) – O Meio Terrestre. In: *Introdução à Engenharia Ambiental*. Prentice Hall, São Paulo. pp. 124-168.
- Braga, R. (1995) Plano Diretor Municipal: três questões para discussão. *Caderno de Departamento de Planejamento* (Faculdade de Ciências e Tecnologia – UNESP). Presidente Prudente, v. 1, n.1, pp 15-20.
- Campos, J. de O. (2001) *Resíduos Sólidos* – Inventário e plano de manejo para a cidade de São Carlos. Prefeitura Municipal de São Carlos, Secretaria Municipal de Ciência, Tecnologia e Desenvolvimento Econômico/CNPQ – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico. São Carlos, SP. Inédito.
- Campos, J. de O. (2002) – Resíduos industriais: um olhar no futuro. In: Campos, J. de O.; Braga, R.; Carvalho, P. F. de. (Org.) (2002) *Manejo de Resíduos*: pressuposto para a gestão ambiental. Laboratório de Planejamento Municipal – Deplan/IGCE – Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, SP. pp. 65-84.
- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB) (2003). *Áreas contaminadas*: relação de áreas contaminadas. Acesso em 4 de Fevereiro de 2003 em: <http://www.cetesb.sp.gov.br/Solo/areas_contaminadas/relacao_areas.asp>
- Edel, G. (2002) Pneus inservíveis e asfalto: união que beneficia estradas e meio ambiente. 2º *Simpósio Sobre Obras Rodoviárias*.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) (2003) *Censo Demográfico 2000*. Resultados do Universo. Disponível em: <www.ibge.gov.br>. Acesso em 25 de Janeiro de 2003.
- Krumbein, W. C.; Graybill, F. A. (1965) *An Introduction to Statistical Models in Geology*. International Series in the Earth Sciences. MacGraw – Hill Book Company, New York.

Prado Filho, H. R. do (2002) Os negócios da água e do lixo. *Banas Qualidade*, São Paulo, Ano XII, n. 123, pp. 75-88.

Sorrentino, M. (1991) *Educação ambiental, participação e organização de cidadãos*. Brasília: 1991.

INFLUÊNCIA DO ESTADO DE TENSÃO DE UM TÚNEL E DA SAZONALIDADE EM ENSAIOS DE CAMPO EM ARGILA COLAPSÍVEL DO BRASIL

Influence of the stress state induced by a tunnel and the seasonal variability on in situ tests in a collapsible clay of Brazil

Renato P. Cunha*

André P. Assis**

Fernando E. R. Marques***

Charles R. B. Santos****

RESUMO – Este trabalho apresenta a discussão do efeito isolado e simultâneo de variações no estado de tensão e umidade natural (ou sucção) do solo nos dados originais e parâmetros previsíveis de ensaios de campo tipo SPTT, DMT e CPT. Isto foi alcançado com resultados de uma área de testes localizada dentro da bacia de recalques de uma escavação (Local A) e de uma outra livre das interferências causadas por esta mesma escavação (Local B), relativa a um túnel existente na cidade de Brasília, Brasil. Os ensaios de campo foram executados em distintas épocas do ano (chuvosa e seca), permitindo o estabelecimento dos efeitos da variação sazonal, ou umidade do solo, nos resultados citados anteriormente. As análises mostraram que as influências do estado de tensão pós-construção em investigações de campo devem ser de alguma maneira consideradas no projeto de túneis, enquanto que a sazonalidade não parece causar apreciáveis diferenças de engenharia nos parâmetros de projeto.

SYNOPSIS – The paper presents a discussion of the isolated and simultaneous effect of both field stress state and moisture content (or suction) variations of the soil on the original data and predicted geotechnical parameters from SPTT, DMT and CPT in situ tests. This was accomplished with results from a test site located inside the settlement trough of an excavation (Location A) and from a location free from the interferences caused by this same excavation (Location B) related to an existing tunnel in the city of Brasília, Brazil. The field tests were carried out at distinct (rainy and dry) seasons of the year, allowing the establishment of the effects of the season variability, or soil moisture content, on the aforementioned results. The analyses have shown that post-construction stress state influences on site investigations should somehow be considered in tunnel design projects, whereas seasonality does not appear to cause appreciable engineering differences on design parameters.

PALAVRAS CHAVE – ensaios de campo, solo colapsível, projeto de túnel.

* Professor Adjunto, Eng. Civil, Ph.D., Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil. E-mail: rpcunha@unb.br

** Professor Titular, Eng. Civil, Ph.D., Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil. E-mail: aassis@unb.br

*** Professor Auxiliar, Eng. Civil, D.Sc., Faculdade de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal. E-mail: ferm@dec.uc.pt

**** Ex-Aluno, Eng. Civil, M.Sc., Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, Brasil.

1 – INTRODUÇÃO

Grande parte do Distrito Federal do Brasil, aonde se localiza sua capital, Brasília, apresenta um solo poroso, colapsível e meta-estável, localmente conhecido como “argila porosa” de Brasília. Este solo é constituído por uma camada superficial de argila siltosa que, quando submetida a variações no nível original de tensões ou de umidade (ou ambas simultaneamente), sofre uma considerável variação de volume e quebra estrutural de sua matriz. Este fenômeno é definido como “colapso” do solo, e pôde ser visualmente observado durante os trabalhos de escavação subterrânea a que esta cidade esteve submetida em anos recentes – particularmente ao longo da bacia superficial de recalques do solo sobrejacente ao topo de um túnel executado pelo governo local, túnel este que representou um dos maiores empreendimentos públicos na área de engenharia urbana e de transportes desta cidade na última década. O empreendimento em questão, executado pela Companhia do Metropolitano de Brasília, tem um comprimento total de 42 km que foram construídos sob distintos métodos construtivos de forma a viabilizar o sistema de Metrô desta cidade. Deste total, aproximadamente 7 km foram construídos sob a forma de túnel (diâmetro de 9,6m) escavado na argila porosa através do método NATM.

A esta região afetada denomina-se de “zona de influência” do túnel. De fato, este fenômeno foi causado pelos efeitos associados de variação do estado de tensão e umidade no maciço terroso, gerados pela escavação subterrânea do túnel, que por sua vez ocorreram em função do tempo de construção e da sazonalidade local (épocas de seca versus de chuva), além de aspectos intrínsecos relacionados à geotecnia do solo em questão, como o já relatado aspecto da estrutura meta-estável. Estes efeitos se relacionam, respectivamente, de forma externa e interna às camadas de maciço terroso natural da região afetada pela escavação, ou seja, na região dentro da zona de influência do túnel.

Portanto, com o objetivo de estudar os efeitos comentados e prevê-los, ou entendê-los por meio de ensaios de campo e laboratório, além de tirar diretrizes futuras de investigação para obras deste tipo, foi estabelecido um projeto conjunto de pesquisa entre o Brasil e Portugal. Este projeto se deu, mais especificamente, entre os grupos geotécnicos da Universidade de Brasília (UnB) e da Universidade de Coimbra, tendo envolvido docentes, funcionários e alunos de ambas as instituições. O mesmo já produziu, com sucesso, uma Tese de Doutorado (Marques, 2006) e uma Dissertação de Mestrado (Santos 2003), além de dois artigos internacionais (Marques *et al.*, 2004, Cunha *et al.*, 2006). De forma sumarizada, observa-se que o projeto de pesquisa foi conduzido via campanha de ensaios de campo na argila porosa de Brasília em áreas dentro, e fora, da zona de influência do túnel, que já estava em operação por ocasião destes ensaios. Os ensaios foram feitos em diferentes épocas do ano, isto é, durante as épocas de seca e chuva da região, e se realizaram concomitantemente com ensaios laboratoriais convencionais e especiais (oedométricos, triaxiais) executados na Universidade de Brasília via blocos indeformados de solo amostrados nas regiões de estudo.

Em função da escavação subterrânea estar centrada predominantemente na argila colapsível da região, que em geral se encontra em um estado inicial não saturado, sabia-se, de antemão, que a sucção deste material *in loco* iria afetar o seu comportamento e possivelmente o da obra. E sabia-se também que este comportamento se daria em função do nível de tensão produzido, ou alterado, após a instalação do túnel. Logo, levando em conta que o nível de sucção deste solo local varia com a umidade natural do mesmo, e que esta, por sua vez, muda em função da época do ano (seca ou chuvosa), procurou-se realizar ensaios de campo em dois distintos meses “chaves” de forma a observar este efeito nos dados primários e secundários (parâmetros interpretados) destes ensaios escolhidos. Portanto, a primeira fase de ensaios foi realizada na época de chuva, em Fevereiro de 2002, enquanto que a segunda foi executada em Julho deste mesmo ano, já em plena seca da região. Foram programados ensaios com os equipamentos usuais da prática Brasileira, como o Ensaio de

Penetração Standard com medição de Torque (SPTT) e outros não tão usuais para projetos deste tipo no Brasil, como o Ensaio Dilatométrico de Marchetti (DMT) e o Ensaio Conepenetrométrico (CPT).

Outro aspecto relevante investigado no presente artigo foi estudo do efeito da escavação do túnel no comportamento, pós-construção, do solo circundante ao mesmo. Este é um aspecto importante porque a escavação e implantação do túnel geram variações nos níveis de tensões originais que induz, e possivelmente amplificam, o colapso do solo por ocasião da chegada das chuvas na região. De fato isto ocorreu e levou à formação (como observado em distintos lugares) de bacias superficiais de recalque com magnitude superior à prevista originalmente por metodologias convencionais de uso em solos “clássicos” da geotecnia.

Desta forma, foram definidos para a pesquisa dois locais de execução dos distintos ensaios de campo anteriormente descritos. O primeiro local, denominado de “Local A”, se encontrava próximo à lateral da parede do túnel, em área provavelmente afetada pelo processo executivo (na zona de influência deste). O segundo local, denominado de “Local B”, se encontrava na mesma seção transversal, porém bem distanciado da bacia de recalques, a cerca de 75 m do eixo central do túnel. Estes dois pontos foram definidos em região localizada ao centro da cidade de Brasília, mais precisamente na “Asa Sul” desta, onde o túnel havia sido previamente instrumentado. Nestes dois locais, portanto, foram realizados os ensaios de campo nas duas distintas épocas consideradas e acima descritas.

O artigo finaliza com a apresentação de todo o conhecimento adquirido através de considerações finais de ordem acadêmica e prática, que servirão de base a futuras investigações geotécnicas em projetos similares ao atual assentes em solos tropicais colapsáveis.

2 – CARACTERÍSTICAS GERAIS DO DISTRITO FEDERAL DO BRASIL

2.1 – Características fisiográficas

A cidade de Brasília situa-se no Distrito Federal (DF), localizado no Planalto Central, Centro-Oeste do Brasil, ocupando uma área quadrilátera de 5814 km² (Figura 1). O Distrito Federal é limitado ao Norte pelo paralelo de 15°30'N e ao Sul pelo paralelo de 16°03'S, a Leste pelo rio Preto e a Oeste pelo Rio Descoberto. A região apresenta um relevo com predominância de grandes superfícies planas e suavemente onduladas, conhecidas como chapadas, possuindo altitudes entre 750 e 1300 m. Por ser formada em grande parte por terras altas, a região do Distrito Federal se apresenta como dispersora das drenagens que fluem para as três mais importantes bacias fluviais do Brasil: Platina, Tocantins/Araguaia e a do São Francisco. Entre as bacias secundárias destaca-se a do rio Paranoá, onde está situado o lago artificial do Paranoá, criado juntamente com a cidade de Brasília (Novaes Pinto, 1993).

2.2 – Características climáticas

O clima do Distrito Federal é do tipo tropical de savana e temperado chuvoso de inverno seco (Mortari, 1994), tendo como característica marcante a alternância entre uma estação fria e seca e outra quente e chuvosa. O período de maio a setembro corresponde à estação fria e seca, marcada pela baixa nebulosidade, alta taxa de evaporação e baixa taxa de precipitação, e o período entre os meses de outubro e abril predomina a estação quente e chuvosa. Este ciclo alternante impõe ao solo do Distrito Federal um processo de laterização, que consiste na lixiviação de sais solúveis das ca-

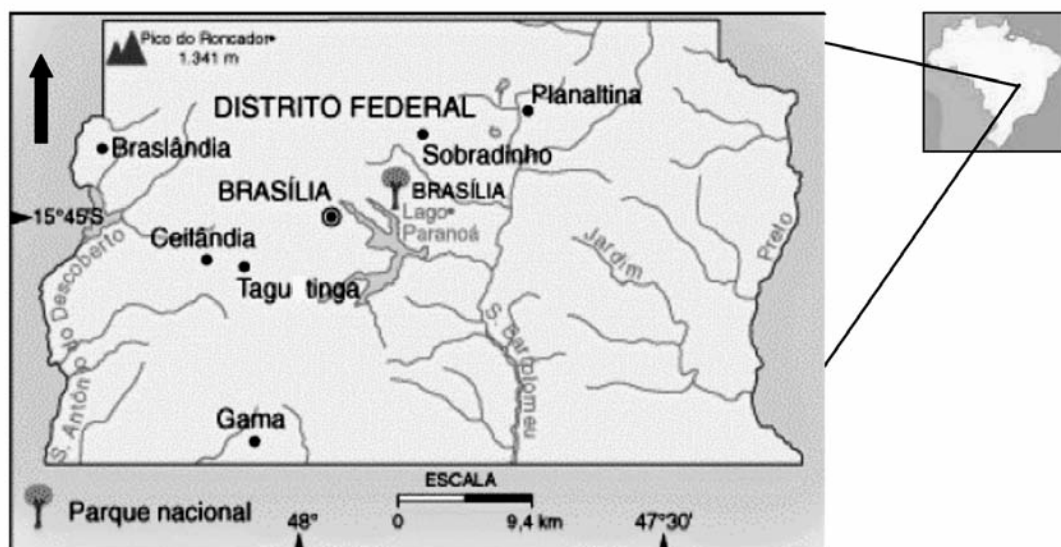


Fig. 1 – Mapa geográfico do Distrito Federal do Brasil.

madras superiores e deposição nos estratos inferiores. Este processo deixa na camada superficial de argila uma grande quantidade de poros, resultando em altos índices de vazios, baixos pesos específicos e alta permeabilidade (Ortigão, 1994).

A Figura 2 expõe informações do Inst. de Meteorologia referente aos anos 2000 a 2002.

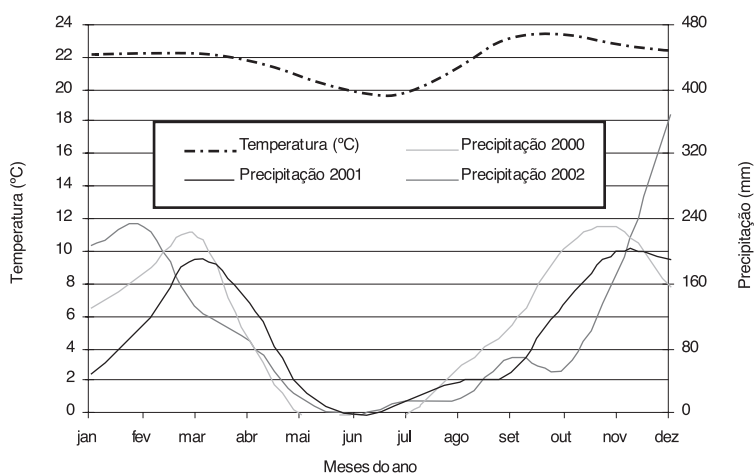


Fig. 2 – Distribuição da precipitação e da temperatura no Distrito Federal.

2.3 – Características geológicas

O Planalto Central apresenta características de geomorfologia influenciadas por condicionantes geológicos, climáticos e antrópicos. Em grande parte do Distrito Federal são encontradas chapadas que apresentam predominantemente um relevo residual e de aplainamento, com topografia

plana e levemente ondulada (Blanco, 1995). Estas feições são cobertas por uma espessa camada de latossolo e solos lateríticos vermelhos argilosos, denominados de argila porosa, como já mencionado anteriormente.

Freitas-Silva e Campos (1998) definem a geologia do Distrito Federal como sendo composta por rochas atribuídas aos grupos Paranoá, Canastra, Araxá e Bambuí. Os ensaios de campo foram realizados na área do “Plano Piloto” de Brasília onde predominam as rochas do grupo Paranoá, onde se encontram alternâncias de estratos de quartzito com granulometria fina a média, metassiltito argiloso, metarritmito arenoso, metarritmito argilosos e ardósia.

2.4 – Características pedológicas

Existem três unidades de solos predominantes na região do Distrito Federal, que são denominadas pedologicamente de solos hidromórficos, cambissolos e latossolos. No entanto, a maior parte desta região, acima de 80%, é ocupada pelos latossolos que estão associados aos locais de ocorrência de rochas do grupo Paranoá. Estes solos são resultantes de intemperismo, principalmente químico, associado a processos de lixiviação e laterização. Este processo resulta na formação de espessas camadas detrito-lateríticas, silto-argilosas, avermelhadas, com elevado índice de vazios e baixos pesos específicos.

A micromorfologia destes solos profundamente intemperizados revela que os mesmos são formados por agregados de matriz fortemente argilosa, interligados entre si e a grãos de quartzo (areia) por pontes de argila, com índice de vazios entre 1 e 2 (Cardoso, 1995). Este aspecto confere aos solos locais uma alta permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} cm/s) e um comportamento drenado similar aos solos granulares finos. Devido à sua alta porosidade e tipo de ligações cimentíceas, estes apresentam uma estrutura instável quando submetidos a aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação de volume, denominada “colapso”, daí a denominação “colapsível” tipicamente atribuída a estes materiais. Portanto, as camadas superficiais de argila porosa colapsível do DF em geral apresentam baixa resistência à penetração ($SPT < 4$) e nelas observam-se recalques exagerados quando submetidas a uma variação de umidade e/ou estado de tensões.

3 – CARACTERÍSTICAS GERAIS DO LOCAL DOS ENSAIOS E DA OBRA

3.1 – Localização do túnel e dos ensaios

Os ensaios de campo apresentados neste trabalho e o túnel em questão se localizam no Plano Piloto de Brasília, mais especificamente em sua Asa Sul. A Figura 3 mostra a localização da área estudada. Nesta se observa o formato de “avião” do Plano Piloto (por isto este nome) e as regiões sul e norte deste, respectivamente denominadas de Asa Sul e Asa Norte, novamente em referência ao formato de avião da cidade. À direita nesta figura notam-se as grandes extensões do Lago Paranoá, que foi artificialmente criado para tornar o clima da cidade mais ameno, além de torná-la mais pitoresca.

O trecho de estudo escolhido situa-se no Eixo Rodoviário Sul (ERS), entre as estações PP2 e PP3 do Metrô, em frente ao conjunto habitacional SQS 106 (Superquadra Sul 106), conforme mostrado na Figura 4. Na escolha deste trecho foram considerados dois aspectos importantes. O primeiro baseou-se no fato deste representar muito bem as características do solo superficial típico de Brasília, estando inserido no domínio da argila vermelha porosa colapsível. O segundo aspecto é referente à existência, neste trecho, de uma seção do túnel considerada completamente instrumentada

(S-4294), o que possibilitou a determinação da largura da faixa superficial abrangida pela bacia de recalque e forneceu informações que indicaram a ocorrência de colapso estrutural do solo na camada superficial.

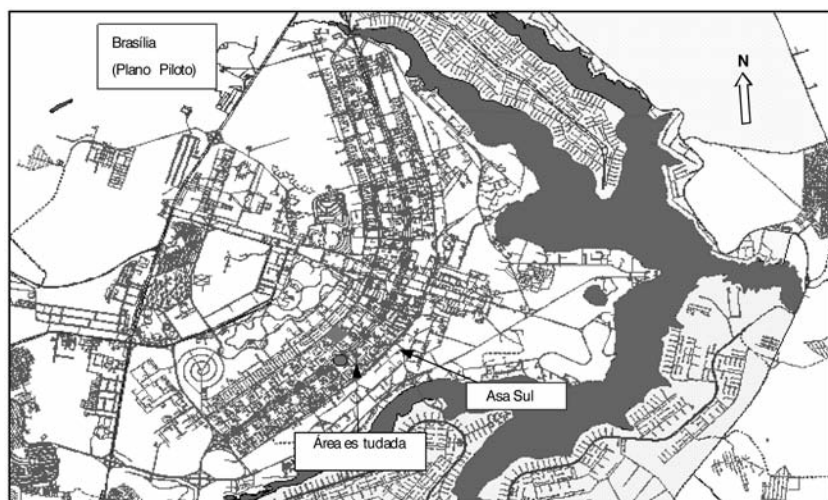


Fig. 3 – Plano piloto de Brasília e localização da área estudada.

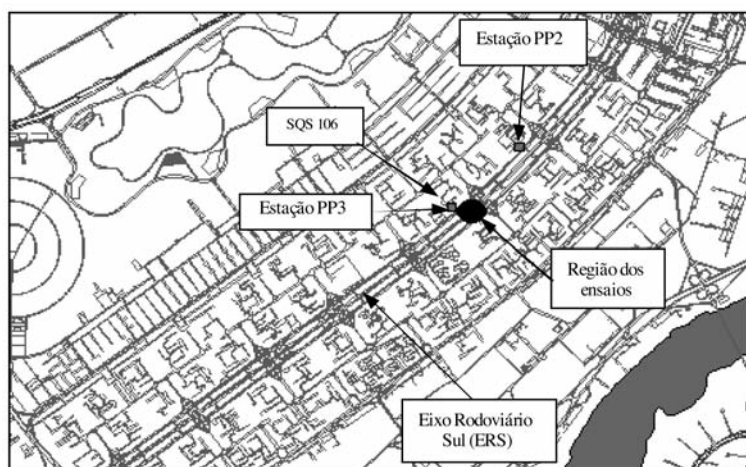


Fig. 4 – Trecho e região de realização dos ensaios na Asa Sul de Brasília.

A partir dos resultados fornecidos pela seção instrumentada S-4294, sabe-se que na região onde foram realizados os ensaios de campo ocorreram recalques superficiais elevados. Após uma escavação de um túnel, é comum os recalques se propagarem do teto do mesmo para a superfície, no entanto, estes deslocamentos estabilizados diminuem quanto maior a distância da abertura. Como a instrumentação demonstrou o inverso, aceitou-se a existência de uma fonte adicional de recalque na camada de solo entre o teto do túnel e a superfície do terreno.

Buscando avaliar as influências que a modificação do estado de tensões do solo vizinho à escavação teria nos parâmetros geotécnicos, discriminou-se a região de ensaio em dois locais, A e

B (Figura 5), como já citado anteriormente. O Local A está situado próximo à seção instrumentada, no canteiro entre o Eixo Rodoviário Oeste-Sul (Eixo W) e o Eixo Rodoviário Sul, como indica esta figura, e o Local B no canteiro entre o Eixo Rodoviário Sul e o Eixo Rodoviário Leste-Sul (Eixo L), também assinalado.

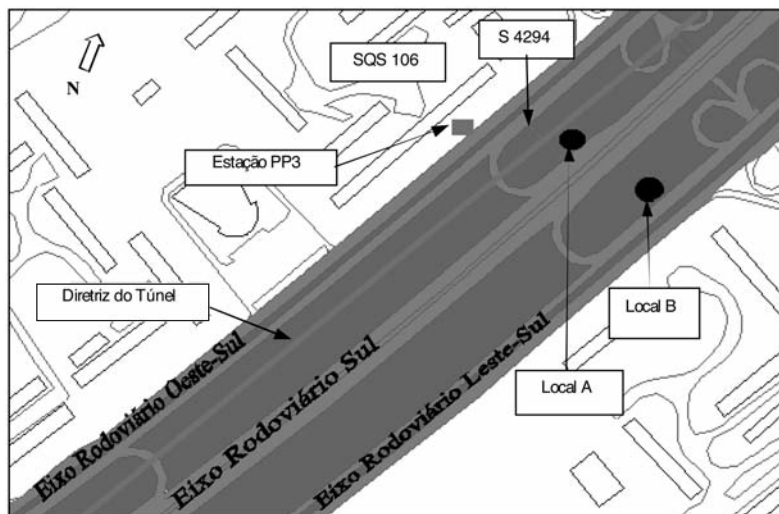


Fig. 5 – Detalhe dos locais de realização dos ensaios e da diretriz do túnel.

O Local A foi disposto em uma vertical que dista cerca de 1 m da parede de concreto do túnel, portanto, dentro da zona superficial demarcada por sua bacia de recalque que nesta região possui largura de 37,5 m (semi-largura da bacia igual a 18,75 m). Já o Local B foi arranjado de maneira que preservasse uma considerável distância da bacia de recalque, conforme apresentado na Figura 6.

Desta forma, o conjunto de ensaios de campo realizado no Local A forneceu parâmetros oriundos de um solo, a priori, perturbado pela alteração de suas tensões naturais, enquanto que, do Local B, foram extraídas informações que serviram de base para a determinação dos parâmetros geotécnicos provenientes de um solo não ou muito pouco perturbado, onde os efeitos das tensões induzidas pela escavação não foram pronunciados, ou quase inexistentes.

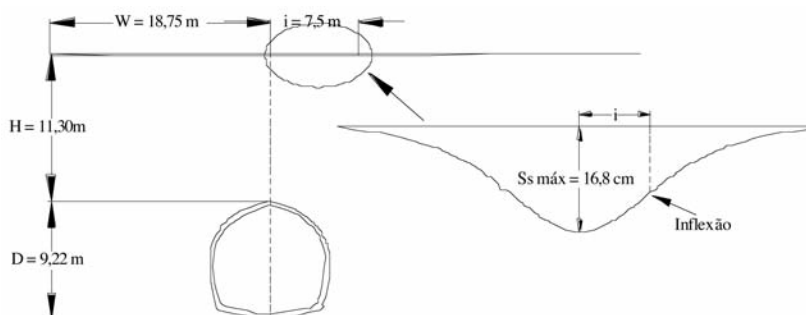


Fig. 6 – Configuração dos locais de ensaio em relação à bacia de recalque superficial.

3.2 – Detalhes do túnel

Com o objetivo de reduzir os problemas de transporte no DF, iniciou-se no ano de 1992 a construção do Metrô, cuja extensão atinge 42 km de vias que interligam a estação rodoviária de Brasília (no centro do Plano Piloto) a cinco cidades satélites. A linha é na sua maioria superficial, no entanto, o trecho situado na Asa Sul é subterrâneo, possuindo um túnel com diâmetro equivalente médio de 9,6 m. Este trecho subterrâneo possui nove estações, sendo a maioria identificadas pela sigla PP (Plano Piloto) conforme mostra a Figura 7. Como já relatado, a região em estudo situa-se entre as estações PP2 e PP3, aonde o túnel teve uma de suas diversas seções instrumentadas completas (S-4294).

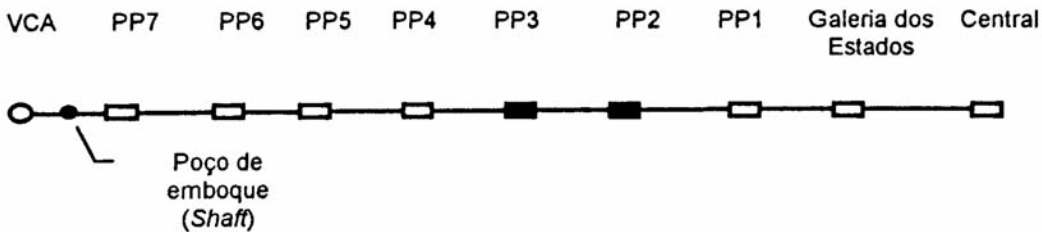


Fig. 7 – Estações do trecho subterrâneo situado na Asa Sul do Plano Piloto de Brasília.

A observação dos deslocamentos no maciço que circunda a escavação é uma atividade presente na metodologia do NATM. Assim, recalques superficiais foram percebidos logo após o início das escavações e estavam duas a três vezes maiores que os previstos inicialmente, no entanto sem instabilidade da frente de escavação. O fenômeno da colapsividade volumétrica foi a explicação encontrada para tal fato, pois no teto do túnel os recalques ficaram dentro do esperado, enquanto que em direção à superfície do terreno ocorreu uma gradual redução da variação volumétrica do solo. Na ocasião da escavação do túnel na Seção S-4294 a estimativa inicial de recalques na camada superficial de argila era da ordem de 60 a 80 mm. No entanto, no início desta observou-se a ocorrência de recalques superficiais de 150 a 200 mm, chegando a atingir picos de 500 mm em outras regiões em que havia a presença de lençol freático (Ortigão, 1994). O fenômeno foi creditado ao fato do túnel ter sido escavado em uma espessa camada de argila porosa, face aos aspectos estruturais já explanados anteriormente.

A Figura 8 apresenta a seção transversal esquemática da seção instrumentada S-4294.

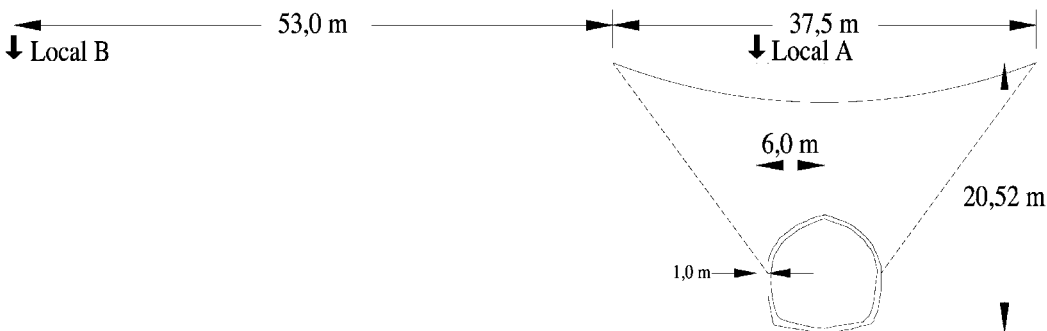


Fig. 8 – Seção transversal esquemática do trecho instrumentado S-4294 e local de estudos.

3.3 – Características geotécnicas do local de ensaios

O túnel do metrô ao longo da Asa Sul atravessa camadas de argila porosa de espessura variando de 8 a 40 m. Foi observado um nível d'água bastante profundo ou inexistente nesta região, exceto na ponta da Asa Sul, onde este se encontra numa profundidade de 10 m (Ortigão, 1994).

A Figura 9 apresenta o perfil geotécnico da Asa Sul, e as diretrizes inferior e superior do túnel. É possível notar a camada superficial de argila porosa sobrejacente a solos residuais, saprólitos de ardósia e metarritmitos. Entre as Estações PP2 e PP3, onde esta camada atinge a espessura máxima de 40 m, também se retiraram amostras deformadas e indeformadas de solo para ensaios laboratoriais. Estes ensaios foram realizados pela Universidade de Brasília a pedido do consórcio Brasmetrô, e seus resultados são sumarizados no Quadro 1.

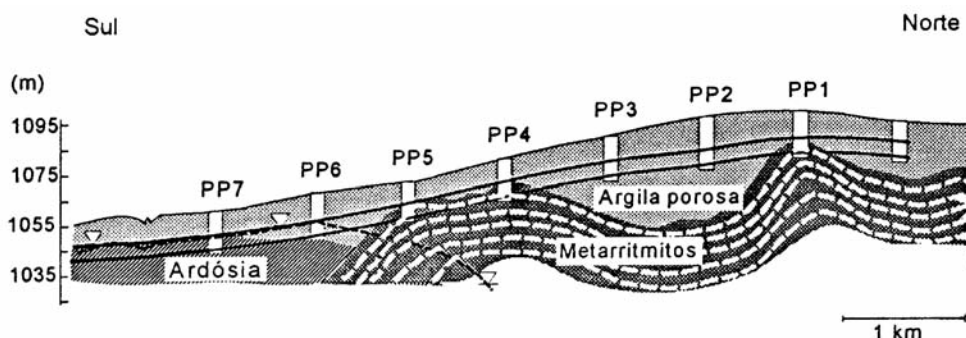


Fig. 9 – Seção longitudinal da Asa Sul com detalhe do perfil geotécnico, do túnel e das estações (modificado de Ortigão, 1994).

Quadro 1 – Parâmetros geotécnicos na seção em estudo (Brasmetrô, 1992).

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valores
Peso específico seco	γ_d	kN/m ³	9,7 - 16,8
Índice de vazios	e_0	–	0,96 - 2,01
Limite de liquidez	W_L	%	25,1 - 78,0
Índice de plasticidade	I_p	%	4,4 - 43,3
Coesão efetiva	c'	kPa	9,0 - 19,0
Ângulo de atrito efetivo	ϕ'	°	9,6 - 28,9
Coefficiente de colapso	i	%	0 - 11,6
Coefficiente de empuxo no repouso	K_0	–	0,55
Coefficiente de permeabilidade	k	m/s	$7,0 \times 10^{-8}$ - $8,5 \times 10^{-5}$
Coefficiente de variação volumétrica	c_v	m ² /s	$1,5 \times 10^{-7}$ - $5,5 \times 10^{-7}$
Índice de compressão	c_c	–	0,17 - 0,61

Na região específica dos locais de ensaio (A e B), notou-se um horizonte de solo laterítico constituído por uma argila arenosa vermelha, de acordo com a classificação táctil visual do SPT, onde o impenetrável da sondagem era atingido com 23 m de profundidade. A resistência mecânica desta argila nestes locais era inferior aos 10 golpes do amostrador convencional SPT, não tendo sido observado nível de água.

4 – NOMENCLATURA E CARACTERÍSTICAS DOS ENSAIOS EXECUTADOS

As campanhas de ensaios de campo envolveram ensaios de CPT, DMT e SPTT, nos locais assinalados e nas diferentes épocas do ano. Para cada ensaio retiraram-se, ao longo da profundidade e a cada metro, amostras deformadas para determinação da umidade natural do solo, de forma a se ter uma idéia desta variável para cada perfil de solo ensaiado.

De forma a analisar e comparar as informações de cada ensaio na mesma profundidade, tomaram-se os valores médios de CPT e DMT correspondentes a cada metro. Por outro lado, no ensaio SPTT tomou-se a soma dos golpes entre as profundidades de $Z + 0,15$ m e $Z + 0,45$ m, onde Z é um número inteiro a uma certa profundidade. Este procedimento é similar ao adotado por Mota (2003) no Campo Experimental da UnB.

A nomenclatura adotada para descrever estes ensaios foi arranjada na seguinte ordem: primeiro a sigla do tipo de ensaio, seguida do local de realização (A ou B) e da época sazonal (chuvosa C ou seca S). No caso específico do DMT, adicionou-se ainda uma numeração referente à orientação do sentido de expansão da membrana metálica (1, 2 ou 3), de forma a estudar esta variável (resultados da orientação espacial da membrana) em relação ao eixo do túnel. Esta numeração e os outros detalhes da nomenclatura são apresentados no Quadro 2.

A execução dos ensaios de SPT seguiu a norma Brasileira NBR-6484, exceto quanto ao acionamento manual do martelo com cabo de aço, a não utilização do coxim de madeira e a realização do avanço com o próprio amostrador, o que vem a ser uma prática regional. Não foi utilizado qualquer tipo de revestimento e após a penetração do amostrador padrão foi realizada a medição de torque (ensaio SPTT) retirando a cabeça de bater e acoplando às hastes um adaptador para o torquímetro. Realizou-se o torque sempre pelo mesmo operador e a leitura de torque máximo se deu ao completar 4 de volta do torquímetro. Embora a prática de medição do torque ainda não esteja normalizada, seu procedimento já é bem difundido e aplicado no Brasil, em particular na região Sudeste.

Os ensaios de cone elétrico foram realizados segundo a NBR12069 com dados medidos a cada 10 cm e velocidade de cravação estática de 2 cm/s. Utilizou-se um equipamento hidráulico para a cravação do cone penetrométrico com capacidade máxima de cravação de 200 kN, hastes cilíndricas de 33 mm de diâmetro e 1 m de comprimento. O cone elétrico apresentou diâmetro de 3,56 cm, área de 10 cm², ângulo de base igual a 60°, capacidade máxima na ponta de 100 kN e atrito lateral máximo de 1000 kPa. Utilizou-se um equipamento e sistema de aquisição de dados do tipo “Hogentogler”, pertencente a empresa de engenharia local. A Figura 10 apresenta um detalhe do sistema utilizado. Estes, no entanto, só foram realizados na época chuvosa, visto que o sistema de aquisição de dados se danificou após fevereiro de 2002 e não foi consertado a tempo dos ensaios na época seca.

Os ensaios DMT foram realizados segundo a norma americana ASTM D18.02 com o mesmo sistema de cravação adotado nos ensaios CPT. As leituras das pressões no manômetro, feitas a cada 20 cm de avanço, foram anotadas em planilhas manuais (pressão A e B), juntamente com a profun -

Quadro 2 – Nomenclaturas adotadas para os ensaios.

Ensaio	Local	Estação climática	*Expansão da membrana	Nomenclatura
DMT	A	C	1	DMT AC-1
		C	2	DMT AC-2
		C	3	DMT AC-3
	B	C	1	DMT BC-1
		C	2	DMT BC-2
		C	3	DMT BC-3
	A	S	1	DMT AS-1
		S	2	DMT AS-2
		S	3	DMT AS-3
	B	S	1	DMT BS-1
		S	2	DMT BS-2
		S	3	DMT BS-3
CPT	A	C		CPT AC
	B	C		CPT BC
SPT-T	A	C		SPT-T AC
	B C			SPT-T BC
	A	S		SPT-T AS
	B S			SPT-T BS

*Expansão 1: membrana paralela ao eixo longitudinal do túnel.

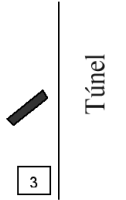
*Expansão 2: membrana perpendicular ao eixo longitudinal do túnel.

*Expansão 3: membrana com ângulo de 45° com o eixo long. do túnel.

Desenho Esquemático







didade de ensaio e os dados iniciais (desvio do zero do manômetro, pressões de calibração ΔA e ΔB , número da membrana e localização do ensaio). A velocidade de cravação da lâmina dilatométrica foi de 2 cm/s e não foi realizada a leitura da pressão C.

Cada sondagem DMT, respectiva a uma época e local, teve uma orientação diferente para a expansão da membrana dilatométrica, ou seja, orientação paralela (1), perpendicular (2) e forman -

do um ângulo de 45 graus em relação ao eixo longitudinal do túnel (3), conforme já desenhado esquematicamente no Quadro 2. Buscou-se com isto avaliar o possível efeito de anisotropia de tensões induzidas pelo eixo do túnel, como será discutido mais a frente.



Fig. 10 – Equipamento de cravação hidráulica utilizados nos ensaios CPT e DMT.

5 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 – Análise dos dados primários quanto à modificação do estado de tensões

5.1.1 – Efeito de anisotropia de tensões induzidas medidas pelo DMT

A avaliação inicial dos dados dilatométricos se deu em relação aos possíveis efeitos de anisotropia de tensões induzidas nas distintas orientações das membranas dilatométricas, ou seja, segundo as orientações de expansão 1, 2 e 3 apresentadas no Quadro 2.

Vale ressaltar que antes de todos os ensaios estas membranas de aço foram intensamente exercitadas em laboratório, a fim de minimizar o efeito de sua rigidez. As devidas correções foram igualmente aplicadas nos dados de campo, conforme preconiza Marchetti (1980). Além disto, a presente discussão se limitará aos resultados na época chuvosa, onde o efeito de sucção nos resultados é amenizado ou quase inexistente. A Figura 11 apresenta os resultados para os locais A e B, respectivamente.

Observando os valores de p_0 e p_1 obtidos no Local A para as três expansões da membrana, pode-se perceber uma faixa superficial até 4 m onde as distribuições de p_0 e p_1 mostraram diferenças entre si. Entretanto, na faixa situada entre 4 e 14 m de profundidade, para as três expansões diferenciadas da membrana, foram obtidas distribuições de p_0 (e também p_1) sem uma clara distinção ao logo da profundidade. A partir de aproximadamente 14 m as diferenças entre as distribuições de p_0 voltaram a ser evidentes, e este fato também se repete para as distribuições de p_1 ao longo da profundidade. Quando se direcionou o mesmo tipo de análise para o Local B, não foi possível modular em camadas o perfil conforme procedido no Local A, visto não ter sido identificadas tendências diferenciadas de p_0 e p_1 .

Esta análise inicial permite que seja observado que, para o Local A, existem três regiões distintas onde o efeito de anisotropia de tensões induzidas pode ser observado, enquanto que, para o Local B este mesmo efeito não se observa, em função, certamente, da distância elevada deste local em relação ao eixo do túnel, em cerca de 7,5 vezes seu diâmetro.

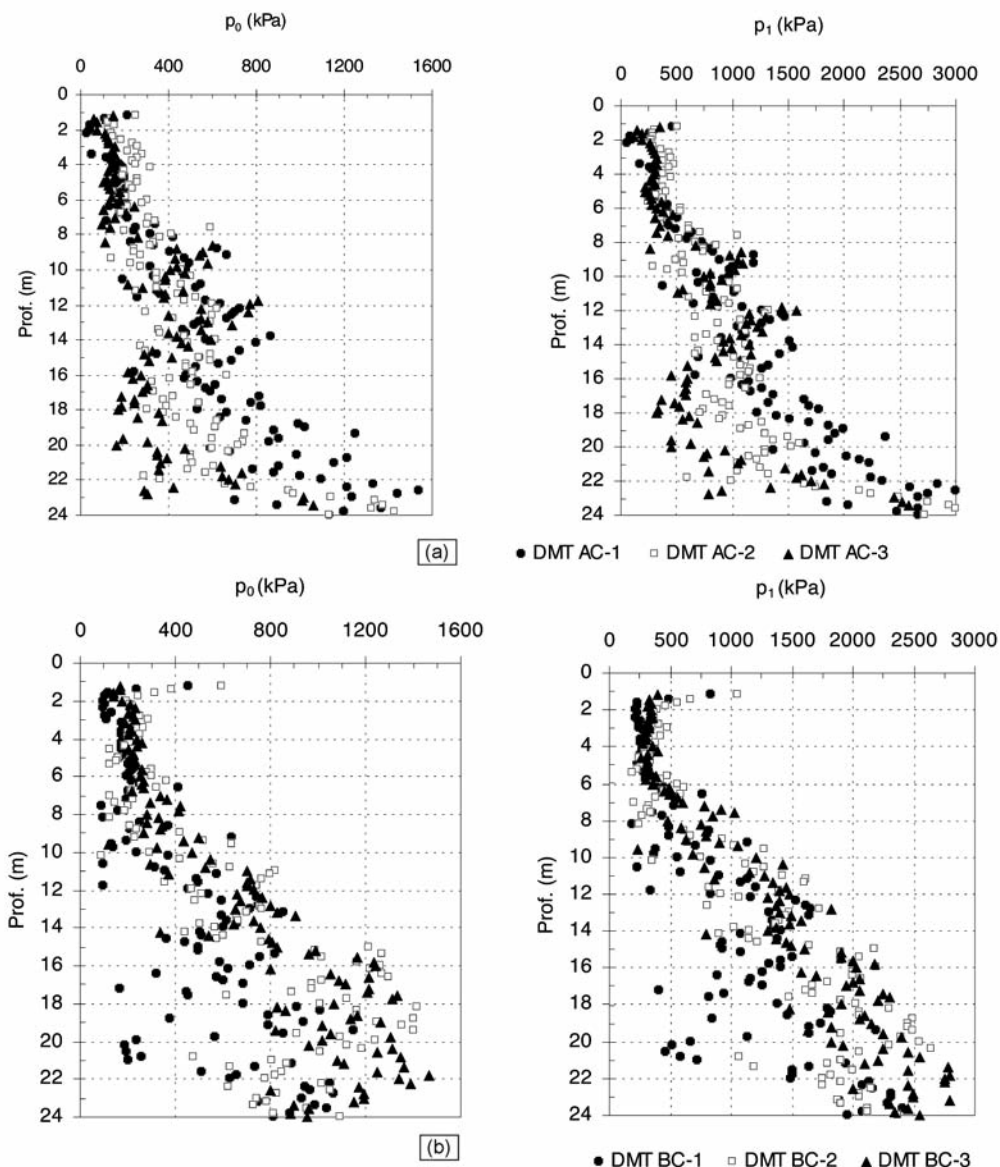


Fig. 11 – Comparação de dados primários do DMT em diferentes orientações de expansão para o (a) Local A e (b) Local B.

Levando então em conta somente os resultados do Local A, pode-se afirmar que esta primeira camada de solo que foi influenciado se estenderia desde a superfície até aproximadamente 4 m de profundidade. Já a segunda camada de 4 a 14 m, aproximadamente, enquanto que a terceira camada vai de 14 a 24 m, aonde se atingiu o limite do ensaio. De forma a simplificar a abordagem, as mesmas serão denominadas respectivamente de camada I ou superficial, camada II ou intermediária, e camada III ou inferior. Este aspecto é esquematicamente mostrado na Figura 12. Nota-se que a Camada III é justamente a que mais próxima está, e mais sofre influência, da parede do túnel.

Quanto à orientação de expansão da membrana do DMT na percepção do efeito de tensão modificada ou induzida no maciço, verifica-se para o Local A que, na camada III, há uma clara tendência de valores de p_0 e p_1 da expansão 1 maiores que os respectivos da expansão 2 e 3. Nesta camada, por exemplo, o valor médio de p_0 medido na expansão 3 e 2 sofreu, respectivamente, uma redução de 57 e 34% em relação a média de p_0 obtida na expansão 1. Como a expansão 1 é paralela ao eixo do túnel (vide Quadro 2), conclui-se que, nesta distância, as expansões 2 e 3 tenham detectado com maior clareza o efeito da relaxação anisotrópica de tensões gerada pela escavação (via formação da zona plástica em torno da escavação). Isto por que tais expansões foram realizadas em direções mais próximas a dos vetores de deslocamento da escavação, vetores estes que são direcionados para o centro da abertura conforme a Figura 12. Já na camada I ocorre o inverso, ou seja, há a tendência de valores menores de p_0 e p_1 para a expansão 1, e isto pode estar possivelmente ligado ao fato de que, nesta região, houve colapso do solo no interior da bacia de recalque superficial, alterando anisotropicamente as tensões iniciais. Este aspecto, no entanto, ainda carece de melhor comprovação.

Nota-se ainda que tal efeito de anisotropia não foi claramente perceptível na camada intermediária II do Local A, e em nenhuma camada no Local B pela distância do mesmo ao eixo do túnel como já explanado anteriormente.

Desta forma, para as comparações do DMT que se se fizerem a seguir, serão somente utilizados dados da expansão 2 ou 3, para o Local A e camada III, que mais se mostraram sensíveis aos efeitos de relaxação de tensões anisotropicamente induzidas no maciço pelo túnel. Este é um aspecto de conservadorismo de análise e projeto, visto que, sem dúvida, foram nestas direções que maiores diferenças de resultados ocorreram entre os locais A e B na época chuvosa, conseqüentemente maior variação em relação à situação “original” do solo. No caso específico dos parâmetros geotécnicos oriundos do DMT, ou parâmetros secundários, será utilizada a interpretação dos dados da expansão 3.

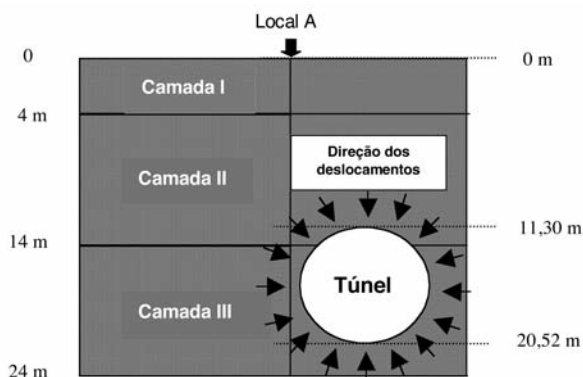


Fig. 12 – Distintas camadas de solo influenciadas no Local A pela relaxação de tensões.

5.1.2 – Efeito da distância do local de ensaio em relação ao túnel, medido pelo DMT

Com base no que foi abordado anteriormente, somente os resultados da expansão 3 são apresentados, respectivamente para os locais A e B. Logo, a Figura 13 apresenta respectivamente os resultados para a época chuvosa e seca, donde se nota, inicialmente, que na primeira época é nítida a diferença dos valores de p_0 e p_1 quando comparam-se os dois locais investigados. Para a camada I, e em relação a p_0 por exemplo, há um decréscimo percentual aproximado de 40% do valor desta

variável do Local B para o A. Já na camada III estas diferenças foram muito mais acentuadas, com um decréscimo aproximado de quase 70%, face à maior proximidade desta camada ao eixo do túnel, como já comentado. Na Camada II, no entanto, as diferenças já não são tão perceptíveis, embora, em termos médios, possa-se calcular uma redução percentual de aproximadamente 14% do p_0 do Local B para o A. Novamente observa-se que tal camada foi menos afetada por se encontrar abaixo da região superficial que sofreu colapso, e fora da porção horizontal inferior que diretamente recebeu os efeitos da escavação. No entanto foi afetada, como indicam os dados em nível de p_0 e p_1 , ou seja, os efeitos do acréscimo de tensões gerado pela escavação do túnel existiram e afetaram esta camada de forma mais suave.

A comparação na estação seca não apresenta, no entanto, similaridade com os resultados da estação chuvosa, como se observa nesta mesma figura. Isto por que não se observam as tendências anteriores de valores de p_0 e p_1 de ambos locais A e B. De fato, somente na camada I ocorreram valores menores destas variáveis no Local A em relação ao B. Já para a camada III ocorre o inesperado, ou seja, o inverso com valores maiores para o Local A em relação ao B. Este fato enfatiza o porque de não ter sido considerada a estação seca nas análises anteriores, já que, nesta, há um outro fator em evidência nos dados: a sucção do solo. Como será apresentado graficamente mais a frente, embora a estação (seca) do ano tenha sido a mesma, nesta o Local A apresentou umidade natural ao longo da profundidade levemente inferior à do Local B, ou seja, com uma parcela superior de resistência ao cisalhamento do solo referente à sucção matricial. Isto sem dúvida influenciou os resultados e “mascarou” o efeito de relaxação de tensões que se quer evidenciar neste subitem. Hipotetiza-se, também, que o Local A teve menor umidade em profundidade na época seca pelo fato do túnel ter funcionado como elemento drenante, ou seja, como um bueiro de grandes dimensões, o que levou à drenagem do solo com mais intensidade no Local A em relação ao B.

5.1.3 – Efeito da distância do local de ensaio em relação ao túnel, medido pelo CPT

As análises demonstraram que ao comparar os resultados dos locais A e B (respectivamente ensaios CPT AC e BC, relativos somente à época chuvosa C), o ensaio CPT também pôde identificar uma camada intermediária de menor variação nos valores medidos em campo, e outras duas camadas em que podem ser verificadas variações significativas. De fato, como já conhecido em literatura, a variável q_c é função predominante do nível de tensões horizontais do solo, sendo, portanto, função deste.

Logo, na Figura 14 é feita a comparação entre estes resultados, podendo ser visualizadas as três camadas anteriormente percebidas e comentadas. Ou seja, na camada I ocorreu um decréscimo percentual no valor médio de q_c de 41% do Local B para o Local A. Na zona intermediária, definida como camada II, os valores de q_c apresentaram uma redução percentual média de 10%, enquanto que na camada inferior, ou III, esta mesma variável sofreu um decréscimo percentual médio de 42% do Local B para o Local A. Apesar das variáveis p_0 e q_c serem obtidas de forma diferente, pode-se observar que estas mostraram-se semelhantes em termos qualitativos.

Observa-se no entanto que a queda do valor de q_c do Local B para o A, na camada III, foi percentualmente bem inferior ao que fora notado anteriormente para a variável p_0 do DMT. Isto indica o já conhecido aspecto de maior sensibilidade deste equipamento de campo (DMT) para variações de tensão no sentido horizontal. Esta “sensibilidade” parece ser também função do tipo de variável considerada. Ou seja, também se nota nesta figura que o atrito lateral (f_s) não variou do Local B para o A nas camadas I e II, somente se percebendo uma redução na camada III, justamente a que sofreu o maior efeito de relaxação de tensões. Conclui-se daqui que esta variável do CPT não é tão sensível para a avaliação deste efeito em solos deste tipo, e possivelmente de outros.

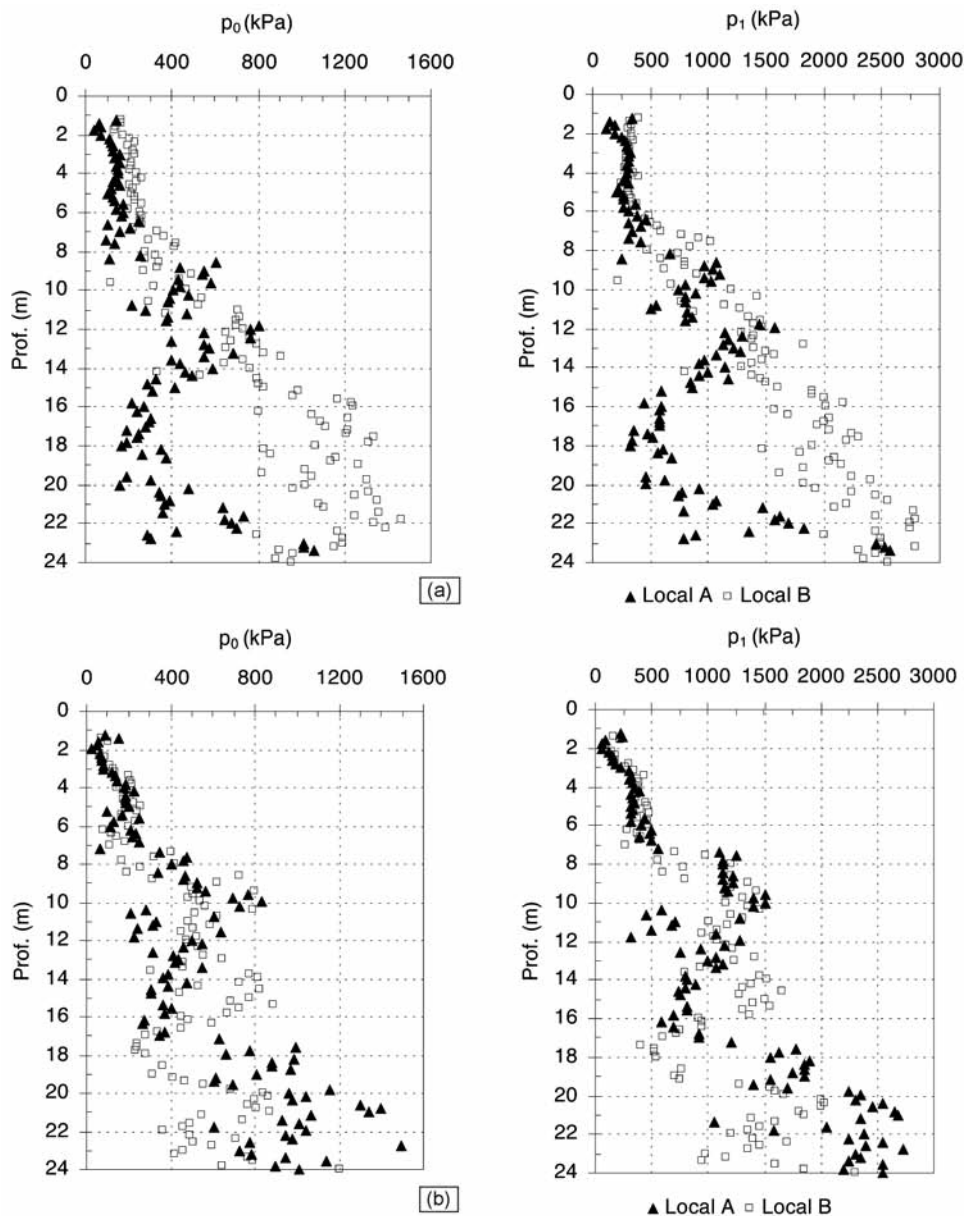


Fig. 13 – Comparação de dados primários do DMT em diferentes locais para a (a) época chuvosa e (b) época seca.

5.1.4 – Efeito da distância do local de ensaio em relação ao túnel, medido pelo SPTT

Foram feitas também comparações entre N (no. golpes do amostrador) e T (torque máximo aplicado) para ambos os locais A e B, respectivamente denominados de ensaios SPT AC e BC na Figura 15. Ambos relativos somente à época chuvosa C.

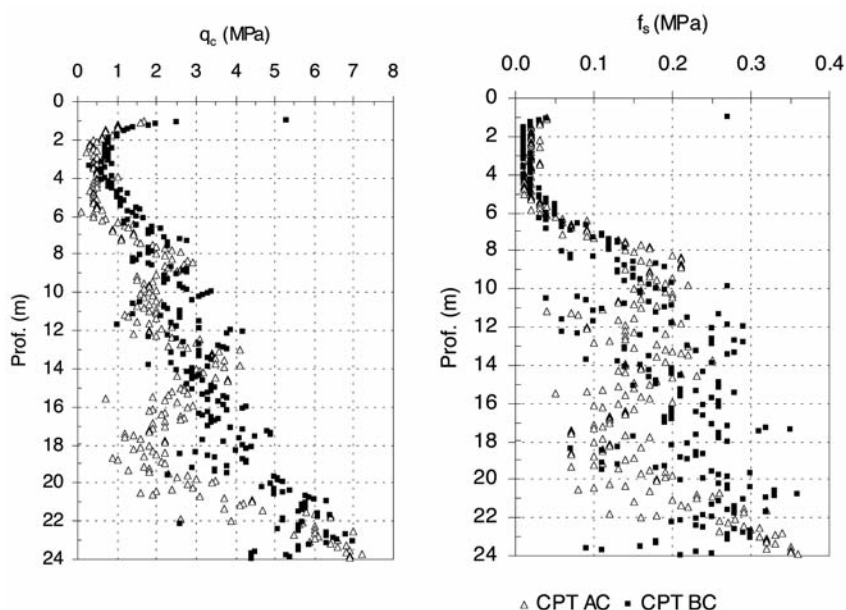


Fig. 14 – Comparação de dados primários do CPT em diferentes locais.

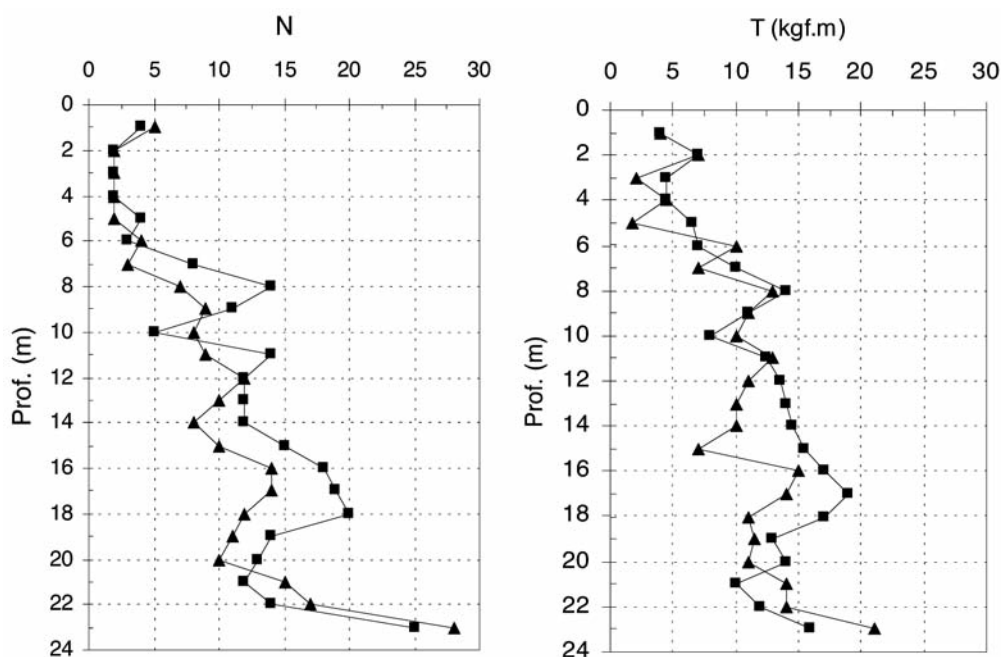


Fig. 15 – Comparação de dados primários do SPT em diferentes locais.

Estas análises também indicam que a escavação do túnel causou relevantes alterações no perfil de solo do Local A, porém tais alterações puderam somente ser observadas na camada III, onde se percebe que os valores de N e T no Local A entre as profundidades de 12 a 21 m de profundidade são menores do que os do Local B. O decréscimo percentual no valor médio de N foi de 31% enquanto que no valor

de T foi de 27%, aproximadamente. Assim, constata-se novamente que, pelos motivos já citados, a modificação no estado de tensões do maciço provocou uma queda nos valores de resistência da camada III do Local A. Nota-se no entanto que não há uma nítida diferenciação para as camadas superiores, I e II, e, igualmente ao caso anterior (f_s do CPT), as variáveis do SPT não parecem ser muito sensíveis à mudança do nível de tensões horizontal no solo, com exceção da camada onde isto ocorreu de forma bem mais pronunciada. De fato as características dinâmicas e destrutivas deste ensaio não são indicadas para este tipo de avaliação, embora uma tendência tenha sido constatado na camada III.

5.2 – Análise dos dados primários quanto à sazonalidade

5.2.1 – Efeito de sazonalidade medida pelo DMT

A avaliação dos dados dilatométricos em relação aos efeitos de sazonalidade, ou de influência da umidade natural (leia-se também sucção) ao longo da profundidade, se realizou com base em perfis de p_0 (e p_1) comparado nas épocas seca versus chuvosa, respectivamente para os locais A e B. A Figura 16 apresenta estes resultados, enquanto que na Figura 17 são plotados os teores de umidade natural ao longo da profundidade para ambos os locais, na época chuvosa e seca.

Da Figura 17 se observa que, com exceção da camada de solo relativa à parte intermediária e inferior do Local B (profundidades abaixo de 8 m), há uma tendência de umidades maiores na época chuvosa em relação à época seca. No Local A, por exemplo, esta tendência é bem nítida, com diferenças de até 7% (a 4 m) nas umidades. Desta forma se espera, de antemão, que os resultados do Local A mostrem mais claramente as tendências de valores superiores das variáveis do DMT na época de seca (face à maior sucção) em relação à chuvosa, para mesma profundidade. No entanto, conforme a Figura 16, esta clara tendência não se observa, para nenhum dos locais. Por exemplo, no Local A os valores de p_0 e p_1 só se materializam superiores na época de seca dos 8 aos 18 m de profundidade, enquanto no restante do perfil a tendência é inexistente ou inversa (valores de seca inferiores aos da época chuvosa). Igualmente, no Local B é clara a tendência de valores de p_0 e p_1 na época de seca serem inferiores aos da chuvosa, para profundidades abaixo dos 15 m.

Pode-se então especular que as diferenças encontradas, não esperadas, são advindas da pequena variação de umidade de uma estação a outra (em particular para o Local B) e/ou diferenças estratigráficas do solo nos pontos exatos de realização dos ensaios para o mesmo local. Ou seja, os ensaios de cada local distaram entre si em até 10 m, o que pode também ter influenciado as diferenças.

De qualquer modo, com base nos resultados apresentados, conclui-se que a sazonalidade não provocou variações significativas nos resultados do DMT, que indicassem qualquer tendência de aumento ou diminuição das variáveis deste ensaio com a época do ano.

5.2.2 – Efeito de sazonalidade medida pelo SPT

Foram feitas também comparações entre N para ambos os locais A e B, respectivamente nas épocas chuvosa (SPT AC e BC) e seca (SPT AS e BS). Estes resultados são expressos na Figura 18.

Igualmente ao caso anterior observa-se que de forma geral não existem diferenças representativas entre os resultados obtidos nas estações seca e chuvosa para ambos os locais, embora, para o Local A, possa-se notar uma pequena tendência de valores superiores de N para a época seca em várias profundidades.

Prevalece, no entanto, a mesma conclusão do subitem anterior, que expressa a falta de correspondência ou tendências entre os resultados de campo e a época do ano em que os mesmos foram executados.

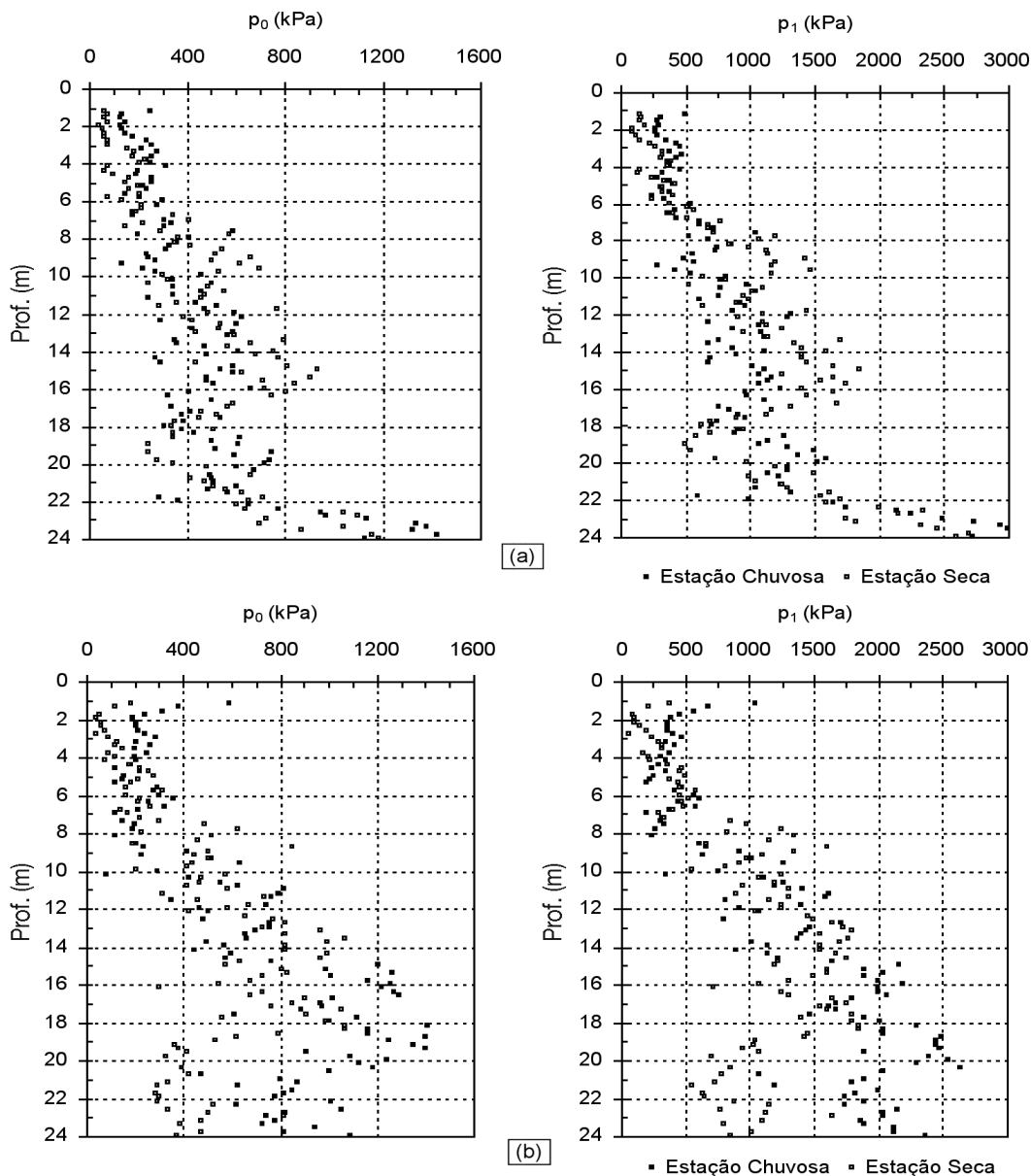


Fig. 16 – Comparação de dados primários do DMT em diferentes épocas do ano para o (a) Local A e (b) Local B.

5.3 – Análise dos dados secundários (parâmetros geotécnicos) quanto à modificação do estado de tensões

Com base no conhecimento adquirido e discutido anteriormente, este item tratará somente da influência da modificação do estado de tensões, pela escavação do túnel, nos parâmetros geotécnicos oriundos dos ensaios de campo considerados. Estes foram determinados por formulações empíricas bem conhecidas e usualmente empregadas nestes ensaios, tendo sido avaliados “por camada”, ou seja, para cada uma das

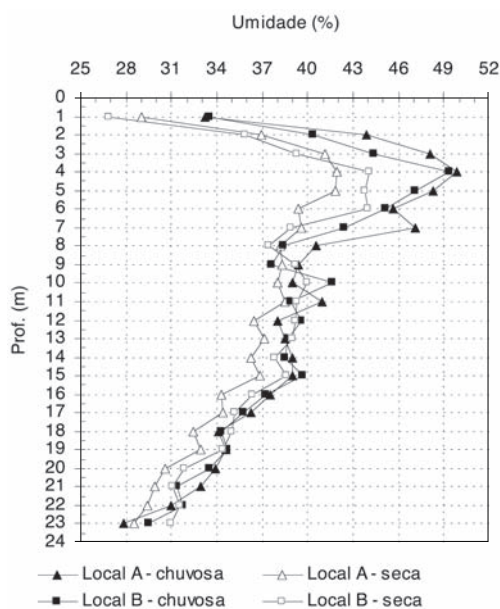


Fig. 17 – Comparação de úmidades para os locais A e B em ambas as épocas do ano.

camadas especificadas na Figura 12 são apresentados os valores médios relativos aos locais A e B. Estes valores são relativos à época chuvosa. Vale novamente lembrar que a camada II foi a que apresentou, anteriormente, a menor influência do estado de tensões nos dados originais, primários, dos ensaios de campo.

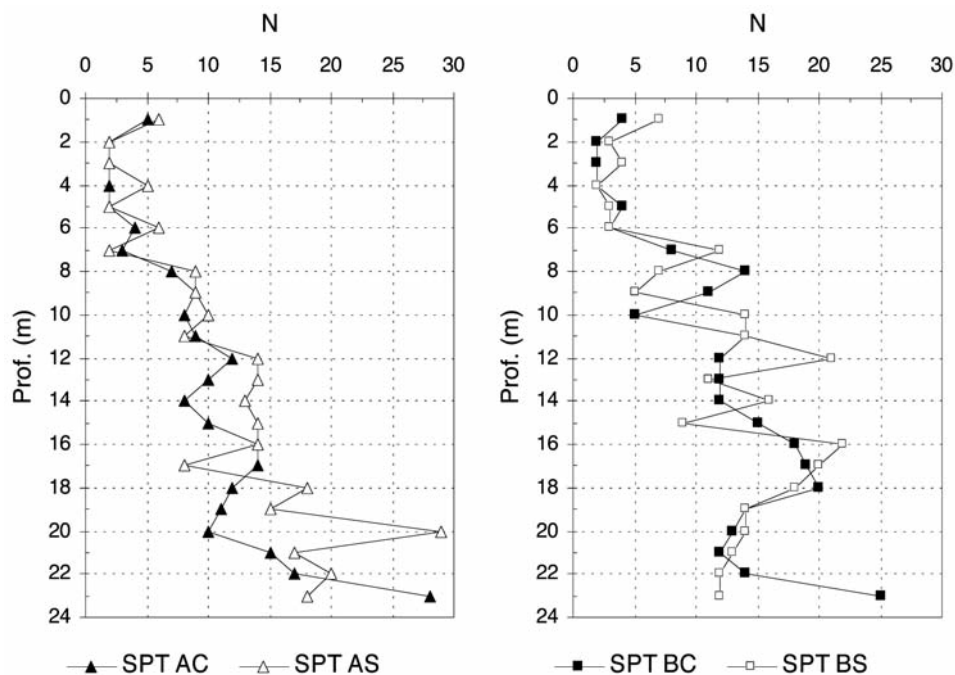


Fig. 18 – Comparação de dados primários do SPT para ambos os locais em diferentes épocas do ano.

5.3.1 – Efeito da modificação do estado de tensões nos parâmetros interpretados pelo DMT

Os parâmetros geotécnicos do DMT são obtidos por meio dos parâmetros intermediários I_D , K_D e E_D (Marchetti, 1980) que por sua vez são função dos valores de pressão p_0 e p_1 obtidos no ensaio. Dessa forma, o comportamento de p_0 e p_1 observados nas figuras anteriores pode vir a se refletir nos parâmetros intermediários, e, por sua vez, nos geotécnicos. De forma a avaliar este aspecto, e suas implicações no projeto (que geralmente é feito com base em premissas de ensaios em locais tipo “B”, sem a influência da escavação do túnel), é que foram realizadas as análises do presente subitem.

Portanto, foram comparados os principais parâmetros oriundos do DMT, a saber: K_0 ou coeficiente de empuxo no repouso e M , módulo oedométrico. Em ambos os casos se usaram os resultados da expansão 3, por ter sido esta a mais sensível à variação do estado de tensões de um local ao outro, como já comentado. Note que, como comentado no parágrafo anterior, as correlações existentes para estes parâmetros supõe que o solo esteja livre de influência externa (locais tipo “B”), daí denominar o empuxo obtido de “no repouso”, ou K_0 . Entretanto, para o Local A o empuxo obtido da correlação não será, estritamente, “no repouso”, visto que esta região está afetada pela construção do túnel. De forma a manter coerência com a correlação proposta, será mantido aqui o coeficiente obtido no Local A como sendo K_0 , apesar da afirmativa anterior.

Logo, para a obtenção de K_0 foi utilizada a correlação sugerida por Lunne *et al.*, (1990) aplicada às argilas de formação jovem, que se dá primordialmente como função de K_D . Estas comparações são apresentadas na Figura 19 onde se percebe que, igualmente ao caso dos dados primários, as diferenças nos valores de K_0 ocorreram de forma mais acentuadas na camada superficial e inferior do perfil. Nota-se novamente que a camada intermediária, II, sofreu pouca influência da escavação.

Em termos percentuais médios pode-se observar que, na camada I, o valor de K_0 sofreu uma redução de 24% do Local B para o A. Já na camada III a redução foi de quase o dobro deste valor, ou seja de 50%. Na camada II esta redução foi de apenas 5%. Embora altos, estes valores são significativamente inferiores à variação média dos dados primários p_0 e p_1 observada no subitem 5.1.2, e refletem uma certa “atenuação” da influência das tensões horizontais em função de correlações empíricas que são originadas do uso combinado dos parâmetros p_0 e p_1 , entre outros.

Já o módulo oedométrico M foi obtido pela equação original sugerida por Marchetti (1980), em função de E_D e do coeficiente R_m , que por sua vez é dado como função de I_D e K_D . Foram considerados os mesmos locais e camadas anteriores. A mesma Figura 19 apresenta os resultados,

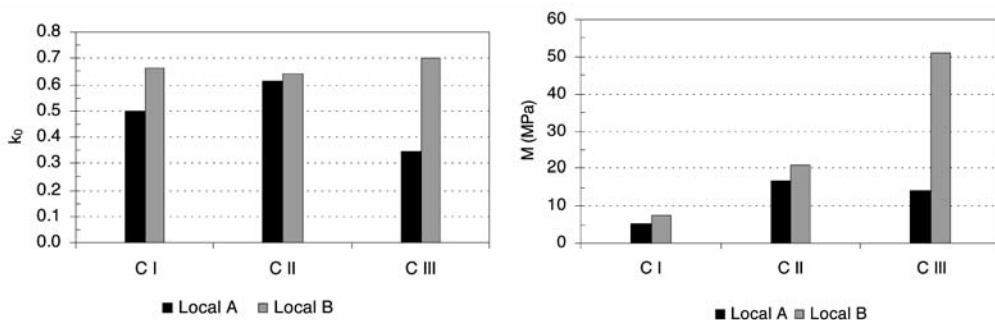


Fig. 19 – Comparação de parâmetros geotécnicos do DMT para ambos os locais A e B.

donde se observa que, percentualmente, as variações são superiores às encontradas para o valor de K_0 . Por exemplo, na camada I o valor de M sofreu uma redução de 30% do Local B para o A. Na camada II esta redução foi de 20% enquanto que na III, a mais afetada, a redução se situou na faixa dos 72%. Ou seja, similar à variação média dos dados primários p_0 e p_1 expressa no subitem 5.1.2, indicando que, em termos de M , nenhuma “atenuação” da influência das tensões horizontais neste parâmetro foi encontrada.

5.3.2 – Efeito da modificação do estado de tensões nos parâmetros interpretados pelo CPT

Igualmente ao caso anterior as comparações serão feitas por camada e considerando os valores médios para os locais A e B, na época chuvosa. No caso do CPT os parâmetros geotécnicos são obtidos por correlações que fazem uso do valor de q_c e f_s . Portanto, foram comparados os principais parâmetros oriundos do CPT, a saber: ϕ' ou ângulo de atrito e E_{25} , módulo de Young equivalente a um nível de tensão de 25 % do valor de ruptura do solo em um ensaio triaxial.

Para a obtenção de ϕ' foi utilizada a correlação sugerida por Robertson e Campanella (1983) que faz uso primordialmente do q_c . Estas comparações são apresentadas na Figura 20 onde se percebe que, como no caso anterior e nos dados primários, as diferenças ocorreram de forma mais acentuadas na camada superficial e inferior do perfil. Nota-se novamente que a camada intermediária, II, sofreu pouca influência da escavação.

Em termos percentuais médios pode-se observar que, na camada I, o valor de ϕ' sofreu uma redução de 7% do Local B para o A. Já na camada III a redução foi de 10% enquanto que na camada II esta redução foi de apenas 2%. Estes valores são significativamente inferiores à variação média dos dados primários q_c e f_s observada no subitem 5.1.3.

Já o módulo de Young E_{25} foi obtido pela equação original sugerida por Robertson e Campanella (1988), que adota um coeficiente α (assumido em 1,5) e o parâmetro q_c . A Figura 20 também traz esta comparação, donde se observa que, percentualmente, as variações são superiores às encontradas para o valor de ϕ' . Ou seja, na camada I o valor de E_{25} sofreu uma redução de 41% do Local B para o A. Na camada II esta redução foi de 10% enquanto que na camada III a redução também se situou na faixa dos 41%. Ou seja, similar à variação média do q_c expressa no subitem 5.1.3.

Pelas análises anteriores conclui-se que os principais parâmetros geotécnicos da deformabilidade do solo, M e E_{25} , respectivamente oriundos do DMT e CPT, sofrem influência da variação de tensões horizontais pela escavação do túnel de maneira similar àquela encontrada para os dados primários destes ensaios medidos em campo.

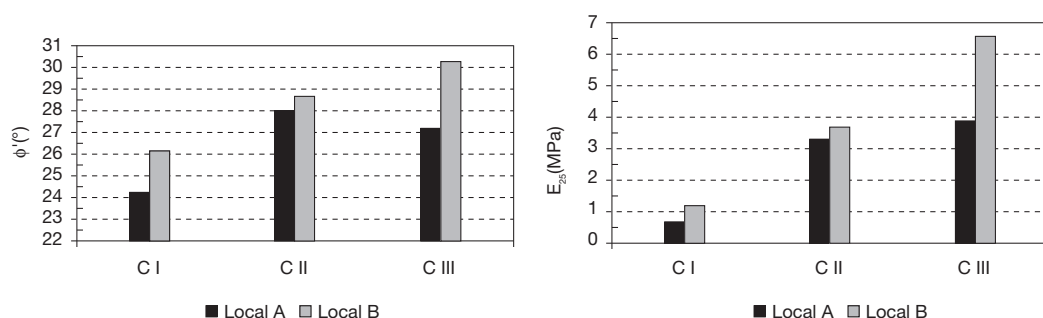


Fig. 20 – Comparação de parâmetros geotécnicos do CPT para ambos os locais A e B.

6 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho apresentou a discussão do efeito isolado e simultâneo de variações no estado de tensão e umidade natural (ou sucção) do solo nos dados originais e parâmetros previsíveis de ensaios de campo tipo SPTT, DMT e CPT. Ensaios em dois locais distintos (A e B) e em diferentes épocas do ano (seca e chuvosa) foram usados para este fim. As interferências geradas foram oriundas do processo de colapso superficial do solo poroso de Brasília, por influência da relaxação de tensões causada pela escavação de um túnel nesta cidade conjugada (ou não) ao simultâneo aumento da umidade do solo.

As análises se dividiram em tipos de ensaios, épocas do ano e efeito da escavação do túnel, efeito este estudado em termos de modificação dos parâmetros primários e secundários (geotécnicos) oriundos destes ensaios, e, particularmente para o DMT, em termos de anisotropia de tensões induzidas. Esta última análise foi conseguida com ensaios dilatométricos em que se variou a direção da membrana metálica, em relação ao eixo longitudinal do túnel.

Com base nas discussões anteriormente apresentadas, observam-se as seguintes considerações finais:

- Puderam ser notadas três camadas distintas, de influência variável, ao longo do solo circundante ao túnel. Estas por sua vez sofreram influência distinta, ao longo da profundidade, do efeito de relaxação de tensões e colapso do solo. A camada superficial sofreu ambos os efeitos, embora acredite-se que o efeito do colapso tenha sido o preponderante, já a inferior foi bastante afetada pela relaxação de tensões causada pela presença do túnel. A camada intermediária, acima do teto do túnel, sofreu pouca influência (embora esta tenha sido notada) de ambos fenômenos;
- Os efeitos citados anteriormente não se mostraram evidentes em local distante do eixo do túnel (Local B), provavelmente pela distância acentuada (7,5 diâmetros) deste. Isto contribui para a afirmativa de que o Local B é isento dos efeitos de relaxação e anisotropia de tensões induzidas pelo túnel;
- A influência da relaxação anisotrópica de tensões do solo ao redor do túnel pôde ser notada e medida pelo DMT. Este fenômeno se deu de forma mais evidente na camada inferior, embora tenha sido também notado na camada superior. Nesta última acredita-se, como no caso anterior, que o colapso do solo teve influência nas tensões horizontais anisotrópicas pós construção do túnel ao nível da superfície do terreno. Este aspecto, no entanto, necessita de maiores estudos;
- Estas camadas sofreram diferentemente a influência da relaxação de tensões originada pelo túnel, quando se compararam os resultados dos ensaios de campo em local isento destes efeitos (B) com o local próximo ao túnel (A). Em termos dos parâmetros primários, originais dos ensaios de campo, notou-se uma grande redução das variáveis dos locais B para o A, em especial para a camada inferior, mais próxima ao túnel. Para a camada superior este efeito também se fez notar, embora em magnitude muito inferior à redução encontrada na camada inferior. Na camada intermediária também se notou a influência da relaxação de tensões, embora em pequeno percentual quando comparado à influência das duas camadas previamente citadas. Estas influências só puderam ser claramente detectadas na época chuvosa, visto que, na época seca, não houve uma perceptível tendência dos dados de um local ao outro. Atribuiu-se este aspecto, como comentado no artigo, principalmente à influência da sucção do solo nos parâmetros primários dos ensaios, influência esta que está intimamente relacionada ao grau de umidade do mesmo nas diferentes épocas sazonais. Em suma, o efeito da sucção “mascarou” o respectivo da relaxação de tensões na época seca;

- A “sensibilidade” de medição, ou percepção, dos efeitos da relaxação de tensões horizontais de um local a outro é função da capacidade de medição e características dos ensaios de campo empregados. Por exemplo, observou-se que dos distintos equipamentos empregados o DMT (valores p_0 e p_1) teve sensibilidade superior ao CPT (q_c e f_s), que, por sua vez, teve comportamento de previsão do fenômeno de campo superior ao comportamento do SPT (N e T). Destas três ferramentas, observou-se que o SPT pôde somente observar o fenômeno da relaxação de tensões na camada mais influenciada (III), e que, de todas as variáveis testadas, o f_s (atrito lateral) do cone foi a que menos sensibilidade mostrou a este fenômeno na área em estudo;
- O efeito da sazonalidade nos parâmetros primários dos ensaios de campo não se mostrou claro, em outras palavras, este efeito não provocou variações significativas e uma tendência de comportamento nos resultados dos ensaios empregados. Isto se deve, provavelmente, a pouca variação de umidade do solo ao longo da profundidade de uma época a outra do ano, e a efeitos de variação estratigráfica, que, embora não sejam mensuráveis diretamente, também influenciaram os resultados obtidos em uma mesma época e local. Com base nesta consideração pode-se concluir, preliminarmente, que ensaios de campo em diferentes épocas de ano podem ser empregados para geração de dados úteis a projetos de túneis em solos tropicais (e clima) como o estudado;
- O efeito da diferenciada (ao longo das camadas) relaxação de tensões do solo pela execução do túnel, e do colapso do solo (ao longo da camada superficial) também influencia os parâmetros secundários, geotécnicos, empiricamente interpretados com os dados oriundos dos ensaios de campo avaliados. Na condição mais crítica medida na época chuvosa com o DMT (ou seja, “pior situação de campo”), observaram-se quedas de até 70% no valor médio do módulo oedométrico M em relação ao solo “virgem”, não influenciado (Local B), na camada mais afetada (III). Esta queda se situou na ordem de 50% para o valor do coeficiente de empuxo “no repouso” K_0 , para esta mesma camada. Nas camadas intermediária e superior também houve redução deste parâmetro em função do efeito de relaxação de tensões, embora de menor monta (abaixo de 30%) que os valores citados anteriormente. Já para o CPT observou-se quedas de até 40% no valor médio do módulo de Young E_{25} na camada mais afetada. Esta queda se situou na faixa dos 10%, nesta camada, para o ângulo de atrito ϕ' . Nas demais camadas, superior e intermediária, também se notaram quedas nos valores interpretados pelo CPT, embora de percentagem inferior ao que já foi acima relatado respectivamente para os valores de E_{25} e ϕ' . Pelas presentes análises deste item se conclui que os principais parâmetros geotécnicos da deformabilidade do solo, M e E_{25} , respectivamente oriundos do DMT e CPT, sofrem influência da variação de tensões horizontais pela excavação do túnel, que deve ser considerada, de alguma forma, em projetos desta natureza para solos similares ao estudado.
- Finalmente conclui-se, com base em tudo o que foi abordado, que a programação de ensaios para o projeto de túneis escavados em solos porosos tropicais, como o em questão, e possivelmente em outros solos também, deverá sempre que possível levar em conta uma fase posterior de ensaios pós execução da obra, donde se avaliem as premissas iniciais de parâmetros e de projeto do túnel. Ao acoplar esta “re-avaliação” com medições internas e externas (instrumentação) da obra, é possível que seja gerado conhecimento suficiente para elaboração de projetos de túneis melhor adaptados e mais seguros nestes solos.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Pesquisas e Desenvolvimento do Brasil, CNPq, à Capes, à Fundação para a Ciência e Tecnologia de Portugal (FCT), ao Metrô de Brasília,

às empresas WRJ e Embre Engenharia Ltda., e aos técnicos dos laboratórios da Universidade de Brasília e de Coimbra. O terceiro autor adicionalmente agradece o fornecimento da bolsa de doutoramento SFRF/BD/4862/2001, no âmbito do III Quadro Comunitário de Apoio de Portugal. Os autores finalmente agradecem a ajuda do aluno Ary Franck na elaboração de algumas figuras em “CAD” apresentadas no presente artigo.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Blanco, S.B. (1995). *Aspectos de Geologia de Engenharia. Escavação do Metrô de Brasília. Dissertação de Mestrado*. Publicação G.DM 018/95, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 92 p.
- Brasmetrô (1992). *Estudos de Alternativas de Execução dos Trechos Subterrâneos do Metrô-DF na Asa Sul do Plano Piloto*. Consórcio Brasmetrô/Metrô/DF, Brasília, DF, 45 p.
- Cardoso, F.B.F. (1995). *Análise Química, Mineralógica e Micromorfológica de Solos Tropicais Colapsíveis e o Estudo da Dinâmica do Colapso*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-026A/95, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 142 p.
- Cunha, R.P., Assis, A.P., Santos, C.R.B. e Marques, F.E.R. (2006). *Influence of stress state and seasonal variability in a DMT campaign for a tunnel project in a porous tropical Brazilian clay*. 2nd. Int. Conf. on the Flat Dilatometer, Washington, Vol. 1, pp. 76-83.
- Freitas-Silva, F.H. e Campos, J.E.G. (1998). *Geologia do Distrito Federal. Inventário Hidrogeológico do Distrito Federal*, Freitas-Silva, F.H. & Campos, J.E.G. (eds.). UnB/IEMA, Brasília-DF, Parte I, pp. 1-86.
- Lunne, T., Powell, J.J.M., Hauge, E.A., Uglow, I.M. e Mokkelbost, K.H. (1990). *Correlation of Dilatometer Readings to Lateral Stress*. 69th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, USA.
- Marchetti, S. (1980). *In Situ Tests by Flat Dilatometer*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 106(GT3), pp. 299-321.
- Marques, F.E.R. (2006). *Comportamento de Túneis Superficiais Escavados em Solos Porosos – O Caso do Metrô de Brasília/DF*. Tese de Doutorado na especialidade de Geotecnia e Fundações, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Marques, F.E.R., Almeida e Sousa, J., Santos, C.B., Assis, A.P. e Cunha, R.P. (2004). *In-situ geotechnical characterisation of the Brasília porous clay*. International Site Characterization – ISC’2, Porto, vol. 2, pp. 1301-1309.
- Mortari, D. (1994). *Caracterização Geotécnica e Análise do Processo Evolutivo das Erosões do Distrito Federal*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-010A/94, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 200 p.
- Mota, N.M.B., 2003. *Ensaios Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação*. Tese de Doutorado em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, Publicação G.TD – 013A/03, 336 p.
- Novaes Pinto, M. (1993). *Caracterização Geomorfológica do Distrito Federal - Cerrado: Caracterização, Ocupação e Perspectiva*. Ed. Universidade de Brasília, Brasília, 681 p.
- Ortigão, J.A.R. (1994). *O Túnel do Metrô de Brasília - Propriedades Geotécnicas e o Comportamento da Obra*. Monografia de concurso de Professor Titular de Mecânica dos Solos, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 116 p.

- Robertson, P.K. e Campanella, R.G. (1983). *Interpretation of cone penetrometer test, Part I: Sand*. Canadian Geotechnical Journal, vol. 20, no. 4, pp. 718-733.
- Robertson, P.K. e Campanella, R.G. (1988). *Guidelines for using the CPT, CPTU, and Marchetti DMT for geotechnical design*. FHWA-PA-87-023-84-24, Washington, USA.
- Santos, C.R.B. (2003). *Influência da modificação do estado de tensões e da sazonalidade nos parâmetros geotécnicos oriundos de ensaios de campo na argila porosa de Brasília*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-116A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília- DF, 118 p.

NOMENCLATURA

- H = Distância do teto do túnel ao terreno superficial;
- D = Diâmetro do túnel;
- W = Semi-largura da bacia de recalque;
- i = Distância do ponto de inflexão da bacia de recalque;
- $S_{s \text{ máx}}$ = Inflexão máxima da bacia de recalque;
- p_0 = Pressão A, corrigida para a rigidez da membrana, do ensaio dilatométrico;
- p_1 = Pressão B, corrigida para a rigidez da membrana do ensaio dilatométrico;
- q_c = Resistência de ponta do ensaio de cone elétrico;
- f_s = Atrito lateral de luva do ensaio de cone elétrico;
- N = Número de golpes do ensaio de penetração standard;
- T = Torque medido no ensaio de penetração standard com torque;
- I_D = Índice de material do ensaio dilatométrico;
- K_D = Índice de tensão horizontal do ensaio dilatométrico;
- E_D = Módulo dilatométrico do ensaio dilatométrico;
- K_0 = Coeficiente de empuxo no repouso;
- M = Módulo oedométrico;
- R_m = Variável de correlação do ensaio dilatométrico;
- ϕ' = Ângulo de atrito drenado;
- E_{25} = Módulo de Young para nível de tensão de 25% da tensão de ruptura do solo.

CARTA DE RISCO DE DANO POR COLAPSO DE SOLOS PARA A ÁREA URBANA DE ILHA SOLTEIRA (SP), NA ESCALA 1:10.000

Soil collapse damage risk chart for Ilha Solteira urban area (SP) at 1:10.000 scale

Cíntia Magda Gabriel de Oliveira*

Roger Augusto Rodrigues**

José Augusto de Lollo***

RESUMO – Solos de comportamento colapsável cobrem cerca de 70% do território do estado de São Paulo. Em Ilha Solteira a presença de tais solos tem sido responsável por diversos tipos de danos em edificações. Além das características próprias do solo, a ruptura de canos de água e esgoto tem sido o principal evento desencadeador de processos de colapso de solos. Nesse trabalho foram produzidas cartas de cadastramento e zoneamento de risco de colapso de solos com base em fatores naturais e induzidos. Os fatores naturais foram identificados e classificados com base em levantamentos de campo, ensaios in situ (SPT) e ensaios de laboratório (compressão confinada), permitindo a definição da probabilidade de ocorrência de colapso. Fatores induzidos foram avaliados a partir das características dos dutos e sua susceptibilidade à ruptura em termos do material de fabricação do duto, sua idade e pressão submetida. Graus de dano foram identificados com base nos danos sofridos pelas edificações e os custos necessários à sua reparação. Os resultados mostram diferentes graus de risco de colapso de solo para parcelas bem definidas da área urbana de Ilha Solteira (SP).

PALAVRAS CHAVE – solos tropicais, riscos naturais e induzidos, colapso de solos.

ABSTRACT: – More than 70% of São Paulo State territory is covered by collapsible soils. In Ilha Solteira this occurrences has caused significant damages in several buildings along past twenty years. Collapse occurs as a consequence of soil properties and failures in potable water and waste water networks pipes. In this paper register and zoning collapse risk maps produced taking in account natural and man-induced factors are presented. The natural (geological) factors inducing collapse were identified from field surveys (geological and engineering geological mapping), laboratory (compression tests) and in situ (SPT) tests. Man made factors was estimated based on pipe characteristics and their probability of rupture, considering pipes material, its age, and applied pressure in each interval. Degrees of damage were defined based on classes of damage and the costs of its repair. Results show areas with different degrees of soil collapse risk in Ilha Solteira urban area and permits support decision in terms of reduce the risks.

KEY-WORDS: – tropical soils, natural and man made risks, soil collapse.

1 – INTRODUÇÃO

O processo de colapso de solos pode ser considerado hoje um dos maiores problemas geotécnico e ambiental da região sudeste do Brasil, especialmente nas porções central e oeste do Estado de São Paulo.

* M.Sc. UNESP - Ilha Solteira, Autônoma, Alameda Bahia, 550, Ilha Solteira – SP, Brasil.
E-mail: cmgo@dec.feis.unesp.br

** M.Sc. UNESP - Ilha Solteira, Doutorando, USP - São Carlos, Av. Trabalhador Sancarlense, 400, São Carlos – SP, Brasil. E-mail: rogerar@sc.usp.br

*** Livre-docente, Professor Adjunto, UNESP - Ilha Solteira, Alameda Bahia, 550, Ilha Solteira – SP, Brasil.
E-mail: lolloja@dec.feis.unesp.br

A cidade de Ilha Solteira é um exemplo típico deste problema, apresentando um longo histórico de processos de colapso do solo, os quais têm ocasionado grandes recalques em elementos de fundação com conseqüentes danos em edificações e prejuízos para sua recuperação.

Os danos podem ser de pequena magnitude, como pequenas trincas em paredes e pisos ou deformações em portas e janelas, ou de maior proporção, afetando redes de serviços públicos ou de abastecimento do imóvel ou causando sérios danos estruturais às edificações, podendo levar à sua ruína total.

Com base em ensaios de campo do tipo SPT e CPT, e em ensaios de compressão confinada e compressão triaxial, Ferreira et al. (1990) descrevem os solos da área urbana de Ilha Solteira como de baixa resistência à penetração, baixa capacidade de carga e alta compressibilidade quando submetidos a cargas verticais.

Muitos outros trabalhos foram conduzidos na cidade de Ilha Solteira e outras cidades brasileiras com o intuito de avaliar o comportamento mecânico dos solos denominados colapsíveis, mas até esse momento não se tinha notícia de algum trabalho brasileiro que tenha tratado da representação espacial dos solos de comportamento colapsível e da avaliação de risco de ocorrência de colapso.

O registro das ocorrências de processos de colapso e o conhecimento das condições que o desencadeiam ou intensificam são fundamentais para uma correta adequação das obras civis.

Uma forma de se atingir este objetivo é o registro e representação especial do risco de ocorrência de tal processo, tanto em termos da localização de cada ocorrência isoladamente como de seu zoneamento em áreas equipotenciais de ocorrência do fenômeno.

Isso só é possível a partir do conhecimento das características dos solos, conhecimento das ocorrências de colapso e avaliação da suscetibilidade natural e induzida do fenômeno.

Este trabalho tem por objetivo avaliar, com base na possibilidade de ocorrência do processo de colapso e nos danos por ele causados, o risco de colapso de solos na área urbana de Ilha Solteira e representar sua distribuição em cartas de cadastramento e zoneamento de risco.

O município de Ilha Solteira está situado na região noroeste do estado de São Paulo, entre os meridianos 51°00' e 51°30' W e os paralelos 20°15' e 20°45' S. A localização do município pode ser observada na Figura 1.

No Sistema de Projeção UTM a área urbana do município pode ser delimitada pelas coordenadas 7740 e 7743kmN e 463 e 467kmE situadas no Fuso 22, meridiano central 48°W.

2 – FATORES NATURAIS DO COLAPSO DE SOLOS

2.1 – Características dos Solos

Lollo (1998) identificou três diferentes perfis de solos na área urbana de Ilha Solteira, perfis esses relacionados a três diferentes formas de relevo identificadas como elementos de terreno, cuja descrição é apresentada no Quadro 1. A distribuição espacial dos perfis de solos pode ser observada na Figura 2.

Os elementos de terreno foram definidos segundo sistemática proposta por Lollo (1996) e são entendidos pelo autor como “parte de uma feição individual do relevo distinguível das demais

partes em termos de inclinação ou forma da vertente, posição ou forma topográfica, a que deve refletir condições diferenciadas de materiais inconsolidados em termos de sua espessura ou de variações laterais no perfil de alteração”.



Fig. 1 – Localização da cidade de Ilha Solteira (Oliveira, 2002).

A caracterização geotécnica dos perfis de solos se deu com base em ensaios de campo e laboratório levantados de investigações anteriores e efetuados por Oliveira (2002) e Rodrigues (2003) a partir de amostras obtidas de doze poços de investigação perfurados em pontos-chave da área, definidos com base nos trabalhos de Lollo (1998).

Os ensaios de caracterização indicaram que cada perfil de solo identificado era composto por duas camadas de solos, os quais foram assim divididos: Perfil A – camada superior com profundidade de 0 a 8m (A1) e camada inferior de 8 a 20m (A2); Perfil B – camada superior de 0 a 4m (B1) e camada inferior de 4 a 13m (B2); Perfil C – camada superior de 0 a 2m (C1) e camada inferior de 2 a 7m (C2). Os valores médios dos índices físicos destas seis camadas de solos são apresentados no Quadro 2.

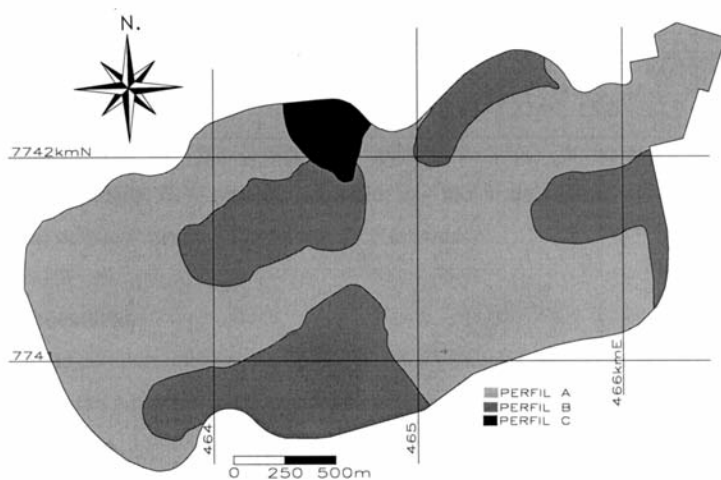


Fig. 2 – Perfis de solos identificados na área urbana de Ilha Solteira (Lollo, 1998).

Quadro 1 – Descrição dos elementos de terreno presentes na área (Rodrigues, 2003)

Perfil	Elemento de Terreno	Solo	Ocorrência
A	Topo plano e encostas convexas	SC (SUCS) – espessura superior a 20m.	Sudoeste, nordeste e centro da área urbana (2,5 km ²)
B	Encostas côncavas	SC (SUCS) – espessura do solo menor que 13m	Sul e centro da área (2,0 km ²)
C	Encostas retilíneas	SM (SUCS) – espessura menor que 7m	Porção Norte (0,4 km ²)

Quadro 2 – Índices físicos e parâmetros de plasticidade por camada de solo (Oliveira, 2002)

Solo	ρ_o (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	w_o (%)	S_r (%)	e_o	w_L (%)	w_P (%)	IP (%)
A1	1,65	1,52	2,67	10,2	30,2	0,80	24,2	15,3	8,9
A2	1,72	1,56	2,71	12,2	45,4	0,72	27,5	18,7	8,8
B1	1,62	1,52	2,64	6,3	25,8	0,74	25,2	17,2	8,0
B2	1,69	1,55	2,67	9,1	33,9	0,70	25,2	17,5	7,7
C1	1,55	1,47	2,69	5,8	22,5	0,85	27,9	15,7	12,2
C2	1,68	1,56	2,72	8,8	32,8	0,75	27,9	15,0	12,9
ρ_o – massa específica do solo de campo; ρ_d – massa específica aparente seca; ρ_s – massa específica dos sólidos; w_o – teor de umidade de campo; S_r – grau de saturação; e_o – índice de vazios de campos; w_L – limite de liquidez; w_P – limite de plasticidade; IP – índice de plasticidade.									

2.2 – Ensaios de Laboratório

A caracterização do comportamento colapsível dos solos presentes na área se deu com base em ensaios realizados em amostras indeformadas coletadas a cada metro nos doze poços de inspeção escavados na área.

A caracterização do comportamento colapsível foi feita preliminarmente com base em métodos expeditos de caracterização do comportamento colapsível do solo e detalhada com ensaios duplos de compressão confinada.

Os métodos expeditos testados por Oliveira (2002) foram os métodos de Denisov (1951), Prilonskij (1952), Gibbs & Bara (1967), Código de Obras da URSS apud Feda (1966), os quais são ilustrados no Quadro 3.

Os resultados da aplicação destes critérios expeditos não permitiram a definição precisa do comportamento colapsível dos solos estudados, uma vez que as condições às quais os solos são expostos para que se efetive a determinação de tais critérios superam de longe os graus de saturação necessários para desencadear o processo de colapso.

Em outras palavras, nas condições estabelecidas para determinar os critérios expeditos, qualquer solo brasileiro arenoso com elevada porosidade (sem componente de coesão significativa em sua envoltória de resistência ao cisalhamento) estaria sujeito ao processo de colapso.

Quadro 3 – Critérios expeditos de identificação de solos colapsíveis usados por Oliveira (2002)

Critério	Método de Cálculo	Identificação do comportamento colapsível
Denisov (1951)	$K = e_L/e_0$	$0,5 < K < 0,75$
Prklonskij (1952)	$Kd = (w_L - w_0)/(w_L - w_p)$	$Kd < 0$
Gibbs & Bara (1967)	$R = w_{sat}/w_L$	$R > 1,0$
Código de Obras da URSS (apud Feda, 1966)	$CI = (e_0 - e_L)/(1 + e_0)$	$CI < 24$, para $IP < 22$
e_L – índice de vazios no limite de liquidez; e_0 – índice de vazios de campo; w_L – teor de umidade no limite de liquidez; w_0 – teor de umidade de campo; w_p – teor de umidade no limite de plasticidade; w_{sat} – teor de umidade correspondente ao grau de saturação de 100%; IP – índice de plasticidade.		

É importante ressaltar que os critérios expeditos muitas vezes restringem-se aos solos para os quais foram desenvolvidos, pois resultados obtidos para uma determinada região tornam-se, às vezes, inválidos para outras. Deste modo, a aplicação desses critérios é relevante apenas numa fase de constatação dos solos dessa natureza, mas não para a caracterização do colapso.

Por esta razão, neste campo de investigação os ensaios de compressão confinada são mais confiáveis, pois além de identificar os solos colapsíveis, eles são capazes de caracterizar o colapso sob diferentes níveis de carregamento.

Assim, Rodrigues & Lollo (2004) conduziram ensaios duplos de compressão confinada com estágios de carregamento desde 1kPa para as amostras a cada metro, para caracterizar o comportamento colapsível dos perfis de solos.

Os resultados obtidos permitiram definir, com boa precisão, o comportamento colapsível ou não colapsível dos horizontes de solos estudados para os três perfis de solos identificados, permitindo a classificação destes horizontes com base em seu comportamento mecânico. Alguns dos resultados de tais ensaios são apresentados nas Figuras 3 a 8.

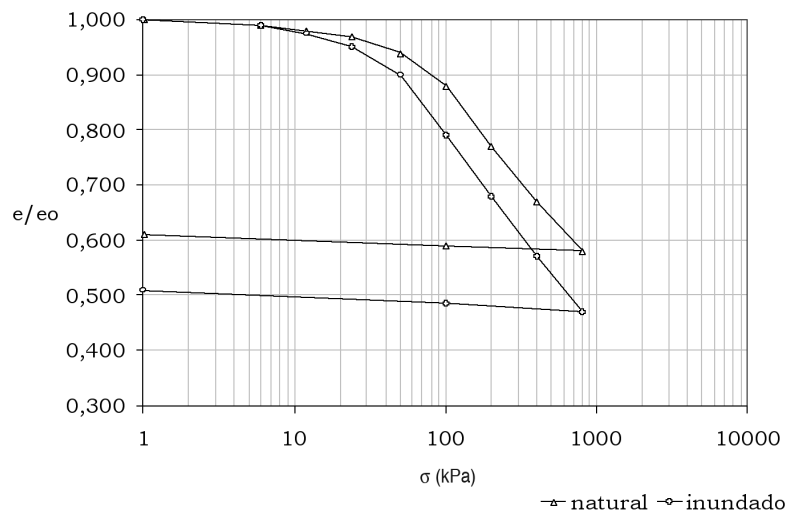


Fig. 3 – Ensaio duplo de compressão confinada – Camada A1 (Rodrigues & Lollo, 2004)

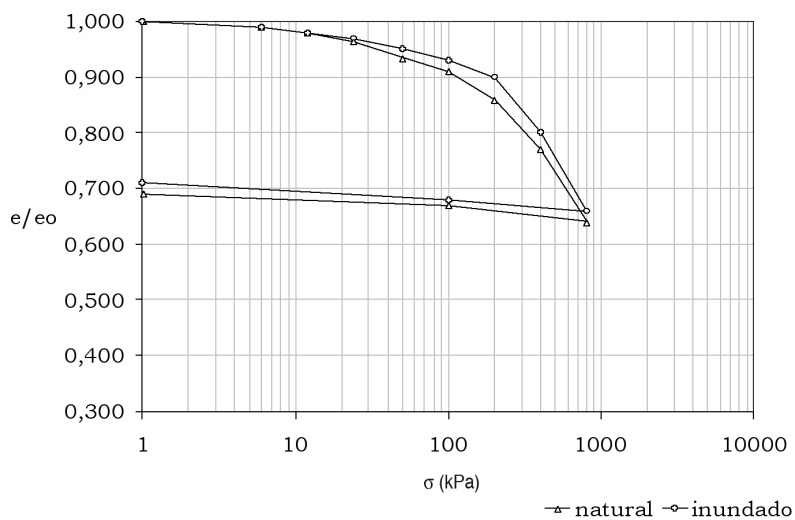


Fig. 4 – Ensaio duplo de compressão confinada – Camada A2 (Rodrigues & Lollo, 2004)

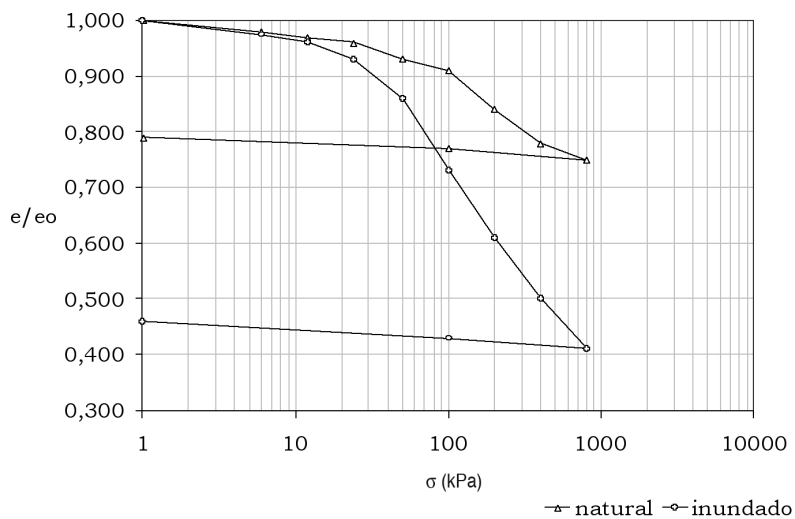


Fig. 5 – Ensaio duplo de compressão confinada – Camada B1 (Rodrigues & Lollo, 2004)

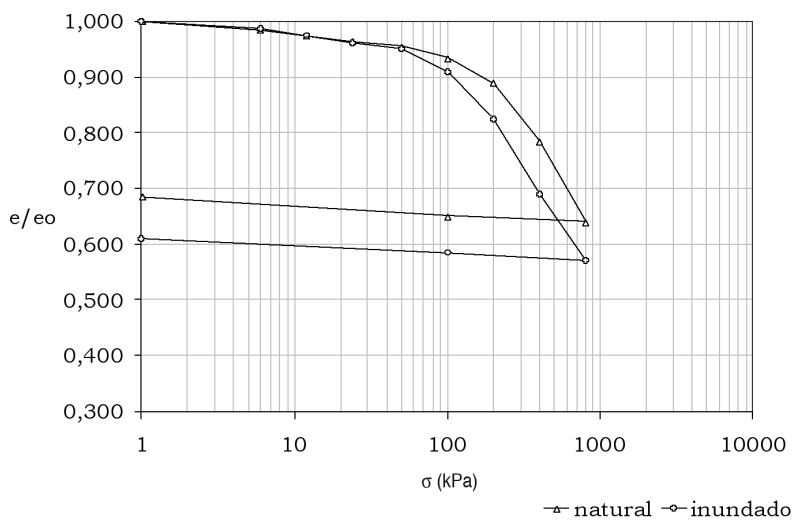


Fig. 6 – Ensaio duplo de compressão confinada – Camada B2 (Rodrigues & Lollo, 2004)

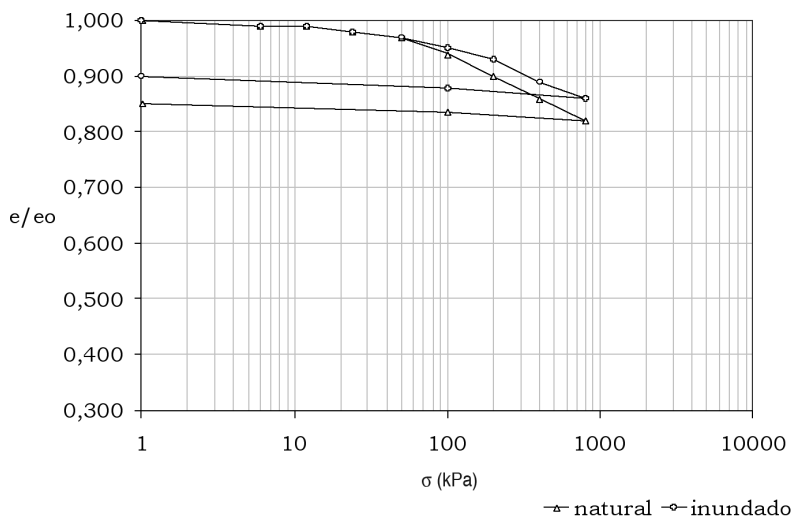


Fig. 7 – Ensaio duplo de compressão confinada – Camada C1 (Rodrigues & Lollo, 2004)

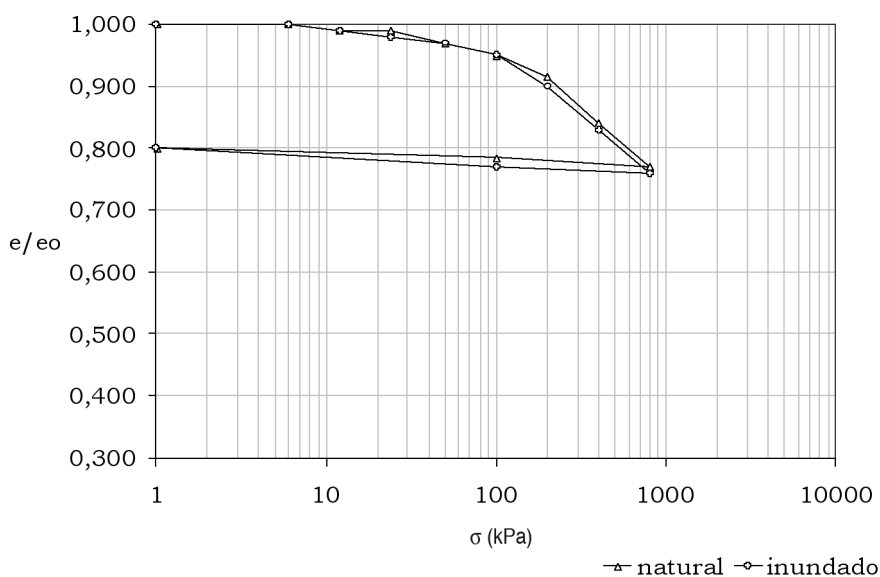


Fig. 8 – Ensaio duplo de compressão confinada – Camada C2 (Rodrigues & Lollo, 2004)

Na Figura 9 são mostradas tensões geostáticas e de pré-adensamento dos solos saturados e não saturados de perfis representativos de cada local (Perfis de alteração A, B e C). Nessa figura as tensões de pré-adensamento foram calculadas com base nos ensaios de compressão confinada.

Na camada superior do Perfil A, nota-se que as tensões de pré-adensamento obtidas para amostras saturadas são da mesma ordem de grandeza das tensões geostáticas. A mesma situação ocorre com as camadas superior e inferior do Perfil B. É importante destacar que não se considerou no cálculo das tensões geostáticas da Figura 9 nenhum acréscimo de carga na superfície devido à instalação de alguma estrutura, ou seja, trata-se de um terreno natural sem obras civis.

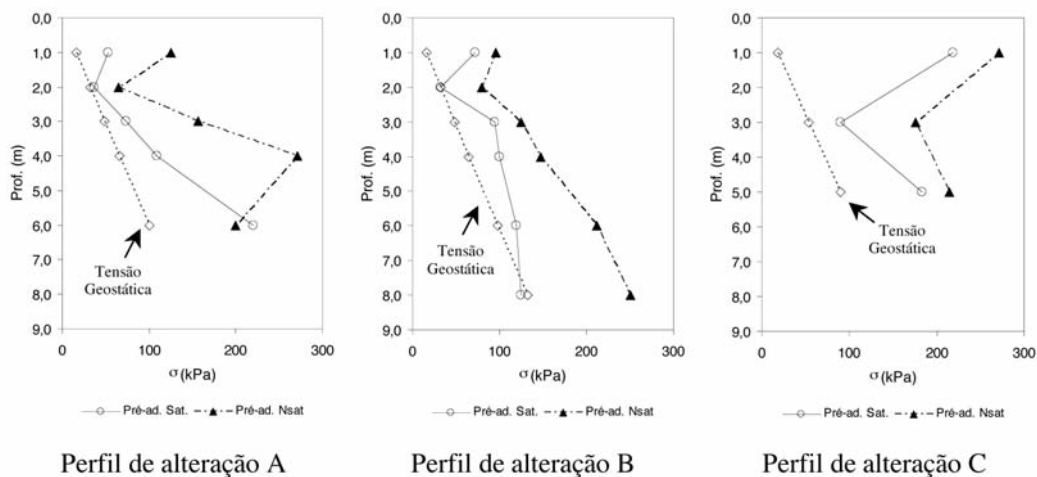


Fig. 9 – Tensões geostáticas e de pré-adensamento dos solos saturados e não saturados.

Ao construir sobre o terreno as tensões geostáticas se alterarão, devido a um acréscimo de tensão. Isto poderá implicar numa mudança do estado de tensões, sobretudo na superfície do terreno. Nesta nova situação, o solo poderá sofrer colapso se o conteúdo de água nos seus vazios aumentar significativamente. Isto não ocorre para o Perfil C, pois até 3m de profundidade as tensões geostáticas são muito menores que as tensões de pré-adensamento dos solos saturados. Mesmo construindo sobre o terreno, aumentando, desta forma, as tensões aplicadas, dificilmente ocorrerá colapso, visto que o solo está fortemente pré-adensado em condições de saturação.

Em relação às tensões de pré-adensamento dos solos não saturados, como esperado, estas são maiores que as tensões obtidas para os solos saturados. As tensões de pré-adensamento variam sazonalmente devido aos ciclos de umedecimento e secagem que ocorrem ao longo do ano. Como as camadas superiores são mais susceptíveis aos efeitos climáticos, tais como, chuva, radiação, umidade relativa, dentre outros, as tensões de pré-adensamento do solo não saturado podem variar indefinidamente.

Em linhas gerais, os resultados indicam que os solos dos Perfis A (superior) e B (superior e inferior) são colapsíveis, enquanto os resultados obtidos para as amostras dos perfis de alteração C (C1 – camada superior e C2 – camada inferior) não indicaram deformações adicionais devidas ao umedecimento do solo. Como este perfil não mostrava comportamento colapsível característico, tal perfil foi desconsiderado no presente estudo.

2.3 – Ensaios de Campo

Além dos ensaios de laboratório, foram utilizados resultados de ensaios de campo (SPT) para estabelecer a relação entre os ensaios duplos de compressão confinada e o comportamento dos solos no campo.

Com base em 146 sondagens de simples reconhecimento realizadas em 37 diferentes pontos da área foram definidas seções-tipo de ensaios SPT para os perfis de alteração A e B. Os ensaios de campo indicaram comportamento colapsível dos solos identificados em ensaios de laboratório. Tais perfis são ilustrados na Figura 10.

Para o perfil A, os resultados de ensaios SPT mostram uma camada superior de menor compacidade até 8m de profundidade, com valores menores que sete golpes, que representa a camada A1. Na região, valores de N_{SPT} abaixo de sete geralmente representam o horizonte de solo de comportamento colapsível.

Em profundidades maiores que 8m, os resultados de N_{SPT} crescem com a profundidade até impenetrável a 17 ou 18m, onde geralmente ocorre uma linha de seixos composta de seixos de quartzo com diâmetro equivalente da ordem de 10mm.

Para o perfil de solo B, a camada superior com baixos valores de compacidade (menores que sete golpes), tem espessura menor (5m em média), sendo seguida por uma linha de seixos com altos valores de compacidade composta por seixos de quartzo de diâmetro equivalente de 20mm.

A camada inferior deste perfil apresenta um rápido aumento dos valores de N_{SPT} , atingindo valores da ordem de dezesseis a vinte golpes logo abaixo da linha de seixos.

N SPT	Descrição do Material	Prof (m)	N SPT	Descrição do Material	Prof (m)
3	Areia fina pouco argilosa, fofa a medianamente compacta, marrom avermelhada.	1	2	Areia fina muito argilosa, fofa a pouco compacta, marrom avermelhada.	1
2		2	3		2
2		3	4		3
3		4	5		4
3		5	*	Areia fina muito argilosa com seixos de quartzo, Ø até 2cm	5
4		6	*		6
4		7	18	Areia fina argilosa, compacta	7
5		8	16		8
7		9	16		9
8		10	18		10
9		11	25		11
10		12	20		12
12		13			
15	Areia fina pouco argilosa, pouco compacta a medianamente compacta, marrom amarelada, laterizada.	14			
8		15			
9		16			
51/30	Areia fina, compacta com seixos de quartzo, Ø 1cm	17			
Perfil de sondagem SPT para o perfil A.			Perfil de sondagem SPT para o perfil B.		

Fig. 10 – Resultados típicos de perfis de sondagens SPT (Lollo, Elis & Prado, 2003)

2.4 – Distribuição dos perfis de solo na área

O perfil de solo C, que em ensaios de laboratório não apresentou comportamento colapsível, ocorre numa pequena parcela da área, a qual não possui ocupação até o momento, podendo-se considerar, que toda a área urbana apresenta solos com o mesmo grau de suscetibilidade natural de ocorrência de colapso.

Em termos de espessura da camada de solo com comportamento colapsível, embora os perfis A e B apresentem valores diferentes (8 a 9m para o perfil A, e 4 a 5m para o perfil B), a grande maioria das edificações na área usam elementos de fundação com profundidades inferiores a 5m, ou seja, apoiados na camada superior dos dois perfis. Esta é outra razão pela qual se pode considerar a suscetibilidade natural de ocorrência de colapso uniforme em toda a área.

3 – FATORES INDUZIDOS

3.1 – Sistemas urbanos de água e esgoto

A ocupação da área urbana de Ilha Solteira se deu a partir do início da década de setenta, com a construção de edificações (casas e alojamentos) destinadas a abrigar os trabalhadores responsáveis pela construção da UHE de Ilha Solteira. Dado seu caráter temporário, a ocupação se deu sem a consideração das limitações impostas pelo solo.

Também em consequência do caráter provisório da ocupação, os sistemas públicos de água e esgoto instalados no início da ocupação, bem como aqueles implantados nas edificações indivi-

duais, fizeram uso de tubulações feitas com materiais que não apresentam grande vida útil, o que fez com que, transcorridas duas décadas, tais dutos passassem a sofrer rupturas, as quais geram vazamentos que umedecem o solo e desencadeiam o processo de colapso.

3.2 – Levantamentos e Resultados

Considerando que a suscetibilidade natural (devida às características do solo) é a mesma para toda a área, e a suscetibilidade induzida depende da idade e tipo dos dutos de água e esgoto, foram selecionadas para estudo parcelas da área nas quais as redes públicas (de água e esgoto) são constituídas de dutos metálicos ou cerâmicos.

Na Figura 11 estão destacadas as áreas selecionadas (representadas em cinza). As áreas de ocupação mais recente, nas quais foram usados dutos de outros materiais (como PVC) apresentam menor suscetibilidade, razão pela qual foram desconsideradas no presente estudo.

A primeira etapa do levantamento na área correspondeu à identificação, em cada edificação existente, de trincas ou outras evidências de ocorrências anteriores de processos de colapso.

Tal levantamento se deu no campo com entrevistas a proprietários ou moradores dos imóveis, com a aplicação de um questionário contendo questões acerca da existência de trincas, suas características geométricas, idade, possível origem, recorrência, reparos feitos (tipos e custos) e possíveis informações sobre ocorrências nas edificações vizinhas.

Além das informações escritas, solicitava-se aos moradores autorização para conhecer o interior do imóvel de forma a complementar o levantamento de dados, tendo-se o cuidado de verificar quais trincas tinham se originado de ocorrências de colapso.

Para caracterização da suscetibilidade induzida, foram levantadas (junto aos moradores e a órgãos públicos) informações de casos anteriores de ruptura de dutos de água e esgoto, fazendo-se uso do questionário padrão e de entrevistas com profissionais.

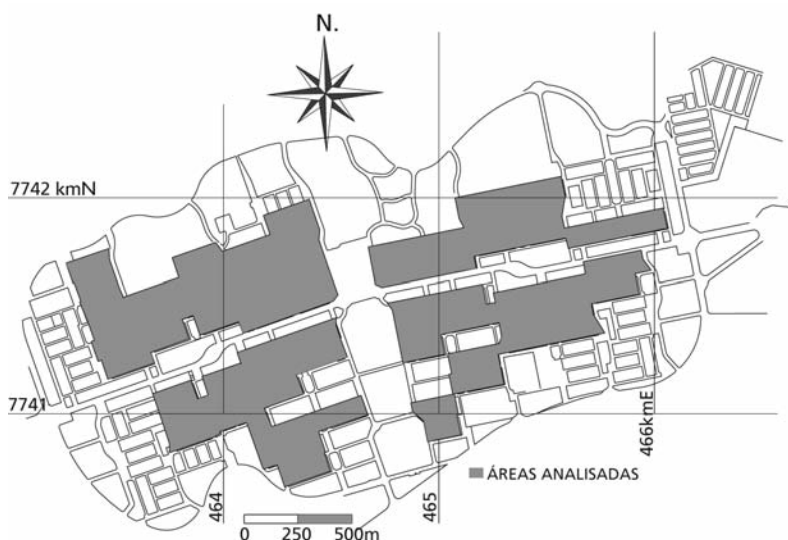


Fig. 11 – Áreas selecionadas para o estudo (Oliveira, 2002).

Para identificar locais potenciais quanto à ruptura de redes de água e esgoto foram analisados os projetos hidráulicos e sanitários das edificações estudadas, de forma a identificar os pontos com maior probabilidade de ruptura das redes internas, pontos estes sujeitos a maiores pressões, tais como conexões dos dutos.

Tal tarefa só foi possível para o grande número de edificações estudadas porque as edificações da área urbana original da cidade de Ilha Solteira foram construídas segundo seis padrões de projeto. Assim, foi necessário avaliar somente seis tipos de projetos de água e esgoto e identificar e classificar os pontos com maior probabilidade de ruptura.

As condições peculiaridades do processo analisado e a impossibilidade de quantificação das suscetibilidades (natural e induzida) fizeram com que a avaliação dos riscos fosse conduzida de forma exclusivamente qualitativa.

A associação das informações de indícios de ocorrência do processo de colapso e oriundas da análise dos projetos das edificações permitiu a identificação dos fatores responsáveis pelas ocorrências de colapso.

Como todas as edificações com registros de colapso contavam com redes de água e esgoto de cerâmica com mais de trinta anos de implantação, a influência dos dutos das redes das residências foi considerada igualmente importante em todos os casos, fazendo com que a extensão dos danos ocorridos nas edificações passasse a ter papel predominante na definição da suscetibilidade.

A análise dos projetos e de sua relação com os danos ocorridos nas edificações permitiu a definição de três classes de suscetibilidade induzida: baixa (trincas apenas em um cômodo da edificação); média (ocorrência de trincas em dois cômodos); e alta (trincas em mais de dois cômodos).

A partir destas classes se deu a definição de três classes probabilidade de ocorrência de colapso: baixa probabilidade - 1; probabilidade média - 2; e alta probabilidade - 3, já que a extensão dos danos e sua recorrência são as evidências mais marcantes do colapso.

4 – ANÁLISE DE RISCOS

Cerri & Amaral (1998) consideram que riscos geológicos podem ser espacialmente representados de duas formas diferentes: cartas de cadastramento de risco – representação dos pontos sujeitos aos riscos; e cartas de zoneamento de risco - nas quais são delimitadas as áreas uniformes com relação ao grau de risco.

Na visão dos autores, a alternativa mais comum de avaliação do risco (R) é sua composição com base na combinação da probabilidade de ocorrência do processo (P) e as consequências (C) de sua ocorrência.

No presente caso, a probabilidade de ocorrência foi definida com base na suscetibilidade induzida e as consequências com base nos custos necessários para reparar os danos havidos nas edificações em função do colapso.

Na definição das classes de custos de reparos de danos, foram utilizados dois grupos de informações: um grupo advindo dos questionários aplicados com proprietários e ocupantes dos imóveis e outro proveniente de entrevistas e questionários aplicados a profissionais (engenheiros) responsáveis por obras de reparo dos danos.

As categorias de reparos foram definidas com base em informações obtidas junto a profissionais e que descreviam os reparos em termos de tipo, custos e eficácia.

Os dados levantados permitiram a proposição de quatro grupos de custos: (1) reparos somente em paredes, portas e janelas; (2) reparos em paredes, portas e janelas, somados a reparos nas instalações de água e esgoto; (3) reparos em paredes, portas e janelas, reparos nas instalações de água e esgoto, e recuperações na estrutura da edificação; e (4) reparos em paredes, portas e janelas, reparos nas instalações de água e esgoto, recuperações na estrutura e nas fundações da edificação.

Estes quatro grupos foram reclassificados em três classes em termos dos custos dos serviços. Como os custos com reparos, recuperações ou novas obras em estruturas e fundações apresentavam custos muito superiores aos dos demais grupos eles influenciaram sobremaneira a redefinição das classes.

As três classes adotadas então foram: (1) reparos em paredes, portas e janelas e nas instalações de água e esgoto; (2) reparos nos itens anteriores mais serviços em reforço estrutural; e (3) reparos nos itens listados na classe “2”, mais reparos ou reforço nas fundações.

A avaliação dos riscos foi então obtida da combinação (por somatório - P+C) e reclassificação dos resultados destas combinações. Assim, somatórios com resultados iguais ou inferiores a dois receberam a denominação “baixo risco”; combinações que resultaram em somas com valores três ou quatro receberam a denominação “risco médio”; e somatórios com valores superiores a quatro foram denominados “alto risco”. Tal processo é ilustrado na Figura 12.

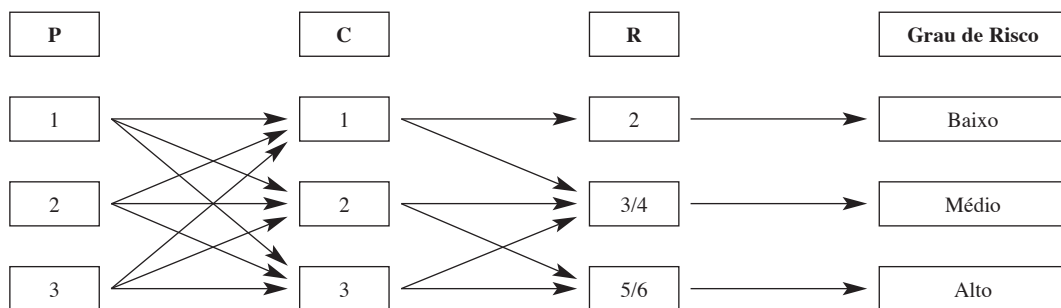


Fig. 12 – Composição das classes de risco (Oliveira, 2002)

5 – MAPAS PRODUZIDOS

5.1 – Carta de cadastramento de colapso

A combinação, para cada edificação levantada na área, das classes de suscetibilidade induzida e de danos ocorridos permitiu a definição do cadastro de risco para cada edificação e sua classificação. Tal resultado é apresentado na Figura 13.

5.2 – Carta de zoneamento de risco de colapso

Essa carta foi elaborada a partir da generalização da carta de cadastramento, considerando-se a distribuição estatística dos riscos registrados para as edificações. Tal carta é ilustrada na Figura 14. Assim, a classe de risco estatisticamente dominante (moda) para cada grupo de edificações (quadra) na avaliação de cadastramento, foi adotada como classe de risco para efeito de zoneamento.

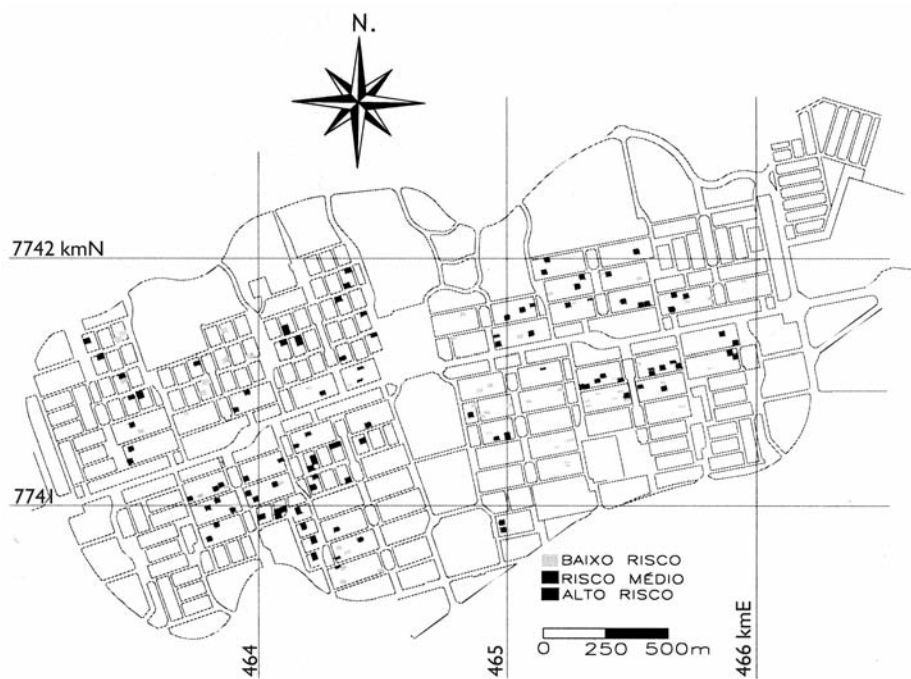


Fig. 13 – Carta de cadastramento de risco de colapso de solos

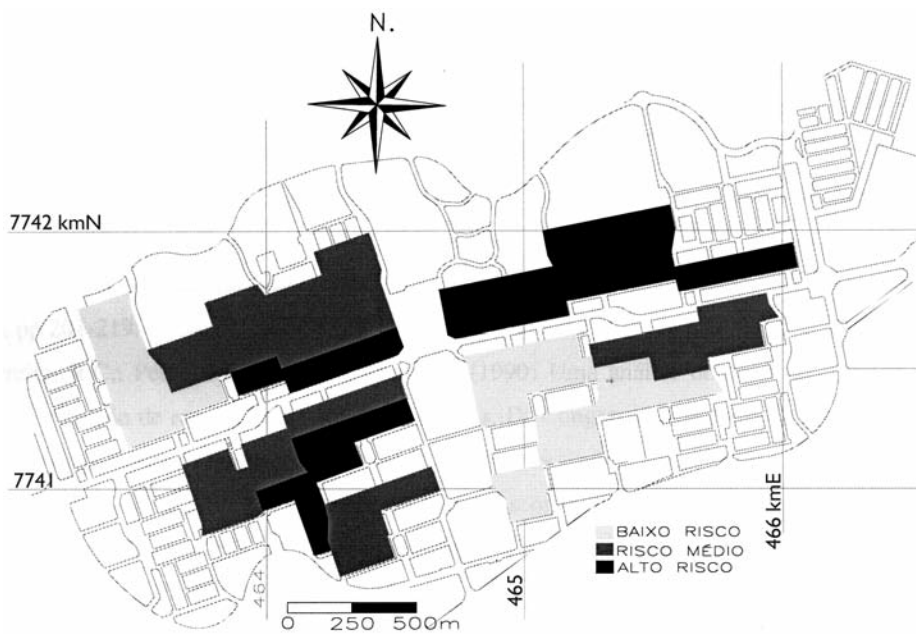


Fig. 14 – Carta de zoneamento de risco de colapso de solos

6 – CONCLUSÕES

Os perfis de solos presentes na área, especialmente em seus horizontes mais superficiais, apresentam comportamento colapsível quando umedecidos, resultando recalques importantes em elementos de fundações e conseqüentes danos a edificações, com prejuízos significativos para a população e o poder público.

Tais efeitos são ainda mais marcantes quando o processo de colapso é desencadeado pela ruptura de dutos antigos de água e esgoto, de material cerâmico.

A distribuição espacial das classes de risco obtida no mapa de zoneamento de risco permite ao poder público priorizar determinadas parcelas da área urbana quanto à substituição dos dutos cerâmicos em redes de água e esgoto, de forma a reduzir seletivamente (priorizando as áreas de maior risco) a probabilidade de ocorrência do processo.

7 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer à Fapesp (Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo) pelo apoio financeiro, na forma de auxílio à pesquisa (Processo 99/12555-2) e bolsas (Processos 00/02639-9 e 00/14406-9), sem o qual o desenvolvimento do presente trabalho não teria sido possível.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cerri, L.E.S. & Amaral, C.P. (1998) Riscos Geológicos. Oliveira, A.M.S. & Brito, S.N. (eds.) Geologia de Engenharia. São Paulo, ABGE, p. 301-310.
- Denisov, N.Y. (1951) The Engineering Properties of Loess and Loess Loams. Gosstroirzdat, Moscow, 136p (em russo), apud Feda (1966).
- Feda, J. (1966) Structural Stability of Subsident Loess from Preha-Dejvice. Eng. Geol. 1v, n.3, pp 201-219.
- Ferreira, R.C.; Peres, J.E.E. & Benvenuto, C. (1990) Uma análise de modelos geotécnicos para a previsão de recalques em solos colapsíveis. IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, v. 2, p. 73-79.
- Gibbs, H.J. & Bara, J.P. (1967) Stability Problems of Collapsing Soil. Journal of the Soil Mech. and Found. Div. Vol.93, n.SM4, pp 577-594.
- Lollo, J.A. (1996) Uso da Técnica de Avaliação do Terreno no Processo de Elaboração do Mapeamento Geotécnico: sistematização e aplicação na Quadricula de Campinas. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, USP – Campus de São Carlos, 2v.
- Lollo, J.A. (1998) Caracterização geotécnica da área de expansão urbana de Ilha Solteira (SP). III Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, ABGE, CD-ROM.
- Lollo, J.A.; Elis, V.R. & Prado, R. (2003) *Carta de solos colapsíveis para a área urbana de Ilha Solteira (SP)*. Ilha Solteira, Relatório Técnico do Projeto 99/12.551-2, FAPESP, 44p.

- Oliveira, C.M.G. (2002) Carta de risco de colapso de solos para a área urbana do município de Ilha Solteira (SP). Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UNESP – Campus de Ilha Solteira, 93p.
- Priklonskij, V.A. (1952) Groutovedenie – Vtoraira Chast. Gosgeolizdat, Moscow, 371p. (em russo), apud Feda (1966).
- Rodrigues, R.A. (2003) A influência do esgoto doméstico como fluido de saturação no colapso de um solo arenoso. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UNESP – Campus de Ilha Solteira, 115p.
- Rodrigues, R.A. & Lollo, J.A. (2004) Características estruturais, fisiográficas e mecânicas de perfis de solos colapsáveis de Ilha Solteira - SP. Solos e Rochas, v. 27:2, p. 131-146.

XI IV GEO

**CONGRESSO
NACIONAL
DE GEOTECNIA**

**CONGRESSO
LUSO-BRASILEIRO
DE GEOTECNIA**

**DE 7 A 11 DE ABRIL 2008
COIMBRA, PORTUGAL
WWW.geo2008.uc.pt**

**Departamento de Engenharia Civil
Faculdade de Ciências e Tecnologia
Universidade de Coimbra**



OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO

O principal objectivo dos dois congressos é o de promover o contacto entre geotécnicos portugueses, e entre estes e seus colegas brasileiros, com vista a confrontar o modo como, em Portugal e no Brasil, são encarados e resolvidos os problemas relacionados com a concepção, o projecto, a construção, a observação do comportamento, a manutenção e a reabilitação de obras com forte incidência geotécnica.

O primeiro dia será dedicado ao IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, cujo tema é **"A Caracterização dos Terrenos para as Obras Geotécnicas"**. Para além das sessões técnicas em que serão apresentadas as comunicações seleccionadas, prevê-se a realização de duas sessões plenárias com conferências, para cada uma das quais serão convidados um especialista português e outro brasileiro. Os restantes dias serão dedicados ao XI Congresso Nacional de Geotecnia. Serão realizadas sessões técnicas para a apresentação das comunicações seleccionadas e estão previstas seis conferências a proferir por especialistas nacionais e estrangeiros, sendo algumas delas centradas no tema do congresso, **"A Geotecnia Portuguesa e os Desafios da Globalização"**.

As comunicações apresentadas nos dois congressos, bem como as conferências, serão publicadas nas actas dos respectivos eventos e em CD-ROM.

No último dia prevê-se a realização de visitas técnicas a obras geotécnicas em curso no País.

Durante as sessões dos congressos, decorrerá uma exposição técnica, na qual se espera que participem Empresas e Instituições envolvidas em actividades no âmbito da Geotecnia.

Prevê-se ainda a realização de alguns eventos sociais e culturais, cuja divulgação se fará oportunamente.

INSCRIÇÕES

www.geo2008.uc.pt

	até 31/12/07	após 31/12/07
Sócios da SPG/ABMS/ABGE	EUR 350	EUR 400
Não Sócios	EUR 400	EUR 450
Estudantes	EUR 150	EUR 180

COMUNICAÇÕES

Para o Congresso Luso-Brasileiro, as comunicações deverão ser centradas no tema do congresso. Para o Congresso Nacional, as comunicações a apresentar poderão versar um dos seguintes tópicos:

Prospecção e Caracterização Geotécnica
Modelação
Normalização e Legislação
Risco e Segurança
Fundações
Taludes e Estruturas de Suporte
Obras de Terra
Obras Subterrâneas
Melhoramento e Reforço de Maciços
Geotecnia Ambiental

CALENDÁRIO

Envio dos resumos
até 20/07/2007
Aceitação dos resumos e envio das instruções para apresentação das comunicações
até 01/10/2007
Saída do Boletim nº 2
até 23/11/2007
Envio das comunicações
até 03/12/2007

Aceitação das comunicações e informação sobre eventuais alterações
até 18/01/2008
Envio da versão definitiva das comunicações
até 15/02/2008
Saída do Boletim nº 3 com o programa definitivo
até 1/04/2008
IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia
07/04/2008
Início do XI Congresso Nacional de Geotecnia
08/04/2008

CONTACTOS

Comissão Organizadora do XI Congresso Nacional de Geotecnia

A/C Prof. Jorge Almeida e Sousa
Departamento de Engenharia Civil-FCTUC, Pólo II
Rua Luís Reis Santos, 3030-788 Coimbra
PORTUGAL

COMISSÃO DE ACOMPANHAMENTO

Membros da Direcção e Presidente da Assembleia Geral da SPG
Presidente do Congresso
Emanuel Maranha das Neves
Manuel Matos Fernandes
Rui Furtado

COMISSÕES ORGANIZADORAS

XI Congresso Nacional
Presidente: Luís Leal Lemos (FCTUC)
António Pedro (FCTUC)
António José Roque (LNEC-SPG)
Claudio Cardoso (UA)
Jorge Almeida e Sousa (FCTUC)
José Coutinho (FCTUC)
Isabel Pinto (FCTUC)
Nuno Guerra (IST)
Paulo Coelho (FCTUC)
Paulo Lopes Pinto (FCTUC)
Paulo da Venda Oliveira (FCTUC)

IV Congresso Luso-Brasileiro
Alberto Sayão (PUC-ABMS)
António Gomes Correia (UM-SPG)
António Viana da Fonseca (FEUP)
Fernando Marques (FCTUC)
Luís Leal Lemos (FCTUC)
Tarcício Celestino (EESC)
Waldemar Hachich (USP)
Willy Lacerda (UFRR)

COMISSÃO CIENTÍFICA

Adelino Veiga Pinto (LNEC)
António Campos e Matos (GEG-FEUP)
António Correia Mineiro (UNL)
António Gomes Coelho (LNEC-COBA)
António Gomes Correia (UM-SPG)
António Pinelo (EP-LNEC)
António Pinto da Cunha (LNEC)
António Silva Cardoso (FEUP)
Baldomiro Xavier (Teixeira Duarte)
Carlos Dinis da Gama (IST)
Célio Lima (EDP-FEUP)
Emanuel Maranha das Neves (IST)
João Marcelino (LNEC)
Joaquim Barreto (Metropolitano de Lisboa)
Jorge Vasquez (EDIA)
José Alves Paula (OE)

José Delgado Rodrigues (LNEC)
José Luís Machado do Vale (Technsol FGE-SPG)
José Mateus de Brito (CENOR-SPG)
José Vieira de Lemos (LNEC)
Laura Caldeira (LNEC)
Luís Leal Lemos (FCTUC)
Luís Ribeiro e Sousa (LNEC-FEUP)
Manuel Matos Fernandes (FEUP)
Nuno Grossmann (LNEC)
Pedro Sáco e Pinto (LNEC)
Ricardo Oliveira (COBA-UNL)
Rui Correia (LNEC)



XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

III Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos

III Simpósio Brasileiro de Investigação de Campo

23 a 26 de Agosto de 2008

Armação dos Búzios, R.J.



PRINCIPAIS TEMAS:

- Barragens e Obras de Terra
- Geotecnia de Mineração
- Geotecnia Ambiental
- Geossintéticos
- Infra-estrutura Urbana
- Encostas e Escavações
- Dutos e Geotecnia Marinha
- Mecânica dos Pavimentos
- Engenharia de Rochas
- Investigações Geotécnicas
- Fundações
- Casos de Obras e Acidentes

DATAS LIMITES:

- Envio de Resumos: 08/ 10/ 2007
- Resposta dos Resumos: 30/ 11/ 2007
- Envio dos Artigos: 30/ 03/ 2008
- Resposta dos Artigos: 30/ 05/ 2008

LOCAL:

**Hotel Atlântico Búzios, situado na
Baía da Armação dos Búzios.**

<http://www.atlanticobuzios.com.br>



↓ ORGANIZAÇÃO:



Núcleo Regional Rio de Janeiro

INFORMAÇÕES:

E-mail:

nrrj.abms@veloxmail.com.br

Website:

www.cobramseg2008.com.br



Temos a satisfação de convidar a comunidade técnica e científica a participar do 12º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, a ser realizado na Praia de Porto de Galinhas, Pernambuco, Brasil, no período de 23 a 27 de novembro de 2008, quando serão comemorados os 40 Anos da ABGE.

O Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental é um evento consolidado no Brasil, com grande aceitação por parte da comunidade técnica e científica, como também pelas empresas de serviços e equipamentos que atuam nessas áreas e em áreas afins.

Local: HOTEL ARMAÇÃO DO PORTO

Período: 23 a 27 / 11 / 2008

DATAS IMPORTANTES:

Submissão de resumos 23/02/2008

Submissão do trabalho completo 23/06/2008

ESPERAMOS CONTAR COM SUA INDISPENSÁVEL PRESENÇA

Comissão Organizadora Local: Margareth M. Alheiros Edmilson Santos de Lima Ana Patrícia N. Bandeira	Comissão Nacional: Maria Heloisa B. O. Frascá Marcelo Fischer Gramani Gerson Salviano de Almeida Filho
Secretaria Executiva: Factos - Promoção, Marketing e Eventos Rua Ernesto de Paula Santos, 1368 - 603/604, Boa Viagem 51021-330, Recife, PE, Brasil Fones: 55 (81) 3463.0871 Fax: 55 (81) 3463.0853 e-mail: cbge12@factos.com.br	Agência de Turismo: Agência Luck Viagens e Turismo Ltda. Rua Jornalista Paulo Bittencourt, 163 Derby 52010-260, Recife, Pernambuco, Brasil Fone 55(81) 3366.6222 Fax 55(81) 3366.6223 homepage: www.luckviagens.com.br

Stress Wave

Lisbon | 2008



8-10 | September

The 8th International
Conference on the

Application of Stress Wave Theory to Piles

Science, Technology
and Practice



ISSMGE



SPG



INSTITUTO
SUPERIOR
TÉCNICO

Welcome to

Instituto Superior Técnico,
Universidade Técnica de Lisboa, Portugal
(High Technical Institute,
Technical University of Lisbon, Portugal)

Invitation

The International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), the Portuguese Geotechnical Society (SPG) and Instituto Superior Técnico of the Technical University of Lisbon (IST/UTL), invite you to participate in the 8th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles that will be held in Lisbon from Sept. 8-10th, 2008.

Objectives and Themes

The main objective of the conference is to create a forum for exchange of ideas and experience between researchers, equipment manufacturers and practicing engineers regarding the application of stress-wave theory to piles and other relevant problems and developments on dynamic testing and its relation to the foundation engineering.

In order to widen the contribution of all participants, the conference format will comprise parallel sessions. State-of-the-art presentations of technological developments will also be featured. The conference will also include invited keynote lecturers and presentation and discussion of selected papers in plenary sessions.

Themes will address the following:

1. Wave mechanics applied to pile engineering
2. Relationship between static resistance to driving and long-term static soil resistance
3. Case histories involving measurement and analysis of stress waves
4. Dynamic monitoring of driven piles
5. Dynamic soil-pile interaction models. Numerical and physical modelling
6. High-strain dynamic load test
7. Low-strain integrity test
8. Rapid-load test
9. Monitoring and analysis of vibratory driven piles
10. Correlation of dynamic and static load tests
11. Quality assurance of deep foundations using dynamic methods
12. Incorporation of dynamic testing into design codes and testing standards
13. Ground vibrations induced by pile motions

Prof. Jaime Santos
Instituto Superior Técnico, DECivil
Av. Rovisco Pais 1 049-001 Lisboa – PORTUGAL
Tel: (+351) 21 841 8418; Fax: (+351) 21 841 8427
Email: sw2008@civil.ist.utl.pt
Webpage: www.civil.ist.utl.pt/sw2008

A Geogrelha certa para cada aplicação



Fortrac®

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

HaTelit®

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



Fornit®

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

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

Acerte na escolha!



HUESKER

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

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



COBA

GEOLOGIA E GEOTECNIA

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



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



PORTUGAL REGIÃO CENTRO E SUL

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

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

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2.º Dto
Bairro do Maculusso - Município da Ingombota
LUANDA
Tel.: (244) 222445693
Fax: (244) 222445693
E-mail: coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE

Av. da Namaacha, Km 6
Complexo CMC escritório nº44 - Matola
Tel.: (258-21) 780909, Tel.: (258) 824099605
E-mail: coba.mz@tdm.co.mz

ARGÉLIA

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

BRASIL

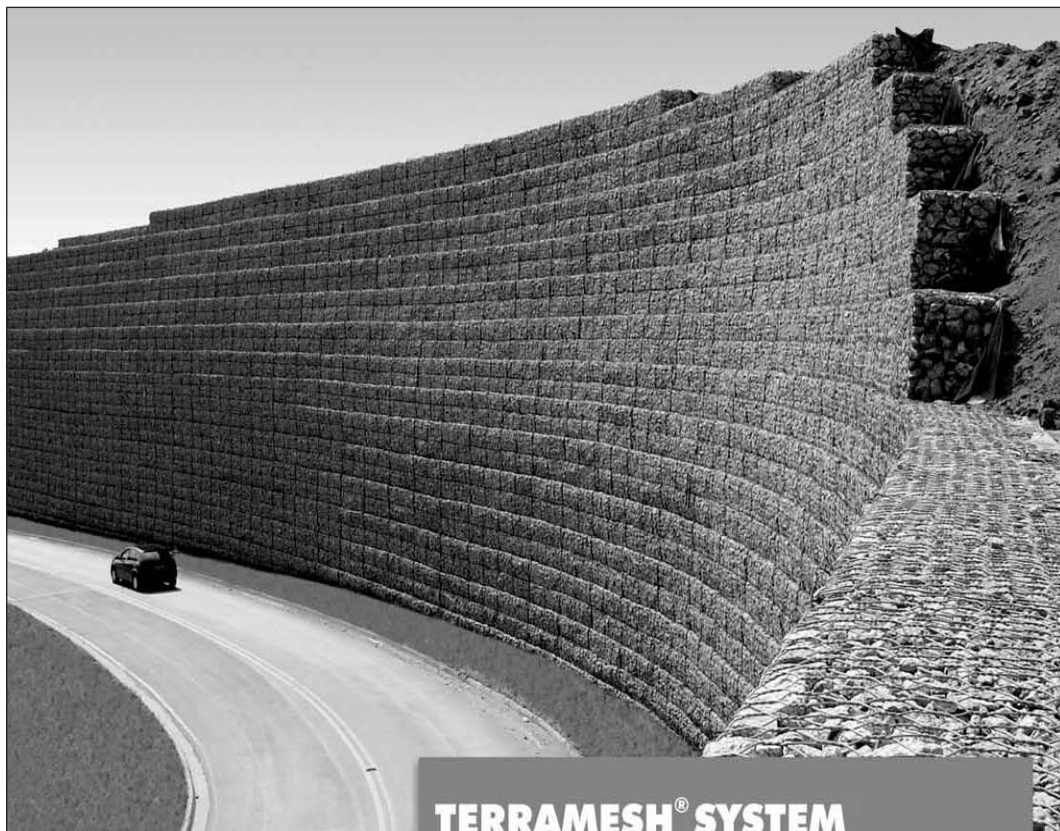
São Paulo
COBA S/C Ltd. - Rua Cardeal Arco Verde
1745 Cj. 94, Bloco A, Pinheiros
São Paulo CEP 05407 - 002
Tel.: (55 11) 381 55 416
Fax: (55 11) 381 52 249

Fortaleza

Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 408
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3261 17 38
Fax: (55 85) 3261 50 83
E-mail: coba@esc-te.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

Corniche Road - Corniche Tower - 5th Floor - 5B
P.O. Box 38360 Abu Dhabi - United Arab Emirates
Tel.: (971) 2 627 0088
Fax: (971) 2 627 0087



TERRAMESH® SYSTEM **estruturas em solo reforçado**

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

MACCAFERRI

BRASIL

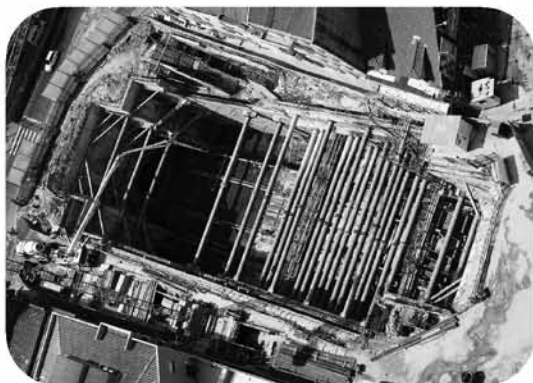
Phone: 55 (11) 4589-3200
Fax: 55 (11) 4582-3272
e-mail: maccaferri@maccaferri.com.br
Site: www.maccaferri.com.br

PORTUGAL

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



Engenharia Geotécnica



ESTRUTURAS DE SUPORTE - FUNDAÇÕES



GEOTECNIA RODOVIÁRIA - TÚNEIS



FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS

CENORGEO – Engenharia Geotécnica, Lda
Grupo CENOR www.cenor.pt

Rua das Vigias - Lote 4.25.01A - Piso 1 Parque das Nações 1990 - 506 Lisboa
Tel. 218437300 - Fax 218437317 cenorgeo@cenorgeo.pt

ISO 9001
BUREAU VERITAS
Certification





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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrolo



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


Geocontrolo
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA

GEOMEC

*Ensaio Dinâmicos em
Fundações Profundas*

*Consultoria em Engenharia
Geotécnica e de Fundações*

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





Engenharia Geotécnica



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

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

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

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

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

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

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



In Situ
GEOTECNIA

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

INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS:

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



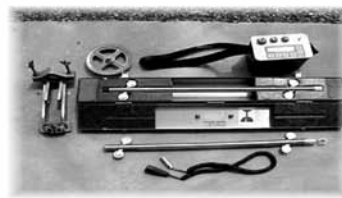
CONTROLE TECNOLÓGICO DE FUNDAÇÕES:

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



INSTRUMENTAÇÃO DE OBRAS:

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



LABORATÓRIOS DE SOLOS E PAVIMENTO:

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



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

ENSAIOS IN-SITU *IN-SITU TESTS*

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

DeltaGeo
Geotechnics

INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA *GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION*

Estudo
Projeto
Instalação de Instrumentação de auscultação
(importação direta)

0800 979 3436

www.deltageo.com.br

deltageo@deltageo.com.br

Phone: +55 11 8133 6030

Skype: lcgarrab

Radio: 55*7*58920 Nextel

MSN: lcgarrab@hotmail.com

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



DeltaGeo Multipurpose Site Investigation Rig 20M

oficina de textos

*Comprehensive books on Brazilian
Geotechnical Engineering (in Portuguese).
Professional and text books.
We also publish books on Geology, Geography,
Environment and Remote Sensing.*

Editora determinada a consolidar e divulgar
a extraordinária experiência brasileira
em Engenharia Geotécnica.

Textos universitários e profissionais.
Conheça também nossos livros em
Geologia, Geografia, Meio Ambiente e
Sensoriamento Remoto.

Tel.: +55 (11) 3085-7933
Site: www.ofitexto.com.br

UNIVERSITÁRIO
Curso Básico de Mecânica
dos Solos com Exercícios
Resolvidos (3ª ed.)
Carlos de Sousa Pinto



PROFISSIONAL
Patologia das Fundações
Jarbas Milititsky
Nilo Consoli
Fernando Schnaid



PROFISSIONAL
Instrumentação e
Segurança de Barragens
de Terra e Enrocamento
João Francisco A. Silveira



PROFISSIONAL
100 Barragens Brasileiras:
Casos Históricos, Materiais de
Construção, Projeto (2ª ed.)
Paulo Teixeira da Cruz

INSTRUÇÕES PARA APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

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

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respectiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de dois meses.

A redacção dos trabalhos deverá respeitar os seguintes pontos:

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

3	XXII Lição Manuel Rocha
5	Abertura da Sessão pelo Presidente da Sociedade Portuguesa de Geotecnia <i>António Gomes Correia</i>
7	Apresentação do Conferencista Prof. Kerry Rowe <i>Luís Leal Lemos</i>
11	Advances and Remaining Challenges for Geosynthetics in Geoenvironmental Engineering Applications <i>R. Kerry Rowe</i>
55	Voto de Agradecimento ao Conferencista Prof. Kerry Rowe <i>António Gomes Coelho</i>
57	Anúncio do Conferencista da XXIV Lição Manuel Rocha <i>António Gomes Correia</i>
59	Encapsulamento de um solo contaminado por óleo diesel <i>Karla Salvagni Heineck, Nilo Cesar Consoli, Rodrigo Caberlon Cruz, Alexandre Knop</i>
75	Vibrações geradas por comboios de alta velocidade. Uma revisão <i>João Marcelino</i>
101	Processos erosivos acelerados: comportamento temporal e espacial de voçoroca <i>Marcilene Dantas Ferreira, Osni José Pejon</i>
121	Modelação de uma argila – Validação experimental <i>Paulo José da Venda Oliveira, Luís Joaquim Leal Lemos</i>
135	Um modelo de gestão para resíduos industriais pós-consumo <i>Jayme de Oliveira Campos, Denise Antunes da Silveira</i>
157	Influência do estado de tensão de um túnel e da sazonalidade em ensaios de campo em argila colapsível do Brasil <i>Renato P. Cunha, André P. Assis, Fernando E. R. Marques, Charles R. B. Santos</i>
183	Carta de risco de dano por colapso de solos para a área urbana de Ilha Solteira (SP), na escala 1:10.000 <i>Cíntia Magda Gabriel de Oliveira, Roger Augusto Rodrigues, José Augusto de Lollo</i>