

131 julho
julio
2014

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica



EDITOR	EDITOR ASSOCIADO	EDITOR ASSOCIADO
José Couto Marques, FEUP, Portugal	Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil	Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, Espanha
COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA		
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil	César Sagaseta, U. Cantabria, Espanha	José Estaire, CEDEX, Espanha
Madalena Barroso, LNEC, Portugal	Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	Paulo Coelho, FCTUC, Portugal

A Revista Geotecnia foi publicada pela primeira vez em junho de 1971, com Úlpio Nascimento como fundador e José Folque como primeiro Diretor. Desde essa data tem vindo a publicar-se ininterruptamente, editando-se, em média, três números por ano. Em março de 2007 passou a ser editada conjuntamente pela SPG, ABMS e ABGE; desde março de 2011 pela SPG e ABMS e a partir de julho de 2014 pela SPG, ABMS e SEMSIG.

La Revista Geotecnia fue publicada por primera vez en junio de 1971, con Úlpio Nascimento como fundador y José Folque como primer Director. Desde esa fecha se viene publicandoininterruptamente, editándose, en media, tres números al año. En marzo de 2007 pasó a ser editada conjuntamente por la SPG, la ABMS y la ABGE; desde marzo de 2011 por la SPG y la ABMS; y a partir de julio de 2014 por la SPG, la ABMS y la SEMSIG.

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL 2013-2014

Adriano Virgilio Damiani Bica, UFRGS – Porto Alegre
 Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia – Lisboa
 Alexandre Tavares, FCTUC – Coimbra
 Almudena da Costa García, U. Cantabria – Santander
 Anna Laura L. da Silva Nunes, UFRJ – Rio de Janeiro
 António Correia Mineiro, FCT-UNL – Caparica
 Antonio Lloret Morancho, UPC – Barcelona
 António Silva Cardoso, FEUP – Porto
 António Topa Gomes, FEUP – Porto
 António Viana da Fonseca, FEUP – Porto
 Armando Antão, FCT-UNL – Caparica
 Áurea Peruchó Martínez, CEDEX – Madrid
 Benedito S. Bueno, USP – São Carlos
 Bernardo Caicedo, U. Andes – Bogotá
 Celso Lima, Hidrorumo – Porto
 Cezar Augusto Burkert Bastos, FURG – Pelotas
 Cristina Gomes, Ciba – Lisboa
 Dario Cardoso de Lima, UFV – Viçosa
 Diego Manzanal, U. Nacional de la Patagonia – Chubut
 Edezio Teixeira de Carvalho, UFMG – Belo Horizonte
 Eduardo Antonio Gomes Marques, UFV – Viçosa
 Eduardo Fortunato, LNEC – Lisboa
 Ely Borges Frazão – São Paulo
 Emanuel Maranha das Neves, IST – Lisboa
 Emilio Velloso Barroso, UFRJ – Rio de Janeiro
 Euripedes Vargas Jr., PUC-RIO – Rio de Janeiro
 Faical Massad, USP – São Paulo
 Fernando A. B. Danziger, UFRJ – Rio de Janeiro
 Fernando Saboya, UENF – Campos do Goytacases
 Francis Bogossian, Geomecânica – Rio de Janeiro
 Frederico Garcia Sobreira, UFOP – Ouro Preto
 Herminia Cano Linares, CEDEX – Madrid
 Jaime Alberto dos Santos, IST – Lisboa
 Jayme de Oliveira Campos, UNESP – São Paulo
 Jean Vaunat, UPC – Barcelona
 João Paulo Bilé Serra, LNEC – Lisboa
 João Ribas Maranha, LNEC – Lisboa
 Jorge Almeida e Sousa, FCTUC – Coimbra
 Jorge Cañizal Berini, U. Cantabria – Santander
 Jorge Castro González, U. Cantabria – Santander
 Jorge Vasquez, EDIA – Beja
 Jorge Zegarra Pellane, PUCP – Lima

José Delgado Rodrigues, LNEC – Lisboa
 José F. T. Jucá, UFPE – Recife
 José Leitão Borges, FEUP – Porto
 José Mateus de Brito, Cenorgeo – Lisboa
 José Neves, IST – Lisboa
 José Vieira de Lemos, LNEC – Lisboa
 Laura Caldeira, LNEC – Lisboa
 Lindolfo Soares, USP – São Paulo
 Luis de Almeida P. Bacellar, UFOP – Ouro Preto
 Luís Leal Lemos, FCTUC – Coimbra
 Luiz Antônio Bressani, UFRGS – Porto Alegre
 Luiz Ferreira Vaz, Themag – São Paulo
 Luiz Nishiyama, UFU – Uberlândia
 Manuel Matos Fernandes, FEUP – Porto
 Marcos Arroyo Álvarez de Toledo, UPC – Barcelona
 Marcus P. Pacheco, UERJ – Rio de Janeiro
 Margareth Mascarenhas Alheiros, UFPE – Recife
 Maria da Graça Lopes, ISEL – Lisboa
 Maria de Lurdes Lopes, FEUP – Porto
 Maria Eugénia Boscov, USP – São Paulo
 Mauricio Ehrlich, UFRJ – Rio de Janeiro
 Nuno Guerra, FCT-UNL – Caparica
 Osni José Pejon, USP – São Carlos
 Oswaldo Augusto Filho, USP – São Carlos
 Paulo Albuquerque, UNICAMP – Campinas
 Paulo da Venda Oliveira, FCTUC – Coimbra
 Paulo Lopes Pinto, FCTUC – Coimbra
 Pedro Guedes de Melo, Consulgeo – Lisboa
 Pedro Sêco e Pinto, LNEC – Lisboa
 Rafael Jiménez Rodríguez, UPM – Madrid
 Renato Pinto da Cunha, UNB – Brasília
 Ricardo Oliveira, Ciba – Lisboa
 Ricardo Resende, ISCTE-IUL – Lisboa
 Roberto F. de Azevedo, UFV – Viçosa
 Romero César Gomes, UFOP – Ouro Preto
 Rubén Ángel Galindo Aires, UPM – Madrid
 Rui M. Correia, LNEC – Lisboa
 Tácio M. Campos, PUC-Rio – Rio de Janeiro
 Telmo Jeremias, LNEC – Lisboa
 Tiago Miranda, U. Minho – Guimarães
 Waldemar Hachich, USP, São Paulo
 Wilson Shoji Iyomasa, IPT, São Paulo

 SPG A/ LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 3859 Fax: (+351) 21 844 3021 E-mail: spg@lneec.pt http://www.spggeotecnia.pt	 ABMS Av. Prof. Almeida Prado, 532 IPT – Prédio 11 Cidade Universitária 05508-901 São Paulo-SP, Brasil Tel./Fax: (+55 11) 3768 7325 E-mail: abms@abms.com.br http://www.abms.com.br	 SEMSIG CEDEX, Laboratorio de Geotecnia C/ Alfonso XII, 3 28014 Madrid, España Tel.: (+34) 91 335 7500 Fax: (+34) 91 335 7322 E-mail: info@semsig.org http://www.semsig.org
--	---	--

- | | | |
|------------|--|---|
| 3 | Editorial | José Couto Marques |
| 5 | Cálculo de la estabilidad de un vertedero impermeabilizado con geosintéticos | José Estaire
Fernando Pardo de Santayana
Gracia Olivenza |
| 29 | Análise de cartas de suscetibilidade a erosão em diferentes escalas para a gestão ambiental de rodovias | José Luís Ridente Júnior
Leandro Eugenio Silva Cerri |
| 57 | Evolução da concentração de nitrato nas águas subterrâneas da região norte de Natal, Nordeste do Brasil | Guttenberg Martins
Vera Lúcia Lopes de Castro |
| 69 | Reforço de solos moles em Deep Soil Mixing para fundação de aterro. Modelação de um caso de estudo | Sara Sanches
António Viana da Fonseca
Agostinho Mendonça
Sara Rios |
| 95 | Reabilitação de uma linha férrea de mercadorias - Aspetos geotécnicos da via | Eduardo Fortunato
Simona Fontul
André Paixão
Nuno Cruz
Jorge Cruz
Francisco Asseiceiro |
| 113 | Método de dimensionamento da espessura do revestimento das estradas de terra | Saul Barbosa Guedes
Roberto Quental Coutinho
António Viana da Fonseca |
| 135 | Aplicação de um sistema de suporte a decisão em plataforma web para acompanhamento técnico de uma escavação subterrânea | Talita Caroline Miranda
Claudio Fernando Mahler
Anna Laura Lopes da Silva Nunes |

Editorial

José Couto Marques

Editor da Revista Geotecnia

O presente número assinala o início de uma nova fase na vida da Revista Geotecnia que irá sem dúvida contribuir para o aumento da sua qualidade técnica e científica, bem como do seu impacto e visibilidade.

A SEMSIG (Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica) junta-se à ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) e à SPG (Sociedade Portuguesa de Geotecnia), passando a Revista a ser editada conjuntamente pelas três sociedades em versão bilingue e com artigos em espanhol e português.

Os colegas Fernando Pardo de Santayana e Alberto Sayão assumem funções como Editores Associados, com o apoio de uma Comissão Executiva constituída pelos colegas Ana Cristina Sieira, César Sagaseta, José Estaire, Madalena Barroso, Paulo César Maia e Paulo Coelho. A todos damos as boas-vindas e agradecemos a disponibilidade manifestada para iniciar ou continuar a colaboração com a Revista Geotecnia.

O portal da revista foi remodelado para permitir aos Autores e Revisores a utilização do português e do espanhol (e também do inglês), conforme a opção de língua que indicarem aquando do registo como utilizadores.

Fazemos votos para que este seja o primeiro passo no sentido do alargamento do âmbito da Revista Geotecnia ao universo geotécnico de língua espanhola que é, como sabemos, pluricontinental.

El presente número señala el inicio de una nueva fase en la vida de la Revista Geotecnia que contribuirá sin duda al aumento de su calidad técnica y científica, así como de su impacto y visibilidad.

La SEMSIG (Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica) se junta a la ABMS (Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica) y a la SPG (Sociedade Portuguesa de Geotecnia), y la revista pasa a ser editada conjuntamente por las tres sociedades en versión bilingüe, con artículos en español y en portugués.

Los colegas Fernando Pardo de Santayana y Alberto Sayão asumen funciones de Editores Asociados, con el apoyo de una Comisión Ejecutiva constituida por los colegas Ana Cristina Sieira, César Sagaseta, José Estaire, Madalena Barroso, Paulo César Maia y Paulo Coelho. A todos les damos la bienvenida y les agradecemos la disponibilidad manifestada para iniciar, o continuar, su colaboración con la Revista Geotecnia.

El portal de la revista fue remodelado para permitir a los autores y revisores la utilización de los idiomas portugués o español (también del inglés), conforme la opción de lengua que indiquen cuando se registren como utilizadores.

Esperamos y deseamos que sea éste el primer paso de la expansión del ámbito de la Revista Geotecnia hacia el universo geotécnico de lengua española, que es, como sabemos, pluricontinental.

José Couto Marques

CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE UN VERTEDERO IMPERMEABILIZADO CON GEOSINTÉTICOS

Stability analysis of a landfill lined with geosynthetics

José Estaire*

Fernando Pardo de Santayana**

Gracia Olivenza***

RESUMEN – El diseño de un vertedero requiere la realización de análisis de estabilidad, para los cuales es necesario definir distintas situaciones de cálculo y sus correspondientes coeficientes de seguridad. En la construcción de vertederos normalmente se emplean geosintéticos para la impermeabilización, lo que da lugar a superficies de deslizamiento críticas que se desarrollan a lo largo de los contactos entre los distintos geosintéticos empleados. La determinación de la resistencia al corte de dichos contactos constituye un factor de gran importancia en los cálculos de estabilidad. En el presente artículo se analiza, por un lado, la conveniencia de usar en los cálculos la resistencia pico o residual de los contactos entre los distintos elementos que constituyen el paquete de impermeabilización y dicho análisis se relaciona con las hipótesis de cálculo y los coeficientes de seguridad mínimos a exigir, teniendo en cuenta lo establecido en la normativa española y en la bibliografía técnica. Como resultado del estudio, se presentan algunas tablas en las que se relacionan las distintas situaciones de cálculo (normal, accidental y extraordinaria) con la resistencia al corte del sistema de impermeabilización (pico o residual) y se define el coeficiente de seguridad mínimo requerido. Además, se incluye un ejemplo práctico que utiliza el procedimiento propuesto realizando análisis de estabilidad por equilibrio límite y cuyos resultados se comparan con un análisis tenso-deformacional efectuado utilizando métodos numéricos.

SYNOPSIS – The design of a landfill requires performing stability analyses. To perform such analyses it is necessary to define different design situations and their corresponding safety factors. Geosynthetics are normally used to build the landfill lining system, and this can cause the existence of critical slip surfaces passing along one of the different geosynthetic interfaces. Determination of the shear strength of such critical interfaces is, therefore, an extremely important issue. In this paper, the convenience of using the peak or the residual shear strength between the different layers of the lining system is analyzed. This analysis is related to the design situations and their corresponding safety factors according to the Spanish codes and the technical literature. As a result of the study, some tables are presented which relate the different design situations (normal, accidental or extraordinary) with the shear strength of the lining system to be used (peak or residual) and the minimum factor of safety to be accomplished is defined. In addition, an example of a stability analysis performed according to the proposed procedure is included.

PALABRAS CLAVE – Vertedero, geosintéticos, análisis de estabilidad, coeficientes de seguridad.

* Doctor Ingeniero de Caminos, Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), Madrid, España.

E-mail: Jose.Estaire@cedex.es

** Doctor Ingeniero de Caminos, Director del Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), Madrid, España.

E-mail: F.Pardo.S@cedex.es

*** Lda. en CC. Geológicas, Laboratorio de Geotecnia (CEDEX), Madrid, España.

E-mail: Gracia.Olivenza@cedex.es

1 – INTRODUCCIÓN

El análisis de estabilidad es uno de los aspectos más importantes a considerar en el diseño de un vertedero. Para llevar a cabo dicho análisis es necesario considerar diferentes situaciones de cálculo que puedan ocurrir durante la vida del vertedero.

Estas situaciones de cálculo tienen una probabilidad de ocurrencia diferente por lo que en cada cálculo debe aplicarse un coeficiente de seguridad específico.

Otro problema clave en este tipo de análisis corresponde a la elección de la resistencia al corte de las interfaces existentes en el sistema de impermeabilización ya que, por un lado, es necesario para el cálculo elegir entre la resistencia al corte de pico, la residual o un valor intermedio entre ambos, y por otro, elegir las condiciones hidráulicas con las que se llevan a cabo los ensayos de laboratorio (en seco, húmedo o inundado).

Para dilucidar estos aspectos se ha realizado un análisis de la bibliografía existente al respecto y, como consecuencia de ello, se propone un marco conceptual para llevar a cabo dichos análisis de estabilidad que puede ayudar a definir la normativa española relativa al diseño de vertederos (Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001) que está actualmente en fase de borrador.

Con objeto de corroborar algunas de las hipótesis sobre las que descansa el marco conceptual, se han realizado cálculos tenso-deformationales, para un caso concreto, considerando los distintos tipos de propiedades resistentes (pico o residual) y de condiciones hidráulicas (secas, húmedas o inundadas), contrastando estos resultados con los obtenidos mediante el método del equilibrio límite.

2 – RESISTENCIA AL CORTE DEL SISTEMA DE IMPERMEABILIZACIÓN

2.1 – Discusión sobre el uso de la resistencia de pico o residual

Las curvas tensión tangencial – desplazamiento horizontal obtenidas en los ensayos de corte directo de los distintos contactos existentes en los paquetes de impermeabilización, especialmente por su interés entre los geocompuestos bentoníticos y las geomembranas que las recubren, presentan generalmente un pico de tensión tangencial claramente definido seguido de una caída de dicha tensión, más o menos brusca, a medida que se desarrolla el desplazamiento, tal como puede observarse en la Figura 1.

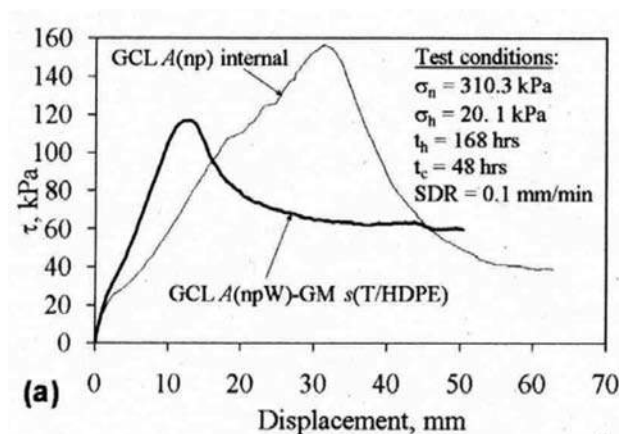


Fig. 1 – Curvas de resistencia al corte – desplazamiento horizontal de ensayos de corte directo en el contacto entre geosintéticos (McCartney *et al.*, 2009).

Teniendo en cuenta este comportamiento resistente, la realización de los cálculos de estabilidad mediante equilibrio límite, implica analizar la conveniencia de utilizar la resistencia de pico, la resistencia residual o un valor intermedio entre ambas.

A este respecto, en la bibliografía técnica se han encontrado diversas recomendaciones, muchas de ellas contradictorias entre sí, sobre la conveniencia de utilizar unos valores de resistencia u otros. Así, por ejemplo, algunos autores como Stark y Poeppel (1994) recomiendan realizar el análisis de estabilidad de un vertedero de acuerdo a las siguientes pautas:

- Utilizar la resistencia residual en la zona de taludes laterales y la resistencia de pico en la base considerando, para el cálculo, un coeficiente de seguridad de 1,5.
- Utilizar la resistencia residual tanto en los taludes laterales como en la base del depósito, con un coeficiente de seguridad ligeramente mayor de 1,0.

Por su parte, Filz *et al.* (2001) hacen dos aportaciones interesantes:

- Por un lado, señalan que, en los cálculos en los que se utilice la resistencia de pico, es necesario considerar un coeficiente de seguridad mayor de 2,0.
- Por otro lado, sugieren que, si se tiene en cuenta la resistencia residual para el análisis de estabilidad, entonces, habría que aplicar al coeficiente de seguridad utilizado con la resistencia de pico, el siguiente factor de reducción (FR), donde τ_r es la resistencia residual y τ_p es la resistencia de pico:

$$FR = \frac{\tau_r}{[\tau_r + 0,1(\tau_p - \tau_r)]} \quad (1)$$

La aplicación de esta expresión implica, por ejemplo, unos factores de reducción de 0,90; 0,75 y 0,50, respectivamente, si la resistencia residual es del 50%, 25% o 10% de la resistencia de pico.

Por su parte, Thiel (2001), basándose en un detallado análisis teórico y práctico sobre el uso de la resistencia pico o residual en los cálculos de estabilidad, recomienda la utilización, en general, de la resistencia residual en los casos en los que las operaciones de ejecución o las condiciones de diseño favorezcan la existencia de desplazamientos relativos entre las capas del sistema de impermeabilización, como pueden ser geometrías de residuos almacenados que impliquen una distribución de tensiones no uniforme, aumentos inesperados de presión intersticial o una carga sísmica. Sin embargo, una vez establecido este principio general, este autor da las siguientes pautas de diseño basadas en su propia experiencia:

- El diseño más conservador supone considerar que el plano de deslizamiento se desarrolla, en todas las zonas del vertedero, en la interfaz entre la geomembrana y el geocompuesto bentonítico y que en dicha interfaz se desarrolla la resistencia residual. Esta forma de diseño se debe utilizar especialmente en el caso de que alguna de las geomembranas tengan superficies lisas, no texturizadas.
- Otra manera de encarar el diseño es el uso de la resistencia residual en los taludes laterales y la resistencia pico en la base, aproximación ya propuesta anteriormente por Stark y Poeppel (1994), utilizando coeficientes de seguridad de 1,5 para la situación definitiva y asumiendo que no se producirán aumentos de tensión intersticial inesperados, y de 1,3 durante la construcción y operaciones de relleno del vertedero.
- También pueden hacerse los cálculos utilizando una resistencia post-pico, superior a la resistencia residual, relacionada con una cierta deformación determinada, al tener en cuenta que las deformaciones que se producen durante la construcción y las operaciones de relleno del vertedero son normalmente menores que las necesarias para alcanzar la resistencia residual.

- Por último recomienda el uso de geomembranas texturizadas con el fin de aumentar la resistencia entre las distintas interfaces. En este caso, si el análisis sísmico no muestra deformaciones significativas, el cálculo puede realizarse incluso con la resistencia de pico y teniendo en cuenta un coeficiente de seguridad adecuado.

Koerner y Bowman (2003) hacen una revisión de las observaciones realizadas en 40 casos reales de deslizamientos ocurridos en vertederos. El análisis de dichos casos indica que la mayoría de los deslizamientos producidos fueron debidos a aumentos inesperados de las presiones piezométricas provocadas por fallos en los sistemas de drenaje, más que a problemas derivados de una mala elección en la resistencia utilizada en los cálculos. Por ello, estos autores concluyen que, en unas condiciones de buen funcionamiento del sistema de drenaje, el uso de la resistencia de pico junto con un coeficiente de seguridad elevado es suficiente para asegurar la estabilidad. Los únicos casos en los que consideran necesario el uso de valores residuales son los diseños en zonas sísmicamente activas y en instalaciones inusuales o atípicas en las que se prevean importantes deformaciones.

Como resumen de la revisión de la bibliografía realizada, se puede concluir que la decisión de utilizar la resistencia pico, la residual o un valor de resistencia intermedio debe realizarse en el contexto de la situación de cálculo específica considerada y que se deben combinar dichas resistencias con diferentes valores del coeficiente de seguridad mínimo a exigir. Estos dos aspectos (situaciones de cálculo y coeficientes de seguridad mínimos recomendados) constituyen la base de este texto, exponiéndose en los apartados 3 y 4.

2.2 – Discusión sobre las condiciones secas o húmedas del paquete de impermeabilización

Otro aspecto importante es determinar si, en la situación de cálculo que se esté analizando, los contactos entre las diferentes capas del sistema de impermeabilización están secos, han estado en contacto con agua y, por tanto, se deben considerar húmedos, o incluso se encuentran saturados. Así, por ejemplo, en una situación de funcionamiento normal se puede suponer que todos los contactos existentes por debajo de la lámina impermeable más superficial estén secos, mientras que los contactos por encima, en caso de existir, estarán húmedos. Sin embargo, pueden suponerse condiciones saturadas si se considera una situación de cálculo que implique una rotura del sistema de impermeabilización.

Estas mismas ideas son recogidas por diversos autores (Gilbert *et al.*, 1997) que postulan que, en general, es esperable que en condiciones reales se produzca una hidratación completa a excepción de aquellos casos en los que el geocompuesto bentonítico esté encapsulado entre dos geomembranas. Esta referencia especial a los geocompuestos bentoníticos es muy pertinente ya que hay que tener en cuenta que su comportamiento resistente es muy sensible al grado de humedad con el que se hagan los ensayos por lo que este aspecto es de suma importancia. Por tanto, la determinación de las condiciones hidráulicas del paquete de impermeabilización influye en la forma de abordar los ensayos de corte a realizar en laboratorio, que pueden hacerse en condiciones secas, o inundando toda la caja de corte o, como situación intermedia, hidratando o saturando previamente la interfaz entre las capas a ensayar, con el objeto de simular más fielmente las condiciones en las que se supone que trabajará el sistema de impermeabilización en la realidad del vertedero.

Además, hay que tener en cuenta que si se produce hidratación en el paquete de impermeabilización, generalmente se producirá tras la instalación del geocompuesto bentonítico y, por tanto, con una tensión normal casi nula. Dicha tensión normal irá aumentando progresivamente por lo que se irá produciendo una consolidación del material bentonítico que será necesario reproducir en los ensayos. Estos aspectos se desarrollan más en detalle en el siguiente apartado.

2.3 – Recopilación de valores de resistencia al corte en los contactos entre geosintéticos

Se ha considerado interesante realizar un análisis de la bibliografía existente sobre los valores obtenidos, por diferentes autores, de la resistencia al corte de los contactos entre las distintas capas de los sistemas de impermeabilización utilizados en vertederos, con el fin de tener un orden de magnitud de los valores usuales. Dada la amplitud del trabajo realizado por Mc Cartney *et al.* (2009), con categoría de “estado del arte”, se ha considerado esta referencia como la más importante dentro del análisis bibliográfico realizado. En este trabajo se analizaron 534 resultados de ensayos de corte directo realizados por otros autores para evaluar la resistencia al corte del contacto entre ocho tipos distintos de geocompuestos bentoníticos (GCL) y siete tipos de geomembranas (GM). En dichos ensayos se analizaron, entre otros aspectos, la influencia que tienen, en los parámetros de resistencia al corte, la tensión normal y el proceso de hidratación y consolidación de los elementos ensayados.

En la Figura 2 se han recogido los resultados recopilados, en términos de tensión normal – tensión tangencial, para los ensayos realizados con tensión normal inferior a 100 kPa. Puede verse que, globalmente, el ángulo de rozamiento varía entre 20° y 35°, para las condiciones de resistencia de pico, y entre 10° y 25°, para las condiciones de resistencia residual. A este respecto, es interesante destacar que las condiciones de resistencia residual se denominan en el trabajo de Mc Cartney *et al.* como “resistencia para gran desplazamiento”.

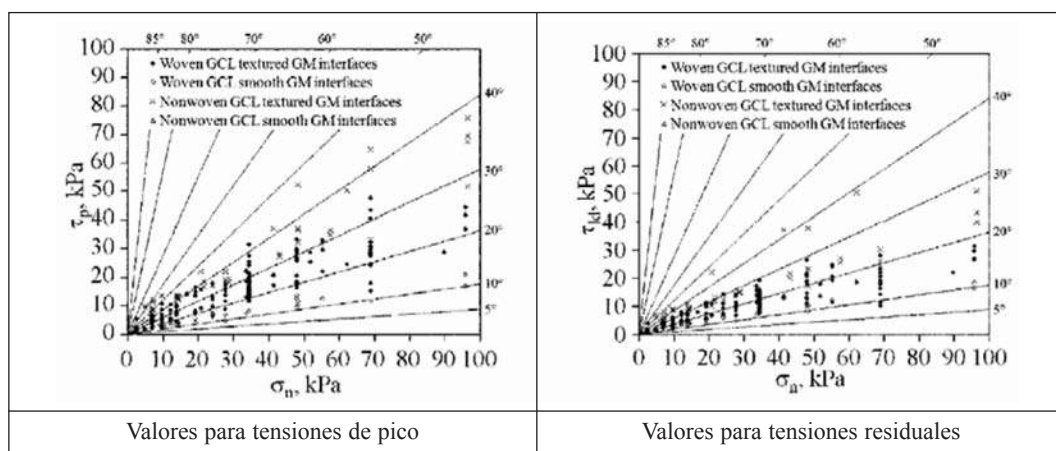


Fig. 2 – Valores de resistencia al corte en los contactos entre geocompuesto bentonítico (GCL) y geomembrana (GM) para tensiones de pico y residuales (McCartney *et al.*, 2009).

Un análisis global de los resultados obtenidos, sin tener en cuenta el tipo de geocompuesto bentonítico y geomembrana empleados en los ensayos, permite constatar una mayor dispersión en los valores de tensión tangencial de pico que en los valores residuales. Por otra parte, los resultados mostraron que la tensión tangencial pico se aproximaba a cero para tensiones normales nulas, lo que indica que la cohesión parece representar un papel poco relevante en la resistencia de esta superficie de contacto.

Posteriormente, los resultados de los 534 ensayos de corte realizados, en los que se contabilizan ensayos realizados en diferentes estados de humectación (secos, inundados, saturados), se dividieron en 36 grupos distintos, definidos en función del tipo de geocompuesto bentonítico (GCL) y de geomembrana (GM). Los resultados obtenidos de estos ensayos se resumen a continuación:

- El contacto entre GCL tejidos y GM texturizadas tiene generalmente una tensión tangencial pico menor que el contacto entre GCL no tejidos y GM texturizadas. La resistencia pico para

el conjunto de los contactos entre GCL tejidos y GM texturizadas se caracteriza por una cohesión igual a 5 kPa y ángulo de rozamiento de 20° mientras que la resistencia pico para el contacto entre GCL no tejidos y GM texturizadas presenta una cohesión de 15 kPa y un ángulo de rozamiento de 23°.

- El contacto entre GCL tejidos y GM no texturizadas tiene, en general, una resistencia pico más baja que en el caso de los GCL no tejidos y GM no texturizadas. El primer contacto se caracteriza por una cohesión prácticamente nula (2 kPa) y un ángulo de rozamiento de 10°, mientras que el segundo se caracteriza por una cohesión nula y un ángulo de rozamiento de 17°.
- La resistencia pico de los contactos que incluyen GM texturizadas es mayor que en el caso de GM no texturizadas, tanto para el caso de GCL tejidos como no tejidos.
- Los contactos que incluyen GM flexibles presentan una resistencia al corte más elevada que aquellos que incluyen GM rígidos.
- Los contactos entre los GCL unidos mediante proceso de agujado (*needle-punched*) tienen una mayor resistencia que los cosidos (*stitch bonded*) y similar a los ligados térmicamente (*thermal-locked*).

A continuación, en el citado trabajo se analizó el efecto de las condiciones del ensayo, en lo que se refiere a la hidratación y consolidación del geocompuesto, sobre la resistencia al corte, pudiéndose destacar los siguientes aspectos:

- La resistencia pico interna del GCL (*needle-punched*), para tensiones normales por debajo de 100 kPa, disminuía a medida que aumentaba el tiempo de hidratación hasta 48 h.
- Para tiempos de hidratación mayores no se observaron cambios adicionales en la resistencia al corte de pico. El mismo efecto se observó en el contacto entre GCL y GM. Los contactos no hidratados tenían una mayor resistencia al corte que los contactos hidratados. A partir de 24 h de hidratación no se produjeron cambios en la resistencia al corte en los contactos GCL – GM.
- Por otra parte, también se observaron diferencias en la resistencia al corte obtenidas en función de si la tensión normal aplicada durante la hidratación era menor o igual a la del ensayo de corte.
- Cuando la hidratación se produce bajo tensiones normales inferiores a las del ensayo de corte, los procedimientos de ensayo a menudo especifican que el GCL debe ser posteriormente consolidado bajo una tensión normal igual a la del ensayo. Utilizando este procedimiento (hidratación con una tensión normal inferior a la del ensayo y posteriormente consolidación durante 24 h con una tensión normal igual a la del ensayo de corte) se obtuvo una resistencia al corte similar a la obtenida en GCL hidratados con una tensión normal igual a la del ensayo de corte.
- En el caso del contacto entre GCL – GM hidratado durante 72 h con una tensión normal nula, y posteriormente consolidados durante 48 h bajo una tensión normal igual a la del ensayo de corte, se obtuvo una resistencia al corte menor que en el caso de hidratación con una tensión normal igual a la del ensayo de corte, y menor que la obtenida sin hidratación. La resistencia obtenida además fue ligeramente inferior a la del interior del GCL.
- La resistencia residual no se vio afectada por el proceso de hidratación o consolidación.

3 – SITUACIONES DE CÁLCULO

Los análisis de estabilidad deben contemplar todas las situaciones que se puedan producir durante la vida útil de la estructura en estudio. Normalmente, en las diferentes normativas o códigos (por ejemplo, en la Guía Técnica nº 1 “Seguridad de Presas”), estas situaciones de cálculo se clasifican en tres categorías distintas, denominadas normal, accidental y extraordinaria, en función de la probabilidad de ocurrencia y de su duración. Estas situaciones de cálculo, en el caso de los vertederos, deben llevar aparejadas consideraciones sobre la resistencia al corte del paquete de impermeabilización (valores pico o residual determinados en condiciones secas o húmedas) y sobre el valor del coeficiente de seguridad mínimo a exigir.

3.1 – Situación normal

Esta situación puede entenderse que corresponde a la operatividad normal del vertedero, por lo que tiene la consideración de situación permanente. Debe entenderse que, por una parte, no se han producido movimientos significativos en la masa de residuos almacenados ni, por tanto, movimientos relativos entre las capas del sistema de impermeabilización; por otra parte, que el sistema de impermeabilización funciona correctamente y, por último, que el nivel piezométrico es el correspondiente a un funcionamiento normal del sistema de extracción del lixiviado. Teniendo en cuenta estas circunstancias, en esta situación normal se puede hacer la hipótesis de que los contactos, por debajo de la lámina impermeable, están secos y que la resistencia de cálculo es la resistencia de pico.

3.2 – Situación accidental

Se considera una situación accidental aquella que tiene una duración temporal limitada y una probabilidad de ocurrencia relativamente elevada a lo largo de la vida útil del vertedero. Se pueden considerar situaciones accidentales aquellas que se producen por la rotura o mal funcionamiento de algún elemento del vertedero, como puede ser el fallo del sistema de extracción de lixiviado o la rotura del paquete de impermeabilización.

La consecuencia de que se produzca un fallo del sistema de bombeo del lixiviado es una subida del nivel piezométrico hasta un determinado nivel, definido por la cota a la que se encuentre algún sistema de drenaje auxiliar o por el desbordamiento del agua por la coronación de alguno de los diques de cierre del vertedero. En esta situación, todos los contactos del paquete de impermeabilización pueden considerarse en situación seca y la resistencia de cálculo puede ser la correspondiente a la situación de pico, siempre que se asegure que dicha elevación de la cota piezométrica no implique grandes movimientos de la masa de residuos.

Por su parte, la rotura del paquete de impermeabilización se traduce, a efectos de cálculo, en que todos los contactos de dicho paquete de impermeabilización deban considerarse saturados. En lo que se refiere a la resistencia de cálculo, al igual que en el caso anterior, puede considerarse la utilización de la resistencia de pico, aunque también pudiera plantearse, desde una perspectiva más del lado de la seguridad, la posibilidad de utilizar un valor intermedio entre la resistencia pico y la residual, para tener en cuenta una posible mayor movilización de la masa de residuos con el consiguiente desplazamiento relativo entre las capas del sistema de impermeabilización.

3.3 – Situación extraordinaria

Se considera una situación extraordinaria aquella que se puede producir eventualmente a lo largo de la vida útil del vertedero con una probabilidad de ocurrencia muy baja. Entre las

situaciones extraordinarias que pueden plantearse se destacan la rotura generalizada y la ocurrencia de un sismo.

La rotura generalizada puede producirse como consecuencia de la prolongación en el tiempo de una situación accidental producida por la rotura del sistema de impermeabilización, si no se toman medidas para repararla. Bajo estas circunstancias, debido al peso del relleno, pueden inducirse movimientos en las diferentes capas del sistema de impermeabilización que a su vez provoquen movimientos en los propios residuos llegándose a una situación de grandes movimientos generalizados asimilables a una rotura generalizada en el vertedero.

Por su parte, la ocurrencia de un sismo supone realizar un cálculo pseudo-estático que incorpore el efecto sísmico a través de la consideración, en el cálculo, de fuerzas de inercia adicionales, tanto horizontales como verticales, proporcionales a la aceleración sísmica correspondiente. En este caso, dichas fuerzas de inercia se supone que producen movimientos suficientemente grandes para que se llegue a la situación correspondiente a la resistencia residual en los contactos del paquete de impermeabilización pero sin que se deba considerarse la rotura de dicho paquete de impermeabilización que obligara a realizar los cálculos con las resistencias correspondientes a las situaciones húmedas o saturadas.

Como resumen, en la Tabla 1 se recoge de manera sucinta la relación descrita entre las situaciones de cálculo y la resistencia del paquete de impermeabilización a utilizar en los cálculos de estabilidad (Estaire y Pardo, 2012).

Tabla 1 – Resistencia del paquete de impermeabilización a utilizar en los cálculos de estabilidad para cada situación de cálculo.

Situación de cálculo		Resistencia del paquete de impermeabilización	
		Valor	Condiciones hidráulicas
Normal	Operatividad normal	Pico	Secas
Accidental	Fallo del sistema de drenaje	Pico	Secas
	Rotura del paquete de impermeabilización	Pico (o valor intermedio)	Húmedas
Extraordinaria	Rotura generalizada	Residual	Húmedas
	Análisis sísmico	Residual	Secas

4 – SUPERFICIES DE DESLIZAMIENTO A ANALIZAR

Las situaciones de cálculo anteriormente descritas deben analizarse para cualquier superficie de deslizamiento que se puede considerar en el conjunto del vertedero. Con objeto de sistematizar todo el proceso de cálculo, el borrador del Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001, indica que los cálculos de estabilidad se deben realizar para las siguientes posiciones de la superficie de deslizamiento:

- Superficies de deslizamiento que incluyan la masa de residuos, el terreno natural de apoyo y el dique de cierre.
- Superficies de deslizamiento que se produzcan en el interior de la masa de residuos del vertedero.

– Superficies de deslizamiento que se desarrollen a través del paquete de impermeabilización.

En la Figura 3 se muestran ejemplos de estas tres tipologías de superficie de deslizamiento que se deben considerar en los análisis.

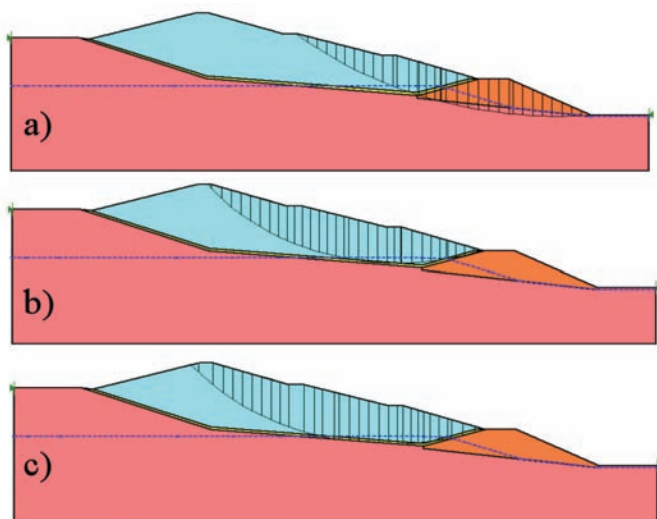


Fig. 3 – Superficies de deslizamiento a considerar en los cálculos: a) entre el vertedero y el terreno natural de apoyo; b) en el interior de la masa de residuos del vertedero; c) a través del paquete de impermeabilización.

5 – COEFICIENTE DE SEGURIDAD MÍNIMO A EXIGIR

El análisis bibliográfico realizado mostró que la forma de abordar los cálculos de estabilidad en vertederos consistía en definir unas situaciones de cálculo y relacionarlas con un valor del coeficiente de seguridad frente al deslizamiento a exigir. En el apartado anterior se definieron las situaciones de cálculo quedando para este apartado la cuantificación de los coeficientes de seguridad. A tal fin, se comienza analizando el documento normativo más elaborado en España actualmente (el borrador del Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001) para después compararlo con otros documentos y finalmente hacer una propuesta.

5.1 – Valores propuestos en la normativa española

Actualmente en España, el único documento oficial que señala valores para los coeficientes de seguridad a utilizar en los análisis de estabilidad que se deben efectuar en el proyecto de un vertedero es el borrador del “Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001”. Los valores indicados son aplicables a situaciones estáticas, es decir en ausencia de sismo, y son función tanto de las consecuencias de una potencial inestabilidad como del tipo de residuo. En la Tabla 2 se recogen los valores recomendados.

En el documento se especifica que *“las situaciones de bajo riesgo son aquellas en las que una potencial inestabilidad provocaría exclusivamente daños materiales sin consecuencias significativas ambientales ni para la seguridad de las personas. Por riesgo medio se entiende la situación de un vertedero cuya inestabilidad provocaría daños significativos para el medio ambiente pero no para la seguridad de las personas. Las situaciones de alto riesgo son aquellas en las que se pueden pro-*

Tabla 2 – Valores de los coeficientes de seguridad indicados en el borrador del “Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001”.

Riesgo	Tipo de residuo		
	Inerte	No peligroso	Peligroso
Bajo	1,30	1,40	1,50
Medio	1,40	1,50	1,60
Alto	1,50	1,60	1,80

vocar daños a personas o impactos ambientales severos o irreversibles.” Por otra parte, la única indicación que se hace para la estabilidad en presencia de sismo es que el coeficiente de seguridad “será como mínimo de 1,4 en vertederos de residuos peligrosos”. Por último, se indica que “se considerará en los cálculos la hipótesis de obturación de los drenajes. En dicha situación se estimará la posición del nivel de lixiviados y se calculará la estabilidad. Se admitirá una reducción de 0,10 en el coeficiente de seguridad sobre los valores especificados”.

Como se puede apreciar el esquema conceptual es confuso puesto que se mezclan situaciones de cálculo (estática/sismo y problemas de obturación de los drenajes) con riesgo de rotura y no se establecen todos los valores de los coeficientes de seguridad.

5.2 – Discusión de los valores propuestos

En este apartado se hace una revisión crítica de los valores de los coeficientes de seguridad propuestos en el borrador del Desarrollo Técnico. Para ello se ha contado principalmente con la normativa aplicable a las presas por considerarse que las grandes presas son unas infraestructuras que se deben diseñar con unas condiciones de seguridad más restrictivas que las aplicables a los vertederos de residuos, ya que los efectos que puede tener un mal funcionamiento o la rotura, en última instancia, de una presa sobre las personas o el medio ambiente se pueden considerar, en general, superiores a las que puede causar la rotura de un vertedero.

La normativa actualmente vigente en el ámbito del proyecto de presas es el “Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses” (BOE de 30 de marzo de 1996), que “tiene por objeto determinar las normas técnicas precisas para la seguridad de las presas y embalses. A tal fin, establece los requisitos y condiciones técnicas que deben cumplirse durante las fases de proyecto, construcción, puesta en carga, explotación y estado de fuera de servicio de las presas y embalses, en orden a alcanzar sus óptimas condiciones de utilidad y seguridad, que eviten daños a las personas, a los bienes y al medio ambiente”. Sin embargo, el Reglamento no concreta situaciones de cálculo y no aporta valores precisos de coeficientes de seguridad requeridos sino que “...de acuerdo con lo que es la tendencia mundial en la materia, el Reglamento técnico no establece soluciones técnicas concretas en cada una de las fases de desarrollo y utilización de las presas y embalses que son responsabilidad específica del titular de la presa, sino que procede a fijar los criterios de seguridad que han de tenerse en cuenta para prevenir y limitar social y ambientalmente los riesgos potenciales que estas infraestructuras puedan representar”.

Con objeto de concretar todos estos aspectos, el Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNECP) consideró conveniente la redacción de una serie de Guías Técnicas de Seguridad de Presas. La Guía Técnica nº1 “Seguridad de Presas” fue redactada “con el fin de reunir los requisitos básicos que rigen la filosofía, métodos y procedimientos aconsejables en la organización, vigilancia, evaluación y mantenimiento de la seguridad de presas y embalses, incorporando las experiencias nacionales e internacionales y refiriendo el conjunto a la legislación vigente”.

Teniendo en cuenta esta interrelación entre los documentos anteriormente indicados, en el Reglamento se clasifican las solicitudes en normales, accidentales y extremas, en función del riesgo y de su permanencia temporal. Por su parte, la Guía Técnica nº 1 desarrolla más pormenorizadamente estas solicitudes, de tal forma que indica lo siguiente:

- Situaciones normales: se supone que el embalse está lleno al máximo nivel normal y las presiones intersticiales en el núcleo y cimiento alcanzan valores normales.
- Situaciones accidentales: son aquellas que tienen una duración limitada, por lo que se recomienda incluir todas las situaciones transitorias que se dan durante la construcción y durante el periodo de explotación tales como las distintas fases de construcción, embalse lleno a nivel de la avenida de proyecto, desembalse rápido, fallo del sistema de drenaje, embalse lleno y terremoto de proyecto.
- Situaciones extremas: son aquellas que tienen una probabilidad de ocurrencia baja, pudiendo considerarse situaciones como el embalse lleno a nivel de la avenida extrema, las distintas fases de construcción y terremoto de proyecto, fallo del sistema de drenaje y terremoto de proyecto, desembalse rápido y terremoto de proyecto o embalse lleno al nivel normal y terremoto de proyecto.

Para estas situaciones, la “Guía Técnica de Seguridad de Presas” recomienda que se empleen, para los cálculos de estabilidad, los coeficientes de seguridad que se incluyen en la Tabla 3.

Tabla 3 – Coeficientes de seguridad al deslizamiento recomendados por la “Guía Técnica de Seguridad de Presas” para presas de Categoría A.

Situación de cálculo	Coeficiente de seguridad
Normal	1,4
Accidental	1,3
Extrema	> 1,0

El análisis de los valores recogidos en la tabla anterior muestra que, para las presas de Categoría A (que engloba las grandes presas), el valor del coeficiente de seguridad mínimo a exigir pasa de 1,4 para una situación normal, a 1,3 y 1,0 para situaciones accidental y extrema, respectivamente, entre las que están consideradas las producidas por sismos. Esto implica una disminución del valor del coeficiente de seguridad, para las solicitudes accidental y extrema, respectivamente, de 0,1 y 0,4 respecto al valor exigido para una solicitud normal.

De la comparación entre las dos normativas españolas se extrae que, la diferencia más significativa corresponde al coeficiente de seguridad propuesto para las situaciones sísmicas, ya que en el Desarrollo Técnico se propone un valor de 1,4, que es superior al valor propuesto en la normativa de presas (entre 1,3 y 1,0, en función del tipo de sismo a considerar).

5.3 – Propuesta de valores para los coeficientes de seguridad

Teniendo en cuenta todos los aspectos comentados, en este artículo se hace una propuesta de valores de los coeficientes de seguridad al deslizamiento que se deben exigir en los cálculos de estabilidad en vertederos, recogidos en la Tabla 4, basándose en los siguientes aspectos:

- Se considera interesante diferenciar los valores en función de las situaciones de cálculo, el tipo de residuo a almacenar y el riesgo potencial de rotura.

- Para las situaciones normales, se considera apropiado la utilización de los valores recogidos en la normativa española, tal como se indica en la Tabla 2.
- Para las situaciones accidentales, se considera adecuado la disminución de los coeficientes de seguridad en 0,1, respecto de los valores correspondientes a la situación normal.
- Para situaciones extraordinarias, incluyendo situaciones sísmicas, se considera pertinente la utilización del mismo rango de valores (entre 1,0 y 1,3) utilizados en los cálculos de grandes presas.

Tabla 4 – Propuesta de valores de los coeficientes de seguridad al deslizamiento.

Riesgo	Situación de cálculo	Tipo de residuo		
		Inerte	No peligroso	Peligroso
Bajo	Normal	1,30	1,40	1,50
	Accidental	1,20	1,30	1,40
	Extraordinaria	1,05	1,10	1,20
Medio	Normal	1,40	1,50	1,60
	Accidental	1,30	1,40	1,50
	Extraordinaria	1,10	1,20	1,25
Alto	Normal	1,50	1,60	1,80
	Accidental	1,40	1,50	1,70
	Extraordinaria	1,20	1,25	1,30
Nota: se han sombreado los grupos de valores coincidentes				

El análisis de los valores de la tabla anterior permite apreciar que hay una gradación entre los valores del coeficiente de seguridad que tiene en cuenta los distintos riesgos de rotura, los diferentes tipos de residuos y las situaciones de cálculo a considerar. A este respecto, se han sombreado los grupos de valores coincidentes con objeto de que se visualicen fácilmente las combinaciones de riesgo y tipo de residuo para los que se proponen los mismos valores del coeficiente de seguridad.

6 – CASO PRÁCTICO

6.1 – Descripción del vertedero

El vertedero objeto de este caso práctico tiene una morfología rectangular, ocupando un área de 40.630 m². El fondo del vaso está formado por un primer tramo de 48 m de longitud con una inclinación de 21° y un segundo tramo más largo, de 78 m de longitud, cuya inclinación es de 5,5°. Al final del segundo tramo se ha ejecutado un dique de tierras, formado por un primer tramo de 23 m e inclinación 17,5°, un segundo tramo horizontal de 10 m y a continuación un último tramo de 32 m de longitud y 26° de inclinación. En la Figura 4 se muestra el perfil de excavación del vertedero junto con la configuración de residuos proyectada que consta de un primer tramo ascendente de 32 m de longitud y 20° de inclinación, seguido de un tramo horizontal de 6 m de longitud. A continuación hay tres tramos descendentes de 28 m de longitud cada uno y 20° de inclinación, separados por dos tramos horizontales, a modo de bermas, de 5 m de longitud.

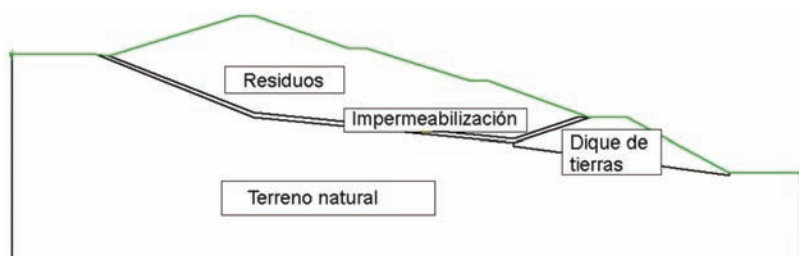


Fig. 4 – Sección del vertedero en estudio.

El paquete de impermeabilización colocado en el vertedero consta de dos capas de geocompuestos geobentoníticos, cada una de ellos situadas entre dos geomembranas. Ambos conjuntos están separados entre sí por un geodrén. Las geomembranas que recubren las dos capas de los compuestos geobentoníticos son estructuradas en la base del vertedero y texturizadas en los taludes superior y del dique de cierre. En la Figura 5 se recogen sendas fotografías de estas geomembranas en las que se puede ver que la geomembrana texturizada tiene una superficie bastante lisa mientras que la membrana estructurada tiene unos resaltes verticales que le dan gran rugosidad superficial. Por otra parte, dicho paquete de impermeabilización está separado de la masa de residuos y del terreno natural inferior por sendas capas de grava silícea.

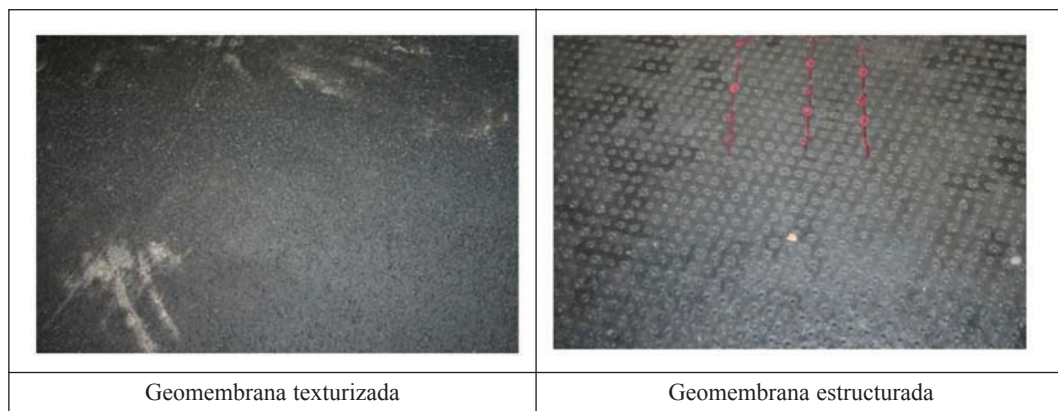


Fig. 5 – Fotografías de las geomembranas utilizadas.

Por otra parte, en la Figura 6 se muestra la posición de los niveles piezométricos utilizados en los cálculos para las situaciones normal y accidental, derivada de la rotura del sistema de drenaje.

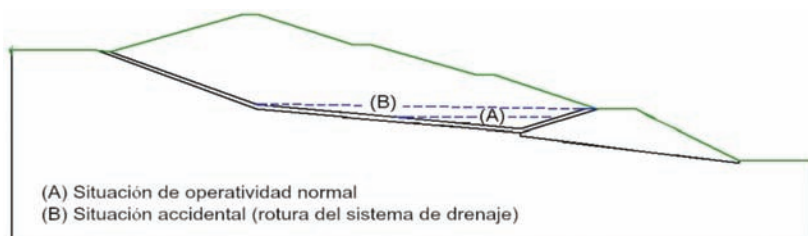


Fig. 6 – Niveles piezométricos considerados en la situación de cálculo correspondiente a una operatividad normal del vertedero (A) y a una situación accidental producida por la rotura del sistema de drenaje (B).

6.2 – Modelización

Los cálculos de estabilidad del vertedero objeto de estudio pueden dividirse en dos partes. Por un lado se ha realizado un cálculo de estabilidad por el método de equilibrio límite con el objeto de determinar el coeficiente de seguridad respecto al deslizamiento por los contactos pésimos que se determinen en los paquetes de impermeabilización y, por otro, un análisis tenso-deformacional con el fin de determinar el nivel tensional al que se ven sometidos los diferentes materiales involucrados en el cálculo, estimar los movimientos, tanto en la masa de residuos como en el paquete de impermeabilización, que pueden aparecer durante el llenado de la celda de seguridad, y contrastar los resultados de los cálculos efectuados por el método de equilibrio límite.

En los cálculos tenso-deformacionales por el método de los elementos finitos, el contacto pésimo del paquete de impermeabilización se ha modelizado con un elemento denominado “interfaz” que representa una superficie, con un espesor virtual, a la que se puede asignar una resistencia al corte, definida por un valor de cohesión y ángulo de rozamiento. Por otra parte, las geomembranas estructuradas que refuerzan las capas de geobentonitas, incluidas en el paquete de impermeabilización, se han modelizado con un elemento denominado “geogrid” al que se le asigna una rigidez axial, definida por el producto del módulo de deformación (E) y del área de la geomembrana (A), y un valor máximo de axil de tracción ($N_{\max}$).

Por último, se debe indicar que la colocación de los rellenos en el vertedero se ha modelizado por fases, tratando de reproducir el proceso de llenado previsto.

6.3 – Valores de resistencia al corte utilizados para el cálculo

En los apartados anteriores se ha analizado la conveniencia de utilizar como parámetros representativos de la resistencia del paquete de impermeabilización, los valores obtenidos en condiciones de resistencia pico o residual y en condiciones secas o húmedas. Además se ha realizado un resumen de los datos disponibles en la bibliografía sobre los valores típicos de la resistencia al corte de paquetes de impermeabilización formados por geocompuestos bentoníticos y geomembranas, semejantes al utilizado en el vertedero en estudio. A continuación se comparan estos valores con los resultados obtenidos en los ensayos de corte directo que se han realizado para el análisis de estabilidad del vertedero aquí mostrado.

El estudio conjunto de todos estos resultados ha permitido determinar unos parámetros representativos con los que se han hecho los cálculos cuyos resultados se mostrarán más adelante.

6.3.1 – Valores obtenidos en ensayos de laboratorio

El Laboratorio de Geotecnia del CEDEX dispone de un equipo de corte directo equipado con una caja de 30 x 30 cm en la que se pueden realizar ensayos para determinar la resistencia al corte de contactos entre geotextiles, siguiendo la norma UNE-EN 12957-1:2005. El procedimiento consiste en fijar los geotextiles a ensayar en láminas de madera que se colocan en la caja de corte de tal manera que el contacto quede situado en el plano de corte de la caja. En la Figura 7 puede observarse la disposición del geocompuesto bentonítico fijado a una lámina de madera y la geomembrana situada en la caja de corte.

Los resultados de los ensayos realizados, utilizando este equipo, entre los distintos elementos que componen el paquete de impermeabilización del vertedero en estudio se muestran en la Tabla 5 para ensayos realizados en condiciones húmedas y en la Tabla 6 para ensayos realizados en condiciones secas. Cabe destacar que las tensiones tangenciales pico reflejadas en dichas tablas se han obtenido para desplazamientos en torno a 10 mm, lo que en una caja de corte de 30 x 30 cm corresponde a una deformación en el entorno del 3%.

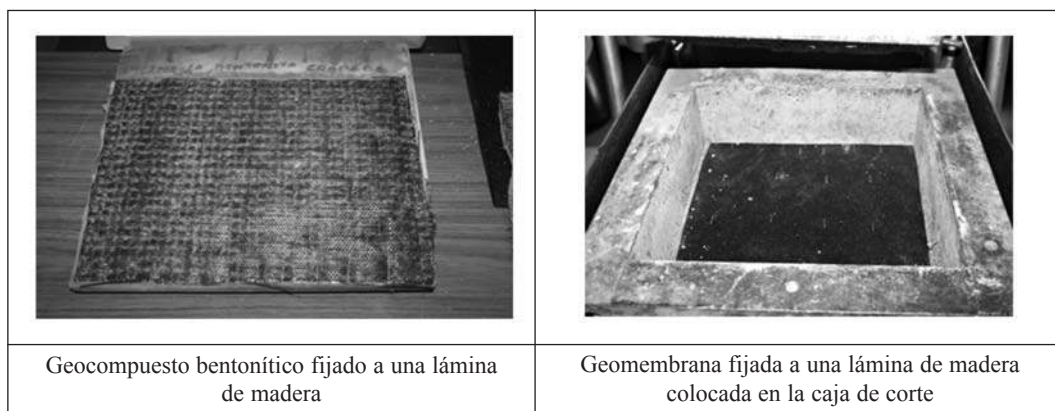


Fig. 7 – Disposición de los geotextiles en láminas de madera para su ensayo de corte.

Puede observarse que las resistencias tangenciales más bajas se han obtenido para los contactos entre el compuesto geobentonítico y la geomembrana texturizada, como era de esperar dadas las características de rugosidad de estas últimas geomembranas.

En las Figuras 8 y 9, a modo de ejemplo, se han representado los valores de las resistencias de pico obtenidos de los ensayos realizados en condiciones secas y de las resistencias residuales obtenidas en condiciones inundadas.

Tabla 5 – Resultados de los ensayos de corte directo disponibles realizados entre los distintos elementos que componen el paquete de impermeabilización en condiciones húmedas.

Contacto ensayado	σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	$\tau_{residual}$ (kPa)	Resistencia pico		Resistencia residual		Condición del ensayo
				φ (°)	c (kPa)	φ^* (°)	c (kPa)	
GM* - GCL	70	25	22	16	7,5	10,5	11	Inundado
	200	71	53					
	350	107	75					
GM* - GCL	70	25	20	16	12	11	8,5	Inundado
	200	83	53					
	350	107	76					
GM - GT	69	61	50	32	29	17	24	Inundado
	196	115	100					
	134	176	170					
GM - GCL	3	7	3	22	25	20	20	Inundado
	69	68	60					
	196	122	105					
	343	169	132					
GM - GCL*	3	20	14	36	20	25	16	Inundado
	70	77	58					
	200	121	86					
	350	158	121					
GCL: Compuesto geobentonítico A GM: Geomembrana estructurada			GT: Geotextil GCL*: Compuesto geobentonítico B			GM*: Geomembrana texturizada		

Es de destacar que en los ensayos realizados en condiciones inundadas se dispone además de ensayos con presiones normales muy bajas, en los que se han obtenido valores muy pequeños de resistencia lo que implica que, para estas condiciones, el efecto de la cohesión es prácticamente nulo.

Tabla 6 – Resultados de los ensayos de corte directo disponibles realizados entre los distintos elementos que componen el paquete de impermeabilización en condiciones secas.

Contacto ensayado	σ_n (kPa)	τ_{pico} (kPa)	$\tau_{residual}$ (kPa)	Resistencia pico		Resistencia residual		Condición del ensayo
				φ (°)	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	
GM* - GCL	70	27	24	23,5	0	16	3	Seco
	200	81	60					
	350	155	105					
GM- GT	69	59,2	50	34	23	20	23	Seco
	196	124,9	105					
	343	176	125					
GM – GCL* (cara1)	69	38	38	62	28	13	24	Seco
	196	167	110					
	343	245	160					
GM – GCL* (cara2)	69	50	49	19	26	12	26	Seco
	196	118	99					
	343	182	180					
GM - GD	69	53	45	17	25	0,8	26	Seco
	196	102	80					
	343	181	180					
GCL: Compuesto geobentonítico A GM: Geomembrana estructurada			GT: Geotextil GCL*: Compuesto geobentonítico B			GM*: Geomembrana texturizada		

Por otra parte, en las Figuras 8 y 9 se muestra la recta que mejor ajusta matemáticamente los valores obtenidos y la recta que se ha considerado para determinar los valores representativos que vienen a suponer una reducción del 15% de los valores deducidos del mejor ajuste. Estos valores representativos se han recogido en la Tabla 7.

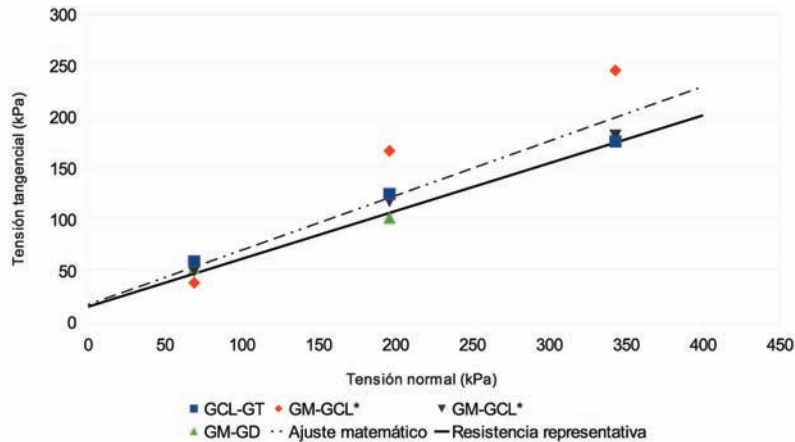


Fig. 8 – Resistencia de pico obtenida en los ensayos realizados en condiciones secas.

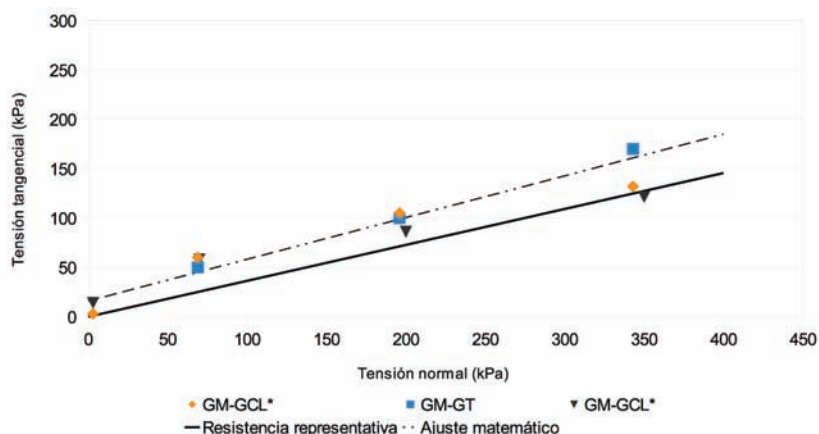


Fig. 9 – Resistencia residual obtenida en los ensayos realizados en condiciones inundadas.

Tabla 7 – Valores representativos de resistencia al corte de los paquetes de impermeabilización considerados en este estudio.

Condiciones de humedad	Geomembrana estructurada				Geomembrana texturizada			
	Resistencia pico		Resist. residual		Resistencia pico		Resist. residual	
	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)	c (kPa)	φ (°)
Húmedo	10	22	0	20	5	20	0	16
Seco	15	25	0	22	7	15	0	10

Además, el conjunto de resultados obtenidos con las geomembranas estructuradas puede ajustarse a una curva parabólica, lo que abre el abanico de posibilidades a la hora de interpretar estos ensayos, tal como puede verse en la Figura 10, con la ventaja de tener en cuenta los valores prácticamente nulos de la resistencia al corte para tensiones normales bajas.

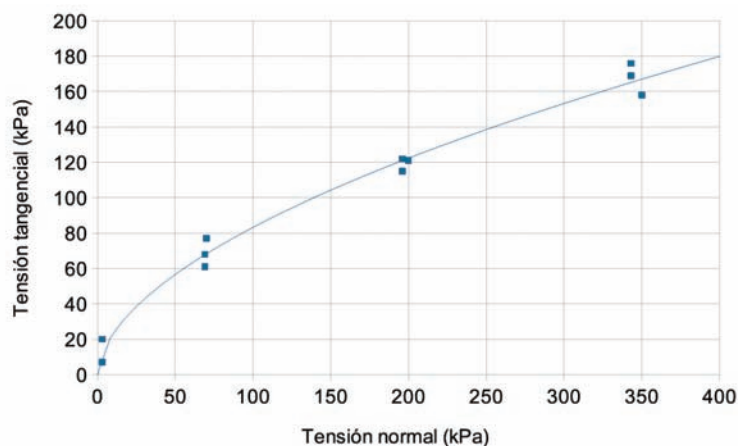


Fig. 10 – Resistencia residual obtenida en los ensayos realizados en condiciones inundadas.

6.3.2 – Comparación de los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio con los procedentes de bibliografía

Con objeto de centrar los resultados del análisis bibliográfico que se ha mostrado en los apartados anteriores, se han identificado los datos relativos a los geocompuestos similares a los utilizados en el vertedero en estudio, con el fin de comparar dichos datos con los resultados de los ensayos de laboratorio realizados.

Estos valores se muestran, de forma gráfica, en la Figura 11 junto con los datos de cálculo considerados representativos en el presente trabajo.

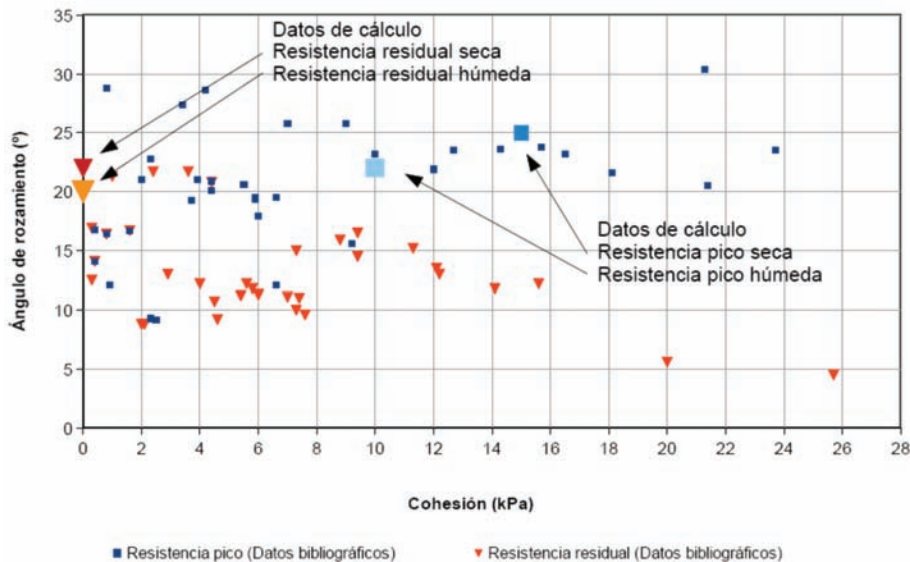


Fig. 11 – Valores de cohesión y ángulo de rozamiento obtenidos en contactos geomembrana-geocompuesto bentonítico similares a los utilizados en el vertedero objeto de estudio (McCartney *et al.*, 2009) y valores representativos de cálculo.

De la comparación de los datos bibliográficos y los valores representativos de cálculo estimados a partir de ensayos de laboratorio pueden extraerse las siguientes conclusiones:

- Los datos bibliográficos muestran cierta dispersión tanto en los valores pico como residuales.
- En condiciones de pico, el ángulo de rozamiento, según los datos bibliográficos, varía entre 8° y 31°, con un valor medio de 20,5°, mientras que la cohesión fluctúa entre valores próximos a 0 y 24 kPa, con una media de 8 kPa.
- Los valores de resistencia pico establecidos para los cálculos, tanto en condiciones húmedas como secas, se ubican dentro de la nube de puntos, en el entorno de los valores medios bibliográficos.
- En condiciones de resistencia residual, por su parte, el ángulo de rozamiento varía entre 4° y 22°, con un valor medio de 13°, mientras que la cohesión fluctúa entre valores próximos a cero y 26 kPa, con una media de 7 kPa.
- Los datos representativos de cálculo se encuentran en el extremo inferior de la nube de puntos en cuanto a los valores de cohesión ya que se han considerado cohesiones nulas tanto en condiciones secas como húmedas, y en el extremo superior del ángulo de rozamiento, con valores de 20 y 22° para condiciones húmedas y secas, respectivamente.

6.4 – Resultados: análisis deformacional

6.4.1 – Análisis cualitativo

El análisis cualitativo indica que los movimientos se limitan a la masa de residuos, no produciéndose ni asientos ni movimientos horizontales apreciables ni en el terreno natural ni en el dique de cierre. La zona con los desplazamientos de mayor magnitud corresponde a la parte de la masa de residuos que tiene más altura, ya que los movimientos calculados son debidos a la consolidación por peso propio. A partir de dicha zona, los desplazamientos van disminuyendo de forma gradual hacia las partes de menor cota.

En la Figura 12 se muestra la malla deformada una vez modelizado el relleno de la celda de seguridad con residuos. En la Figura 13 el diagrama de flechas del perfil del vertedero en estudio; en ambas figuras puede observarse que solamente se producen movimientos apreciables en la masa de residuos.

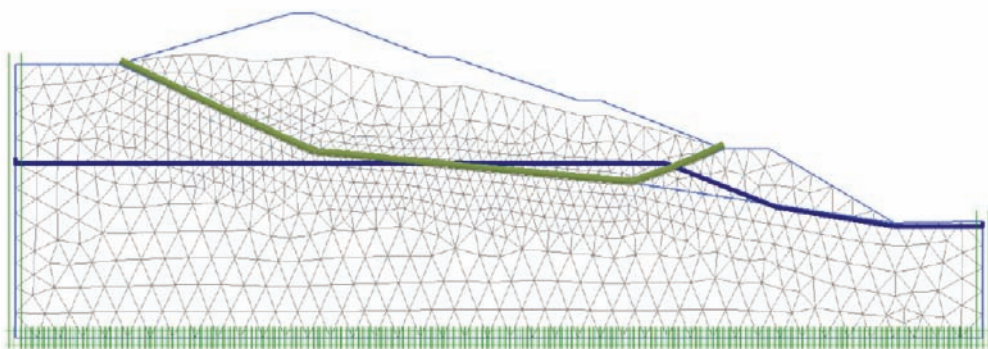


Fig. 12 – Malla deformada una vez modelizado el relleno de la celda de seguridad con residuos.

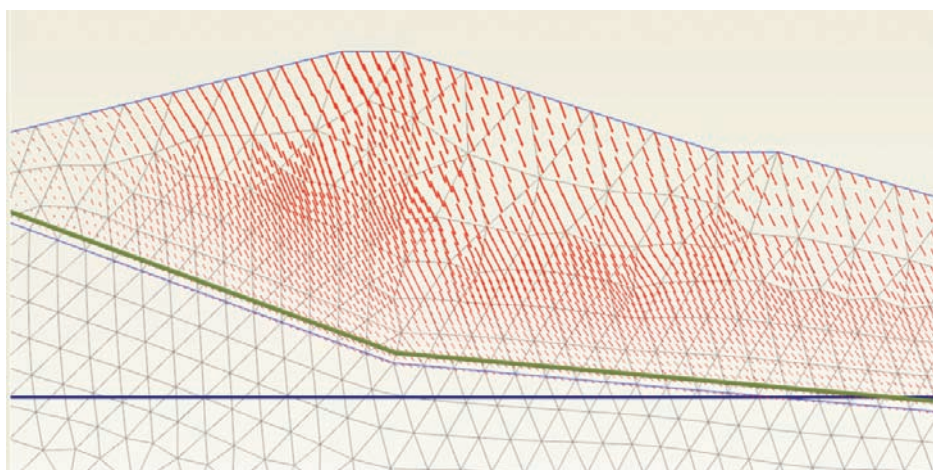


Fig. 13 – Diagrama de flechas del vertedero.

6.4.2 – Análisis cuantitativo

Los movimientos de mayor envergadura se producen en la parte superior de la masa de residuos habiéndose estimado un desplazamiento máximo de 50 cm. Los movimientos producidos se van reduciendo de forma gradual desde esta zona hasta las zonas más alejadas, de forma que en la parte inferior, los movimientos se han reducido hasta unos 20 cm. Estos movimientos son prácticamente iguales en todas las situaciones de cálculo analizadas.

Se considera que estos desplazamientos se van a producir en la masa de residuos durante el proceso de relleno del vertedero por lo que dichos movimientos son constructivos, es decir, se absorberán durante las propias operaciones de extendido y compactado y no producirán problemas a lo largo plazo, durante la vida útil del vertedero.

Por su parte, los desplazamientos obtenidos en la interfaz que modeliza el contacto pésimo del paquete de impermeabilización siguen la dirección general de los desplazamientos sufridos por la masa de residuos ya que presentan un movimiento general de asiento acompañado de un cierto movimiento hacia el dique de contención.

En la Figura 14 se representan los desplazamientos obtenidos en dicha interfaz en cada uno de los tramos de la parte inferior del vertedero. En el talud superior y en el fondo del vertedero, los desplazamientos se sitúan en el entorno de 11-13 cm, mientras que en el tramo del talud del dique de cierre, los movimientos son de alrededor de 4 cm. Los movimientos representados son muy significativos puesto que se puede apreciar que los desplazamientos van aumentando a medida que se descende de cota, correspondiendo dicho aumento de elongación a la mayor masa de residuos que se va soportando. En este caso, los desplazamientos calculados deben entenderse como movimientos que se van a ir acumulando en el contacto pésimo del paquete de impermeabilización durante el proceso de llenado de la celda.

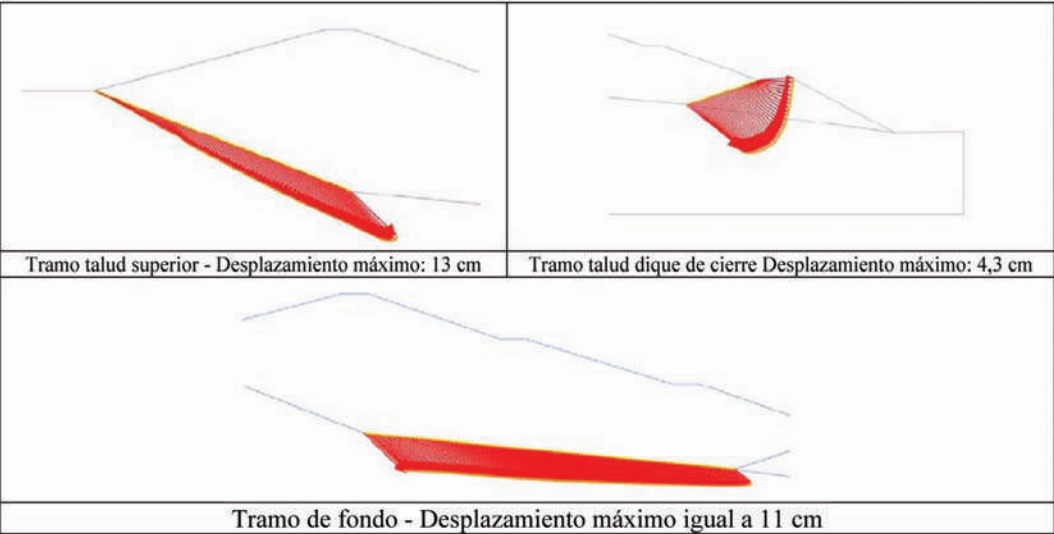


Fig. 14 – Desplazamientos determinados en cada tramo del paquete de impermeabilización.

Teniendo en cuenta lo dicho anteriormente, en el tramo del talud superior puede estimarse la deformación media del paquete de impermeabilización como cociente entre el desplazamiento máximo obtenido (de unos 13 cm) y la longitud del tramo en cuestión (de unos 48 m) obteniéndose un valor de 0,27%. Este valor de deformación es considerablemente más pequeño que las

deformaciones para las que se ha obtenido la resistencia de pico en los ensayos realizados en laboratorio para el contacto entre las geomembranas y los compuestos geobentoníticos que se sitúan en el entorno del 3%.

La gran diferencia existente entre la deformación correspondiente a la resistencia de pico con la deformación obtenida de los cálculos confirma la bondad de la hipótesis realizada en los cálculos de equilibrio límite, relativos a la situación de operatividad normal del vertedero, referente a la utilización de la resistencia de pico en el contacto pésimo como resistencia de trabajo.

6.5 – Resultados: Coeficientes de seguridad al deslizamiento

Se han realizado, mediante el método de los elementos finitos, cálculos del coeficiente global de seguridad del conjunto terreno-masa de residuos una vez reproducido el proceso de llenado del vertedero, con el objeto de comparar los resultados obtenidos con los que se obtuvieron en los cálculos realizados con el método del equilibrio límite. Los resultados obtenidos por ambos métodos se han recogido en la Tabla 8.

Tabla 8 – Coeficientes de seguridad obtenidos por el método de equilibrio límite y por el método de elementos finitos.

Situación de cálculo		Coeficiente de seguridad (Equilibrio límite)	Coeficiente de seguridad (Elementos finitos)
Normal	Operatividad normal	1,98	1,98
Accidental	Fallo del sistema de drenaje	1,68	1,73
	Rotura del paquete de impermeabilización	1,99	2,01
Extraordinaria	Rotura generalizada	1,79	1,81
	Análisis sísmico	1,69	-

Puede verse que los valores obtenidos por ambos métodos han sido prácticamente coincidentes. Los coeficientes de seguridad más bajos corresponden a la situación extraordinaria de situación sísmica, en los que se obtuvo un valor de 1,80, muy superior al mínimo requerido de 1,25 de acuerdo con los valores de la Tabla 4.

Cabe destacar que las superficies de deslizamiento correspondientes a las distintas situaciones de cálculo obtenidas, tanto por el método de equilibrio límite como por elementos finitos, son muy similares entre sí, como se muestra, a modo de ejemplo, en la Figura 15 correspondiente a la situación de cálculo de operatividad normal del vertedero, lo que corrobora la bondad de los cálculos realizados.

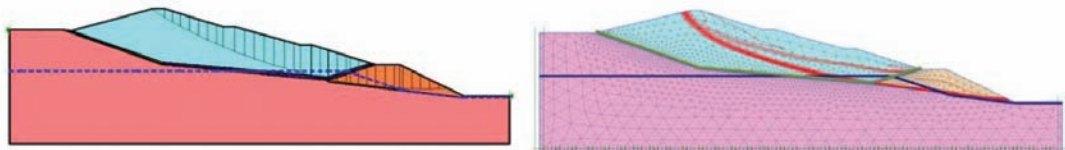


Fig. 15 – Superficie de deslizamiento obtenida por el método de equilibrio límite y por el método de elementos finitos en la situación de cálculo normal.

Por otra parte, se realizó adicionalmente un análisis de la contribución, a la estabilidad global del vertedero, de la geomembrana estructurada presente en el paquete de impermeabilización, resultando que dicha contribución en ningún caso supuso un aumento en el coeficiente de seguridad de un 1%, pudiendo considerarse despreciable.

7 – RESUMEN Y CONCLUSIONES

Como resumen de la revisión de la bibliografía realizada, se puede concluir que la decisión de utilizar la resistencia pico, la residual o un valor de resistencia intermedio debe realizarse en el contexto de la situación de cálculo específica considerada y que se deben combinar dichas resistencias con diferentes valores del coeficiente de seguridad mínimo a exigir.

La determinación de las condiciones hidráulicas en las que va a trabajar el paquete de impermeabilización influye en la forma de abordar los ensayos de corte a realizar en laboratorio, que pueden hacerse en condiciones secas, o inundando toda la caja de corte o, como situación intermedia, hidratando o saturando previamente la interfaz entre las capas a ensayar.

Se han definido una serie de situaciones de cálculo con las que se deben realizar los análisis de estabilidad y se han clasificado, en función de la probabilidad de ocurrencia y de su duración, como: normal, accidental y extraordinaria.

Se ha realizado una propuesta, recogida en la Tabla 1, que relaciona la situación de cálculo con la resistencia del sistema de impermeabilización, en lo que se refiere a los valores pico/residual a utilizar y a las condiciones hidráulicas a considerar.

Se ha realizado una propuesta, recogida en la Tabla 4, que relaciona cada situación de cálculo con el valor del coeficiente de seguridad al deslizamiento mínimo a exigir, en función del riesgo de rotura y del tipo de residuo almacenado.

El marco conceptual propuesto se ha utilizado en un caso práctico de un vertedero real en el que se han realizado análisis de estabilidad por equilibrio límite y cálculos tenso-deformacionales por el método de los elementos finitos.

Los cálculos tenso-deformacionales han permitido validar las geometrías pésimas de las superficies de deslizamiento, obtenidas en los análisis por equilibrio límite, y sus correspondientes valores del coeficiente de seguridad.

La deformación máxima del paquete de impermeabilización obtenida en los cálculos del caso práctico (con un valor de 0,3%), claramente menor que las deformaciones para las que se han obtenido la resistencia de pico en los ensayos de laboratorio (1,5 – 3%), confirma la bondad de la hipótesis realizada en los cálculos relativos a la situación de operatividad normal del vertedero, referente a la utilización de la resistencia de pico en el contacto pésimo como resistencia de trabajo.

8 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Comité Nacional Español de Grandes Presas (CNEGP), 2005. *Guía Técnica nº 1 “Seguridad de Presas”*.
- Estaire, J.; Pardo, F. (2012). *Stability analysis criteria in landfill design based on the Spanish codes*. 5th European Geosynthetics Congress. Valencia, Septiembre de 2012.
- Filz, G.M.; Esterhuizen, J.B.; Duncan, J.M. (2001). *Progressive failure of lined waste impoundments*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 127, Nº. 10, Oct.: 834-840.

- Gilbert, R.B.; Scranton, H.B.; Daniel, D.E. (1997). *Shear strength testing for geosynthetic clay liners*. Testing and acceptance criteria for geosynthetic clay liners, L. Well (ed.), ASTM, Philadelphia, 55-71.
- Koerner, R.M.; Bowman, H.L. (2003). *A recommendation to use peak shear strengths for geosynthetic interface design*. GFR Magazine. April 2003.
- McCartney, J.S.; Zornberg, J.G.; Swan, R.H. (2009). *Analysis of a large database of GCL-Geomembrane Interface Shear Strength Results*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. Vol. 135, N°. 2, Feb.: 209-223.
- Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (1996). *Reglamento Técnico sobre Seguridad de Presas y Embalses*.
- Stark, T.D.; Poeppel, A.R. (1994). *Landfill liner interface strengths from torsional ring shear tests*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 120, N°. 3, Mar.: 597-615.
- Subdirección General de Calidad Ambiental (2003). *Desarrollo Técnico del Real Decreto 1481/2001 relativo a las instalaciones de vertido de residuos*. Rv.07. Documento de Trabajo.
- Thiel, R. (2001). *Peak vs. residual shear strength for landfill bottom liner stability analyses*. Proceedings of the 15th Annual GRI Conference Hot Topics in Geosynthetics - II, Geosynthetics Institute. Folsom, PA: 40-70.

ANÁLISE DE CARTAS DE SUSCETIBILIDADE À EROSÃO EM DIFERENTES ESCALAS PARA A GESTÃO AMBIENTAL DE RODOVIAS

Analysis of erosion susceptibility maps in different scales for the environmental management of roads

José Luís Ridente Júnior*

Leandro Eugenio Silva Cerri**

RESUMO – Cartas de suscetibilidade à erosão podem ser utilizadas como subsídio para o desenvolvimento de instrumentos de gestão ambiental. Os resultados da pesquisa aqui apresentados discutem a qualidade das informações de cartas em diferentes escalas, elaboradas visando a gestão ambiental de rodovias. Para tanto, foi desenvolvida pesquisa em trecho da Rodovia Marechal Rondon SP-300, nos municípios de Anhembi e Botucatu, no estado de São Paulo - Brasil. A investigação, utilizando o método do detalhamento progressivo, partiu da análise de mapas e cartas em escala regional (escala 1: 1 000 000 e 1: 500 000), culminando na elaboração de cartas de suscetibilidade à erosão nas escalas 1: 50 000 e 1: 10 000, além de outros levantamentos específicos. Paralelamente, desenvolveu-se uma análise sobre os Sistemas de Gestão Ambiental – SGA em órgãos rodoviários. Como resultados da pesquisa, foram desenvolvidos os seguintes instrumentos que compõem um SGA: Caracterização de Impacto Ambiental, Auditoria Ambiental, Recuperação de Áreas Degradadas e Monitoramento Ambiental.

SYNOPSIS – The erosion susceptibility maps can support the development of environmental management instruments. The research results presented discuss the quality of the information of maps in different scales as environmental management instruments. The activities of this research were focused on the SP-300 Highway, in the municipalities of Anhembi and Botucatu, in the state of São Paulo - Brazil. The studies were based on maps in regional scales (1: 1 000 000 and 1: 500 000), using the progressive detailing method. They were complemented by the elaboration of erosion susceptibility maps in scales 1: 50 000 and 1: 10 000, and by other specific surveys. In parallel, a detailed analysis was performed of Environmental Management Systems – EMS implemented by organisms responsible for road maintenance. As a result of this research, the following instruments were developed to set up an EMS: Characterization of Environmental Impact, Environmental Audit, Recovery of Degraded Areas and Environmental Monitoring.

PALAVRAS CHAVE – Erosão, gestão ambiental, rodovia.

1 – INTRODUÇÃO

A importância econômica e social das rodovias é significativa para o Brasil. A distribuição do transporte de carga no Brasil, em toneladas, é realizada 60,49% por rodovias; 20,86% por ferrovias; 13,86% por meio aquaviário; 4,86% em dutovias; e 0,33% por via aérea (GEIPOT, 2006). Ainda,

* Geólogo, Doutor, Programa de Pós Graduação em Geociências e Meio Ambiente, IGCE/Unesp, Rio Claro (SP), Brasil. E-mail: jlridente@uol.com.br.

**Geólogo, Professor Adjunto, Universidade Estadual Paulista (IGCE/Unesp), Rio Claro (SP), Brasil. E-mail: lescerri@rc.unesp.br.

segundo dados do Ministério dos Transportes, existem 1 724 929 km de rodovias implantadas no país, sendo apenas 149 064 pavimentadas, ou seja, 8,6% do total, o que mostra a precariedade do sistema. Entre as rodovias pavimentadas, 56 097 km são de rodovias federais (cerca de 38%).

Quando da implantação e operação de uma rodovia, as condições ambientais (meios físico, biótico e socioeconômico) são modificadas e sempre sofrem algum tipo de impacto ambiental. São gerados impactos negativos sobre o meio biótico devido à supressão de vegetação, interferência nos habitats naturais, etc. Também, são gerados impactos sobre o meio socioeconômico, de diferentes naturezas, positivas e negativas, devido à interferência com a população que reside ao redor do empreendimento. Neste artigo serão abordados apenas os impactos ambientais negativos relacionados ao meio físico, mais precisamente sobre a erosão pluvial do solo.

Os principais impactos ambientais negativos do meio físico relacionados à operação de uma rodovia são provenientes da ação de processos superficiais, tais como: erosão, movimentos gravitacionais de massa, assoreamento, recalques e colapsos; além de impactos relacionados à alteração da qualidade das águas superficiais e subterrâneas (Fogliatti, Filippo e Goudard, 2004).

A dinâmica dos processos de erosão linear relacionados a um empreendimento rodoviário depende de vários fatores, tais como: ambiente, projeto, método construtivo, manutenção da via e das medidas preventivas e de controle adotadas (Fornasari Filho *et al.*, 1992). A estabilização destes processos e a obtenção do desejável equilíbrio serão obtidas por meio de ações planejadas e concretas que possibilitem a elaboração de projetos adequados, implantação de medidas de prevenção, realização de manutenção e monitoramento das áreas, além da implantação de instrumentos de um Sistema de Gestão Ambiental – SGA, que proporcionarão a minimização de impactos ambientais (Bitar e Ortega, 1998).

O Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER/SP têm cadastrados os passivos ambientais relacionados às rodovias sob sua responsabilidade. Esse cadastro indica que existe em média uma área degradada a cada 10 km de rodovia (DER, 2006b). Dentre os passivos ambientais cadastrados, foram registradas as feições de escorregamentos de encostas e taludes, erosão de diferentes tipos, assoreamento, subsidência e colapsos, sendo a erosão o processo mais comum e mais numeroso, correspondendo a cerca de 60% dos casos.

O histórico da formação da erosão está ligado a diferentes causas relacionadas aos procedimentos de obra, tais como: movimentos de terra; sistemas de drenagem inexistentes, sem manutenção ou ineficientes; ausência de cobertura vegetal em taludes de corte e aterro; inclinação excessiva dos taludes; antigas áreas de apoio às obras (áreas de empréstimo, depósitos de material excedente, mineração) abandonadas, etc.; onde também interferem as características naturais do terreno, como o perfil de alteração dos solos tropicais e o relevo, e ainda a pluviometria torrencial causadora de escoamento concentrado.

O presente artigo discute aspectos da utilização de cartas de suscetibilidade à erosão, elaboradas em diferentes escalas (1: 50 000 e 1: 10 000), como subsídio para a definição de instrumentos de gestão ambiental de rodovias. A análise do meio físico e do processo de erosão pluvial “acelerada” é tratada a partir da descrição dos condicionantes do meio físico (geológicos, geomorfológicos, geotécnicos e pedológicos), associados aos perfis típicos de alteração existentes na área de estudo.

Foi selecionado um trecho rodoviário da SP-300 (Rodovia Marechal Rondon), sob responsabilidade do DER/SP, entre os quilômetros 223 e 257 (ligando os municípios de Anhembi a Botucatu). A área de estudo possui um total de 70,24 km², sendo representada por faixa com extensão de 33 km ao longo da rodovia, com largura de um quilômetro para cada lado da rodovia. A Figura 1 ilustra a localização da área de estudo.

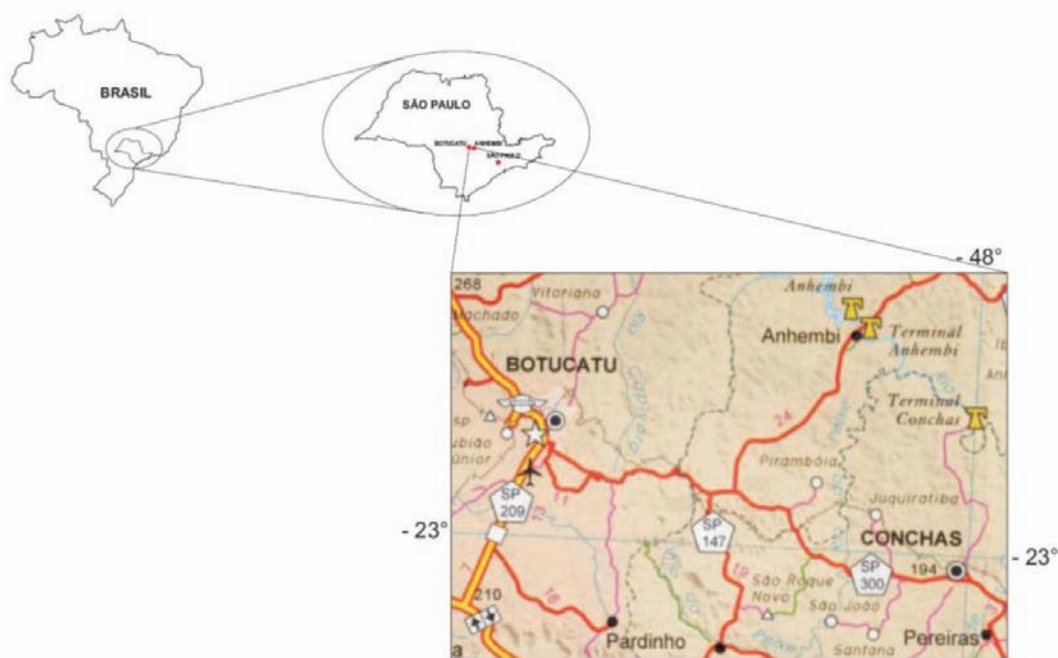


Fig. 1 – Localização da área de estudo.

2 – MÉTODO

A partir da adoção do conceito de Geologia de Engenharia (IAEG, 1992), buscou-se um adequado conhecimento geológico-geotécnico dos terrenos de interesse (diagnóstico do meio físico), tendo como objetivo prever o comportamento dos diferentes materiais presentes, frente a um tipo de intervenção humana – no caso do presente estudo uma rodovia em operação.

A pesquisa em questão contemplou cinco etapas principais (Figura 2).

2.1 – Formulação do problema – 1ª Etapa

O trabalho inicial da pesquisa bibliográfica fundamentou os seguintes assuntos: escolha da área de estudo, definição do método para a elaboração das cartas de suscetibilidade à erosão nas escalas 1: 50 000 e 1: 10 000 e escolha do método para análise dos SGAs dos órgãos rodoviários. O critério adotado para a escolha da área de estudo foi:

- Região reconhecida como de alta a muito alta suscetibilidade aos processos erosivos;
- Região que apresentasse uma diversidade significativa de características geológicas, geomorfológicas, pedológicas e geotécnicas, em um trecho reduzido de uma rodovia;
- Rodovia que apresentasse algum comprometimento de seu funcionamento em razão da ocorrência de processos de erosão.

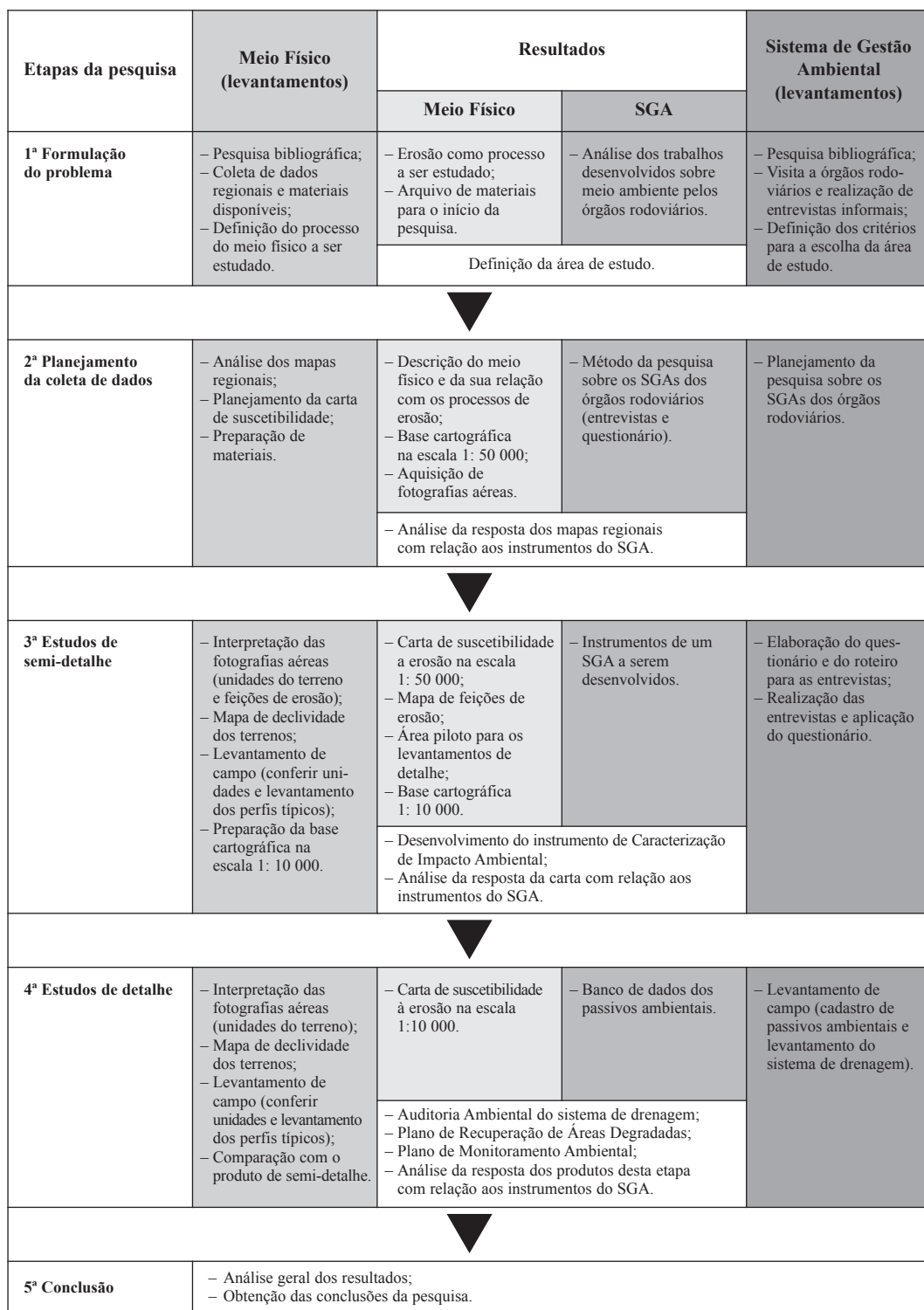


Fig. 2 – Fluxograma do método da pesquisa.

2.2 – Planejamento da coleta de dados – 2ª Etapa

Nesta etapa foram realizados os primeiros trabalhos investigativos, onde foi caracterizado regionalmente o meio físico da área de estudo, por meio da análise de mapas em escala regional (1: 500 000). Foi elaborado o planejamento da pesquisa sobre SGA.

O produto principal desta etapa foi a descrição dos tipos de processos de erosão que incidem sobre a área de estudo e a análise de sua relação com o meio físico. Nesta etapa definiu-se a adoção do método do detalhamento progressivo (Cerri *et al.*, 1996; Zaine, 2000). Este autor apresenta produtos em três etapas: geral (escala 1: 25 000), semi-detálhe (escala 1: 10 000) e detalhe (escala 1: 5000). Foram adotadas as seguintes escalas para a realização dos estudos: estudos regionais (escala 1: 500 000 a 1 000 000), semi-detálhe (escala 1: 50 000) e detalhe (escala 1: 10 000).

Com base nos processos do meio físico, reconhecidos nos estudos regionais (Diniz, 1998; Freitas, 2000) foi definido que a carta a ser elaborada, na escala de semi-detálhe (1: 50 000), seria uma Carta de Suscetibilidade à Erosão, com o objetivo de aplicação na Gestão Ambiental.

Nesta etapa teve início a preparação do material cartográfico para o desenvolvimento da pesquisa: base cartográfica na escala 1: 50 000 e fotografias aéreas em formato *raster* (obtidas em 2006, escala 1: 30 000). Para os estudos realizados na escala 1: 50 000 adotou-se o seguinte critério: para a área a ser analisada, uma equidistância de 1 km para cada um dos lados da rodovia a partir de seu eixo, traçados por meio de um *buffer* no software *ArcGis versão 9.2* (ESRI®).

Foi criado um banco de dados geográfico no formato *Geodatabase*, com as seguintes feições espaciais: Hidrografia; Curvas de Nível; Pontos Cotados; Limite da área de estudo; e Logradouros. As feições espaciais foram vetorizadas utilizando-se do aplicativo *ArcMap-ArcGIS* (ESRI®), a partir da extensão *ArcScan* (módulo de vetorização automática), tendo como fonte as cartas topográficas disponíveis para a área de estudo.

Nesta etapa também foi planejada a coleta de dados sobre SGA em órgãos rodoviários. Foi constatado que as áreas ambientais desses órgãos possuem equipes técnicas bastante reduzidas frente às suas atribuições, responsabilidades e funções. Por esta razão, a maior parte das atividades são transferidas para empresas de consultoria.

2.3 – Estudos de semi-detálhe – 3ª Etapa

Nesta etapa foram realizados os levantamentos de dados para a elaboração da Carta de Suscetibilidade à Erosão na escala 1: 50 000 e, também, foram realizadas as entrevistas e aplicados questionários direcionados ao entendimento da gestão ambiental nos órgãos rodoviários. Foram ainda definidos os instrumentos de Gestão Ambiental a serem abordados pelos estudos.

A Carta foi elaborada por meio da interpretação de fotografias aéreas na escala 1: 30 000 (datada de 2006), análise da declividade dos terrenos e descrição dos perfis geológicos/geotécnicos destas unidades de terreno. Por meio da interpretação de fotografias aéreas foram individualizadas as unidades com base nas formas do relevo. Foram analisadas a forma e posição topográfica, inclinação e o comprimento das vertentes, forma dos topos e divisores de água, frequência e organização dos canais de drenagem e amplitude de relevo, além das características: geológica, pedológica e vegetacional.

A compartimentação do terreno foi realizada com base no conceito explicitado por Ross (1995) e Vedovello (2000), que propõem que a unidade do relevo representa a interação entre as áreas do conhecimento: geologia, geomorfologia, pedologia, clima, etc., que interagem por meio de uma associação evolutiva, determinando as unidades fisiográficas do terreno. Vedovello (2000) denomina as unidades fisiográficas do terreno de Unidades Básicas de Compartimentação – UBCs, mas serão chamadas de unidades do terreno.

Com as unidades do terreno interpretadas e lançadas na base cartográfica (escala 1: 50 000), foi elaborado um mapa de declividade dos terrenos utilizando-se do *software ArcGIS* (ESRI®), com os intervalos variando de 0-3%, 3-10%, 10-20% e >20%. A carta de declividade da área de estudo foi gerada a partir da ferramenta *Topogrid* do *software ArcGIS* versão 9.2 (ESRI®), com um *grid* de 20 m, num “*buffer*” de 1 km para cada lado da rodovia, na escala 1: 50 000, utilizando-se as seguintes feições espaciais: curvas de nível; pontos cotados; drenagem (rios, córregos, etc.); e limite da área de estudo (*Buffer*). Os intervalos foram definidos com base nos tipos de solo identificados na caracterização regional, sendo que para cada intervalo de declividade do terreno há um predomínio de um determinado tipo de solo, cada qual refletindo um comportamento distinto no que se refere à suscetibilidade à erosão (Ridente, 2000).

Após a definição das unidades do terreno e a caracterização física preliminar proveniente da análise regional, foi realizada a etapa de trabalhos de campo. Os levantamentos de campo tiveram como objetivo conferir e definir os traçados das unidades do terreno e descrever o perfil geológico-geotécnico típico de cada uma delas. Foram caracterizados os perfis geológico-geotécnicos com o objetivo de descrever os tipos de solo e rocha para cada uma das unidades do terreno (Souza, 1992). Foi planejada a descrição de um ponto de controle a cada nova unidade de terreno que fosse atravessada pela rodovia. Os limites das unidades foram ajustados a partir das observações de campo, por meio da comparação entre a interpretação das fotografias aéreas, do mapa de declividade e dos perfis descritos *in loco*.

Os perfis geológico-geotécnicos foram descritos em taludes da rodovia ou em taludes de estradas adjacentes. Foi elaborada uma ficha de campo para o registro do local e descrição dos perfis. No primeiro momento foi analisada a gênese do solo superficial, depois caracterizado o perfil como um todo. Foram descritos o solo superficial orgânico, os horizontes pedológicos, a relação com a rocha de origem e a posição do nível freático. Os parâmetros utilizados para a descrição foram textura, cor e espessura, grau de alteração, etc. (Souza, 1992; Vaz, 1996).

Para auxiliar na definição das unidades de suscetibilidade à erosão, foram interpretadas as feições de erosão existentes. As feições foram interpretadas por meio da utilização das fotografias aéreas. Foram levantados os processos de erosão de pequeno porte (sulcos) e de grande porte: ravinas que são formadas exclusivamente pelo escoamento superficial (formato em “V”) e boçorocas que também têm influência do lençol freático no seu desenvolvimento (*piping*) (Ridente, 2000). Com o resultado destas interpretações, foram realizados estudos sobre os tipos de feições predominantes e a concentração de feições por quilômetro quadrado das unidades (densidade) e número de feições por quilômetro de rodovia. A densidade das feições de erosão auxiliou na definição da suscetibilidade à erosão. Algumas destas feições foram verificadas e descritas em campo.

A pesquisa sobre Gestão Ambiental teve prosseguimento por meio da elaboração de questionários para os técnicos de empresas de consultoria e elaboração de um roteiro de perguntas para a entrevista semi-estruturada com os gestores ambientais de órgãos rodoviários. Foi elaborada uma série de questões que possibilitasse avaliar o conhecimento, a percepção e o trabalho que está sendo desenvolvido pelos técnicos. Assim, foram propostas questões que procuravam identificar nos especialistas a percepção sobre a importância da erosão como fator impactante do meio, os métodos de gerenciamento ambiental (monitoramento) que estão sendo utilizados e propostas de como melhorar a atuação no controle da erosão.

O questionário foi constituído por uma série ordenada de perguntas, que deveriam ser respondidas por escrito e sem a presença do entrevistador (Marconi e Lakatos, 1999). O questionário foi encaminhado ao informante por correio eletrônico e, depois de preenchido, devolvido pelo informante utilizando o mesmo meio. Foram escolhidos 16 técnicos para o encaminhamento do questionário de forma aleatória, selecionados por meio da indicação dos órgãos rodoviários entrevistados e também de empresas de consultoria.

Tanto o roteiro da entrevista quanto o questionário foram testados anteriormente, com base na sugestão de Rampazzo (2002) para a qualificação da coleta de dados. Para os órgãos que aceitaram convite, foram realizadas as entrevistas na forma presencial.

Com base em Mackay (2001), algumas técnicas de entrevista foram utilizadas, tais como: estabelecimento de contato inicial amigável e informal, porém demonstrando a importância da participação do entrevistado na pesquisa; demonstração de interesse e conhecimento; estabelecimento de uma relação de confiança com o entrevistado; busca de informações complementares; estímulo do entrevistado por meio de questionamentos reflexivos; e cuidados para encerrar o tema antes de iniciar outro.

A realização das entrevistas, os contatos realizados para a aplicação dos questionários, o levantamento de dados para a elaboração da carta e a pesquisa bibliográfica, resultaram na definição dos instrumentos de SGA utilizados no desenvolvimento da pesquisa.

A caracterização de impacto ambiental foi desenvolvida com base na análise da suscetibilidade dos terrenos, na concentração de feições de erosão por unidade e na análise da dinâmica dos processos existentes, ativos e que estão associados ao funcionamento da rodovia e que foram cadastrados como passivos ambientais. A caracterização é elaborada especificamente para as proximidades da rodovia, porém analisa-se também o contexto regional do empreendimento.

Para tanto, utilizou-se o método *ad-hoc*, pois a análise é produto da interpretação de um único pesquisador, de uma área específica do conhecimento (Fogliatti, Filippo e Goudard, 2004). Neste caso, o indicador ambiental a ser analisado foi a erosão. Conforme definido por Munn (1975), a erosão pode ser considerada como um parâmetro de medida da magnitude do impacto ambiental e também como medida das condições ambientais.

Para a análise de magnitude da erosão utilizou-se o conceito de intensidade do impacto (Sanchez, 2006). Ou seja, onde existe uma alta suscetibilidade à erosão a magnitude é considerada alta e assim analogamente para média e baixa suscetibilidade. Entende-se que para uma área restrita, como a da pesquisa, a intensidade do impacto da erosão é proporcional à suscetibilidade natural dos terrenos.

A importância do impacto pode ser considerada como a ponderação do grau de significância ou de expressão de um impacto em relação ao fator ambiental afetado, ou a outros impactos, ou a outros aspectos do meio em que se insere (Sanchez, 2006). A análise de importância do impacto se fundamentou nos conceitos da Resolução CONAMA 1/86, com relação à expressão, origem, duração, alcance, reversibilidade e cumulatividade (Quadro 1).

Quadro 1 – Critérios para análise da importância do impacto ambiental da erosão relacionada à rodovia.

Importância	Magnitude	Expressão	Alcance	Duração	Reversibilidade	Cumulatividade
Alta	Alta suscetibilidade do terreno	Alta densidade de feições	Interfere diretamente na rodovia e atinge o recurso hídrico (regional)	Recuperação da área requer procedimento complexo	Recurso hídrico encontra-se assoreado	Existe captação para abastecimento público a jusante do recurso hídrico
Média	Média suscetibilidade do terreno	Média densidade de feições	Pode vir a interferir somente com a rodovia (local)	Recuperação da área pode ser realizada com procedimento normal de engenharia	Recurso hídrico encontra-se pouco assoreado	Recurso hídrico utilizado apenas para abastecer propriedades rurais
Baixa	Baixa suscetibilidade do terreno	Baixa densidade de feições	Não irá interferir com a rodovia	Recuperação com procedimento simples	Recurso hídrico não encontra-se assoreado	Recurso hídrico não é utilizado para abastecimento

2.4 – Estudos de detalhe – 4ª Etapa

A 4ª etapa caracterizou-se pelo detalhamento dos estudos da carta de suscetibilidade à erosão visando a subsidiar os instrumentos de gestão ambiental. Foi elaborada a carta na escala 1: 10 000 em trecho piloto da rodovia entre os quilômetros 231 e 236,7 (5,7 km), cadastrados os passivos ambientais, realizada a auditoria ambiental, elaborado o plano de recuperação de áreas degradadas e elaborado o plano de monitoramento.

Para a elaboração da carta na escala 1: 10 000 foram repetidos os procedimentos realizados para a elaboração da carta de suscetibilidade à erosão na escala 1: 50 000. A carta de declividade da área de estudo foi gerada a partir da ferramenta *Topogrid* do *software ArcGIS* versão 9.2 (ESRI®), com um *grid* de 1 m, num “*buffer*” de 200 m para cada lado da rodovia, na escala 1: 10 000, perfazendo um total de 5,67 km².

Por se tratar de uma análise de maior detalhe e por identificar na interpretação das fotografias aéreas uma ruptura positiva do relevo, foram adotados os intervalos de declividade: 0%-3%, 3%-9%, 9%-15%, 15%-45% e >45%.

Foi realizada nova etapa de campo para caracterização dos perfis de alteração típicos e conferência das unidades de suscetibilidade. Neste levantamento de campo também foi realizado o cadastro de passivos ambientais, sendo analisada a influência dos processos de erosão na integridade da rodovia, com as condições ambientais, eventualmente com a segurança dos usuários e, também, a auditoria ambiental sobre as condições do sistema de drenagem.

O levantamento dos passivos ambientais seguiu a proposta elaborada pelo DER/SP (2006a e 2006b). O método do DER/SP apresenta um *check-list*, onde são descritos a localização, o tipo de degradação, suas condicionantes e é feita uma análise da gravidade da situação, denominada de relevância do passivo ambiental.

É classificado o risco como: oferece risco, poderá oferecer risco ou não oferece risco (Carvalho, 1991). Alguns agravantes foram considerados, como: se o processo se encontrava a montante de captação de água, se ocorria em solo arenoso, se o índice pluviométrico era elevado (> 2000 mm/ano) e se existia unidade de conservação ambiental. Por último, foram considerados os atenuantes: presença de cobertura vegetal e ausência de escoamento concentrado de água.

O índice de Relevância do Passivo Ambiental (RPA) define-se como:

$$RPA = I + R + Ag - F \tag{1}$$

onde: I – Interferência (impacto do passivo); R – Risco; Ag – Agravante; F – Atenuante.

Para cálculo do RPA foram atribuídos valores a cada parcela que compõe o índice, os quais são cumulativos no caso do passivo apresentar mais de uma característica. O resultado do RPA é um critério para a priorização de intervenções e recuperação dessas áreas.

Interferência (I)

Impacto (IMP)	Valor	Peso (E)
1 – Rodovia	5	0,3
2 – Usuário	3	
3 – Lindeiro	2	

$$I = \sum_{j=1}^n IMP_j E_j \tag{2}$$

Grau de Risco (GR)

Grau de Risco (GR)	Valor	Peso (E)
1 – Oferece risco	6	0,4
2 – Pode oferecer risco c/ a evolução	4	
3 – Não oferece risco	0	

$$R = \sum_{j=1}^n GR_j E_j \quad (3)$$

Agravantes (Ag)

Aspectos Ambientais (AA)	Valor	Peso (E)
1 – Processo encontra-se a montante de ponto de captação de abastecimento público	4	0,2
2 – Processo encontra-se em solo arenoso	3	
3 – Índice Pluviométrico > 2000 mm/ano	2	
4 – Encontra-se em Unidade de Conservação - UC	1	

$$Ag = \sum_{j=1}^n AA_j E_j \quad (4)$$

Atenuantes (F)

Características Ambientais (CA)	Valor	Peso (E)
1 – Presença de cobertura vegetal	5	0,1
2 – Não há escoamento concentrado de água	5	
3 – Sem atenuantes	0	

$$F = \sum_{j=1}^n CA_j E_j \quad (5)$$

Para o levantamento da infra-estrutura de drenagem rodoviária (auditoria ambiental) foi desenvolvido um formulário na forma de um *check-list*, onde foram descritas a localização, o tipo de sistema de drenagem e as condições de funcionamento das obras de infra-estrutura. Foi considerado o conjunto composto por captação, condução e saída da água pluvial. A classificação quanto às suas condições foi dividida em quatro categorias, sendo: existente, inexistente, satisfatória, precária e parcialmente destruída.

Quando inexistente, significa que a drenagem, apesar de necessária para a rodovia, não foi implantada ou foi totalmente destruída. Quando a drenagem é existente, a classificação segue analisando a eficiência como satisfatória ou precária. A drenagem classificada como satisfatória, como o próprio nome sugere, existe e se encontra em pleno funcionamento, não necessitando de nenhum tipo de reparo. A classificação como precária indica uma situação de não funcionamento pleno, que pode ser causada por algumas situações: sub-dimensionamento, má execução, falta de algum item da drenagem (captação, condução ou dissipação) ou destruição ou falta de manutenção. Se a drenagem

está destruída, ela pode estar completamente destruída sendo necessária a reconstrução total, ou parcialmente destruída. Quando classificada como parcialmente destruída, indica que alguns dos itens da drenagem encontram-se avariados, comprometendo o seu funcionamento.

Após a realização dos trabalhos de descrição da auditoria ambiental, foi realizada uma análise de risco para cada uma das situações. A classificação foi efetuada por meio da avaliação de perigo que oferecem em relação à possibilidade de gerar danos aos usuários, ao meio ambiente e à população lindeira, com a seguinte classificação:

- **Baixa:** não oferece perigo ao meio ambiente e/ou à saúde dos usuários e da população lindeira;
- **Média:** pode vir a oferecer perigo ao meio ambiente e/ou à saúde dos usuários e da população lindeira;
- **Alta:** oferece perigo ao meio ambiente e/ou à saúde dos usuários e da população lindeira:
 - Ameaça à saúde humana e a segurança - situações de diferentes naturezas que coloquem em risco a saúde dos usuários e da população;
 - Ameaça às condições ambientais dos recursos hídricos: (i) acidente causando assoreamento; (ii) impacto visual.

Com os resultados da carta de suscetibilidade à erosão, da auditoria ambiental e do plano de recuperação de passivos ambientais foi possível a elaboração do plano de monitoramento ambiental. O plano de monitoramento ambiental foi elaborado por meio da definição de seis ferramentas: método de monitoramento, periodicidade, áreas a serem monitoradas, procedimentos a serem observados, limitações do método e parâmetros para análise de desempenho ambiental. O método e a periodicidade foram definidos com base nas respostas dos questionários e entrevistas realizadas.

A priorização das áreas a serem monitoradas foi definida com base nas cartas (Sanchez, 2006), auditoria ambiental e no plano de recuperação de áreas degradadas. Os procedimentos a serem observados durante o monitoramento ambiental foram elaborados com base na auditoria ambiental e no plano de recuperação de áreas degradadas. Estes procedimentos fundamentam-se na prevenção da erosão e no planejamento do controle.

Utilizando-se das cartas, também foram considerados os indicadores das condições do meio ambiente do empreendimento, a sua área de influência, as consequências dos impactos e danos ambientais causados pela sua operação e as ações para a recuperação das áreas degradadas pelas erosões. Os parâmetros de desempenho ambiental foram definidos para a comparação entre o estado atual da rodovia e as melhorias que podem vir a ser implementadas. Também são propostos indicadores de desempenho ambiental e, em conjunto, um método de mensuração para os processos erosivos. A mensuração visa a quantificação, deixando de ser utilizada a análise apenas qualitativa, conforme a proposta de Romanini (s/data).

Por último, na Quinta etapa - Conclusão foi finalizada a pesquisa por meio da integração dos dados das cartas de suscetibilidade e do desenvolvimento dos instrumentos de gestão ambiental, visando a sua aplicação.

3 – RESULTADOS

Os resultados estão organizados em três itens principais: a) análise da Gestão Ambiental dos órgãos rodoviários; b) análise da utilização das cartas de suscetibilidade à erosão e c) integração dos dois temas por meio do desenvolvimento dos instrumentos de Gestão Ambiental.

3.1 – Resultados da análise da gestão ambiental em órgãos rodoviários

Os resultados são apresentados por meio da análise dos questionamentos realizados com os órgãos rodoviários e com os técnicos de empresas de consultoria.

3.1.1 – Entrevistas semi-estruturadas com os gestores ambientais dos órgãos rodoviários

As entrevistas semi-estruturadas foram realizadas em dez organizações distintas, sendo nove estaduais e uma federal, todas responsáveis pelo gerenciamento de rodovias. Essas organizações possuem diferentes características sociais. Quatro delas são autarquias dos governos estaduais. Destas, duas são organizadas como departamentos, sendo uma estadual e outra federal. Uma delas é uma Secretaria de Estado, onde não existe um órgão específico para gerenciar as rodovias. Entre os órgãos entrevistados existe ainda uma única empresa estatal, além de duas agências reguladoras.

Com relação ao questionamento sobre a existência de um Sistema de Gestão Ambiental – SGA, 30% responderam que não existe SGA, porém consideram que está em implantação, e 70% responderam que existe SGA. No entanto, durante o transcorrer das entrevistas verificou-se que em apenas um órgão está sendo implantado o SGA, com base na norma ISO 14 000. Também, para 70% o SGA serve apenas para atender às exigências da legislação. Apenas 10% dos órgãos consideram que o SGA está implantado em todas as fases dos empreendimentos rodoviários, enquanto 70% consideram que o SGA está implantado apenas nas fases preliminares (projeto e obra).

Para 50% dos órgãos, nenhuma ação preventiva está prevista no SGA (Figura 3) e para 40% algum tipo de ação preventiva é desencadeada pelo SGA. Todos consideram que a vistoria técnica é fundamental para a coleta de dados. Para o armazenamento dos dados, 40% utilizam fichas de vistoria (protocolos). Apenas 20% dos órgãos possuem um banco de dados sobre os passivos ambientais (Figura 4). Não existem instrumentos de gestão que obriguem o órgão a monitorar e a recuperar estas áreas de forma planejada e contínua, com o objetivo de eliminá-las.



Fig. 3 – Respostas sobre as ações preventivas do Sistema de Gestão Ambiental.

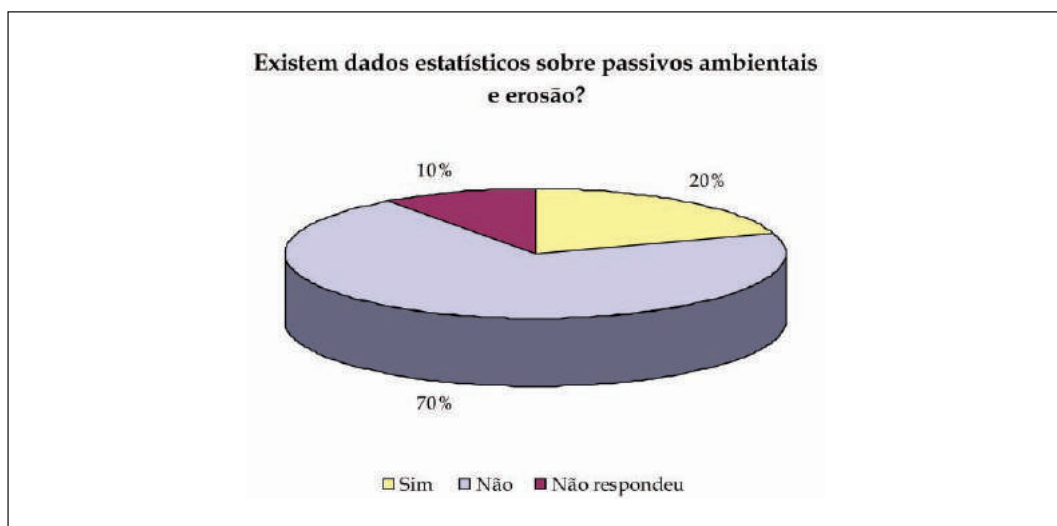


Fig. 4 – Respostas sobre a existência de banco de dados sobre passivos ambientais.

3.1.2 – Questionários para técnicos especialistas em meio ambiente rodoviário

O questionário elaborado foi composto por 17 questões organizadas em blocos de assuntos distintos, com base em perguntas diretas e fechadas, para que fosse evitada a interpretação dos técnicos. O questionário foi encaminhado via correio eletrônico para 16 técnicos de empresas de consultoria. Destes, foram obtidas 14 respostas (87,5%), índice que pode ser considerado muito alto, já que Bernard (1988) relata que, em média, apenas 25% dos questionários encaminhados pelo correio são respondidos.

Em relação à forma de análise da erosão, 65% consideraram que esta pode ser analisada de forma qualitativa e quantitativa, 21% apenas quantitativa e 15% apenas qualitativa. Por aqueles que consideraram que a análise deve ser quantitativa, foram citados os seguintes parâmetros de análise: número de feições, densidade de feições de erosão por quilômetro de rodovia, dimensão das feições, assoreamento, volume de material mobilizado e risco que a erosão oferece.

Quanto ao monitoramento de empreendimentos rodoviários, todos os entrevistados consideraram que devem ser realizadas visitas técnicas para o monitoramento ambiental de rodovias. Também, uma maioria recomendou a utilização de imagens aéreas.

Com relação à periodicidade para o monitoramento, 61% citaram que a época do ano deve definir a periodicidade, explicitando que nos períodos chuvosos deve ser com espaçamentos mais curtos (semanal) e, no restante do ano, com maior periodicidade (mensal).

Para a análise da utilização de cartas geotécnicas, foi constatado que esta ferramenta é conhecida por todos os técnicos; no entanto, apenas 15% afirmaram que já a utilizaram como base para o monitoramento ambiental de empreendimentos lineares, e outros 36% já a utilizaram para a Avaliação de Impacto Ambiental. Porém, 57% dos participantes na avaliação nunca utilizaram cartas geotécnicas para trabalhos ambientais em quaisquer fases do empreendimento. Foi comentado por três participantes que as cartas geotécnicas não estão disponíveis, ou estão disponíveis em escalas incompatíveis com a aplicação.

3.2 – Resultados da análise das cartas de suscetibilidade à erosão em diferentes escalas

Os resultados obtidos são apresentados por meio da análise de levantamentos básicos disponíveis em escala regional (1: 500 000 e 1: 1 000 000) e do produto final da elaboração das cartas de suscetibilidade à erosão nas escalas 1: 10 000 e 1: 50 000.

3.2.1 – Análise dos dados regionais

Foi realizado um levantamento com base em mapas e cartas temáticas em diferentes escalas, com as quais foi possível a definição mais precisa da área de estudo e a caracterização preliminar do meio físico. O resultado da interpretação destes mapas gerou um quadro resumo (Quadro 2), onde se verifica a existência de três grandes compartimentos geomorfológicos na área de estudo. Foram utilizados os seguintes mapas: Mapa Geológico do Estado de São Paulo 1: 500 000 (Almeida *et al.*, 1981); Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo 1: 1 000 000 (Ponçano *et al.*, 1981); Mapa Pedológico do Estado de São Paulo 1: 500 000 (Oliveira *et al.*, 1999); e Carta Geotécnica do Estado de São Paulo 1: 500 000 (Nakazawa *et al.*, 1994).

Quadro 2 – Síntese do meio físico da área de estudo.

	GEOMORFOLOGIA	GEOLOGIA	PEDOLOGIA	PROCESSOS DO MEIO FÍSICO
SP 300	Escarpas da Serra de Botucatu, vertentes com perfis retilíneos, formadas por ruptura positiva do relevo colinoso, com declividade predominante superior a 20%. Amplitude de 150m a 200m.	Rochas ígneas da Formação Serra Geral composta por basaltos toleíticos em forma de derrames, sills ou diques. Por vezes, ocorrem intercalações de arenitos da Formação Botucatu.	Solos pouco desenvolvidos e com espessura reduzida. Nossolos Litólicos e Cambissolos.	Alta suscetibilidade a escorregamentos em solo e rocha.
	No reverso da cuesta, colinas amplas a médias com predomínio de interflúvios superiores a 4 km ² e declividades suaves variando entre 10 a 20 %. Amplitude de 20m a 100m. Predomínio de vertentes retilíneas a convexas. Baixa a média densidade de drenagem, vales fechados.	Rochas sedimentares da Formação Marília composta por arenitos de granulação grossa a fina, imaturos, pouco coesos, conglomeráticos com clastos arenosos e de calcário. Depósitos arenosos Teciários-Quaternários nos topos das colinas. Rochas ígneas da Formação Serra Geral composta por basaltos toleíticos em forma de derrames, sills ou diques nos fundos de vale e em pontos localizados de relevos mais suaves (sills ou diques).	Solos bem desenvolvidos do tipo Latossolo e solos mal desenvolvidos do tipo Neossolo Quartzarênico. Solos de textura média arenosa a extremamente arenosa. São permeáveis, friáveis e pouco coesos. Nos basaltos ocorrem principalmente Cambissolos nas declividades mais ascentuadas e localizadamente em declividades mais suaves ocorrem solos bem desenvolvidos do tipo Latossolo Vermelho fêrrico. Textura argilosa. São permeáveis devido a presença de macroporos.	Alta a Muito Alta suscetibilidade a erosão por: • Sulcos; • Ravinas e • Boçorocas Média suscetibilidade à ocorrência de colapsos no solo nos locais onde ocorrem basaltos em relevo mais suave. Baixa suscetibilidade a outros processos do meio físico.
	Na depressão periférica, colinas médias a amplas com predomínio de interflúvios entre 1 e 4km ² e declividades variando em torno de 10 a 20 %. Amplitude de 20m a 100m. Predomínio de vertentes retilíneas a convexas. Baixa a média densidade de drenagem, vales abertos.	Rochas sedimentares da Formação Botucatu composta por arenitos de granulação fina a média, grãos bem arredondados e bem selecionados. Formação Pirambóia composta por arenitos de granulação fina a média, localmente com arenitos grossos. Depósitos arenosos Teciários-Quaternários nos topos das colinas.	Solos bem desenvolvidos do tipo Latossolo e eventualmente solos mal desenvolvidos do tipo Neossolo Quartzarênico. Solos de textura média arenosa a extremamente arenosa. São permeáveis, friáveis e pouco coesos.	Alta a Muito Alta suscetibilidade a erosão por: • Sulcos; • Ravinas e • Boçorocas

3.2.2 – Estudos de semi-detulhe na escala 1: 50 000

Como produtos dos trabalhos para a elaboração da carta de suscetibilidade à erosão foram obtidos: quantificação das feições de erosão; interpretação das unidades do terreno nas imagens aéreas; mapa de declividade; descrição dos perfis de solos das unidades; descrição das unidades do terreno; e elaboração do instrumento de Caracterização de Impacto Ambiental.

Foram definidas cinco unidades do terreno, sendo que uma delas apresenta duas subclasses: Unidade I – Várzeas e fundos de vale; Unidade II – Cuesta da Serra de Botucatu; Unidade III – Vertentes íngremes nos arenitos; Unidade IV – Topos de colinas nos arenitos; e Unidade V – Arenitos no reverso da cuesta.

3.2.2.1 – Unidade I – Várzeas e fundos de vale

As planícies fluviais variam de 20 a 700 m de largura, com declividade entre 0 e 3%, formadas por sedimentos quaternários e depósitos mais recentes. Os fundos de vale mais restritos possuem larguras menores, porém a sua formação geológica é mais diversificada. Possuem solo aluvial e terraços fluviais que definem solos do tipo Gleissolos de cor cinza com intercalação de camadas orgânicas (Figura 5). Nas margens dos córregos podem ocorrer solapamentos de margem fluvial. Estes processos ocorrem principalmente em locais de retrabalhamento dos terraços fluviais e assoreamentos mais recentes, onde o canal fluvial busca um novo posicionamento devido a uma mudança qualquer imposta em seu regime hídrico. Dada a baixa declividade, também são áreas sujeitas a assoreamento proveniente de processos erosivos nas vertentes da bacia hidrográfica.

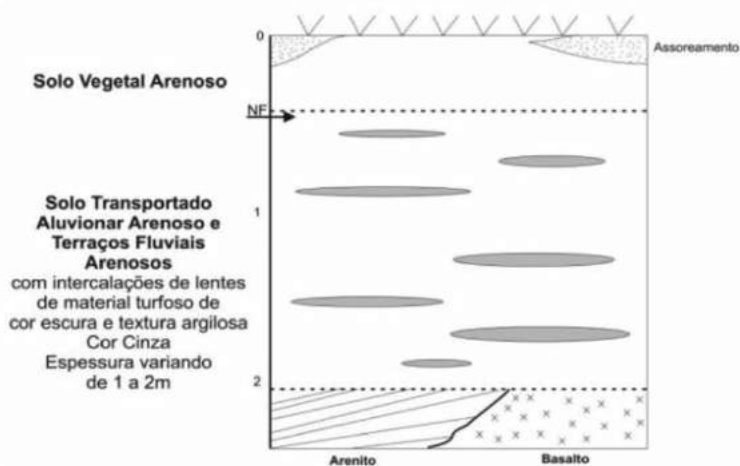


Fig. 5 – Perfil de alteração típico da Unidade I – Várzeas e fundos de vale.

3.2.2.2 – Unidade II – Cuesta da Serra de Botucatu

A unidade II é definida pelas frentes das escarpas da Serra de Botucatu, feição também conhecida como cuesta. A cuesta da Serra de Botucatu possui desnível da ordem de 250 m e declividades superiores a 20%. Ocorrem basaltos com pequenas intercalações de arenitos da Formação Botucatu (*inter trap*). Os solos são geralmente coluviais, rasos (< 1 m) do tipo Neossolo Litólico ou Cambissolo e, localmente, podem ocorrer depósitos de tálus (Figura 6). A erosão ocorre na forma de sulcos e ravinas nas encostas, porém predominam os processos de escorregamento. Nestes locais a gênese dos processos de erosão e escorregamentos estão, por vezes, associadas. Existem casos em que o escorregamento de encosta ocorre primeiramente deixando o solo desprotegido e favorecendo a instalação de sulcos ou ravinas. Também existem casos em que ocorrem sulcos e ravinas com maior intensidade e que o seu aprofundamento leva à geração de escorregamentos nas encostas da serra.

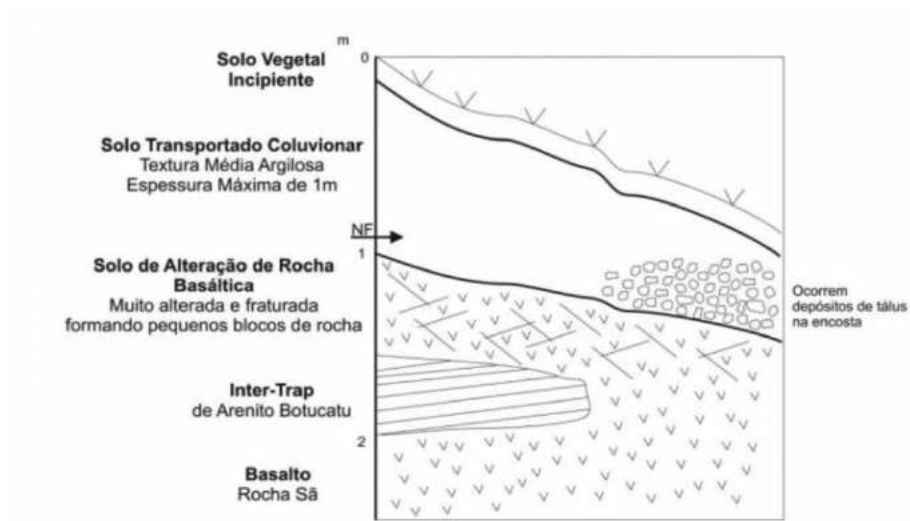


Fig. 6 – Perfil de alteração típico da Unidade II – Cuesta da Serra de Botucatu.

3.2.2.3 – Unidade III – Vertentes íngremes dos arenitos

Formam esta unidade os arenitos das Formações Pirambóia e Botucatu, nas suas vertentes mais íngremes definidas pelas rupturas positivas do relevo sobre estes tipos rochosos, na Depressão Periférica. Nestas áreas predominam declividades acima de 20% e o desnível é de cerca de 40 m a 150 m. Os solos são predominantemente rasos (< 1 m), Neossolos Litólicos, com ocorrência de Argissolos Vermelho-Amarelos de textura arenosa em porções mais suaves e paredes rochosas (Figura 7). São áreas extremamente suscetíveis à erosão, principalmente em cabeceiras de drenagem, onde se formam pequenas manchas de solos Gleissolos. Nos limites com a Unidade IV, existe um grande potencial de formação de erosão devido à ruptura positiva e mudança brusca do relevo, aumentando a declividade. Podem formar-se principalmente ravinas, além de escorregamentos.

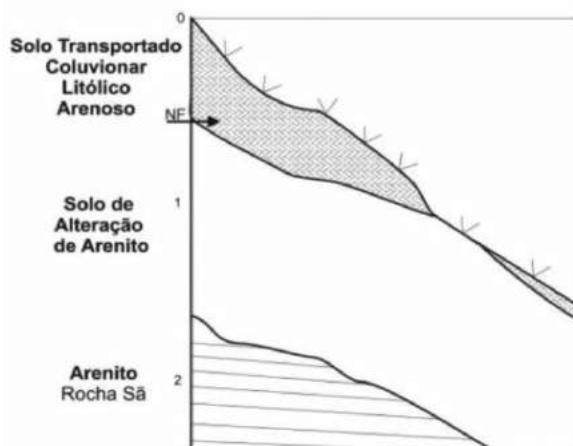


Fig. 7 – Perfil de alteração típico da Unidade III – Vertentes íngremes dos arenitos.

3.2.2.4 – Unidade IV – Topos de colinas nos arenitos

Formam esta unidade os arenitos das Formações Pirambóia, Botucatu e de Formações Terciárias na Depressão Periférica, Arenitos da Formação Marília e também de Formações Terciárias no reverso da cuesta, em topos de colinas com declividade predominante entre 0 e 10%. Ocorrem Latossolos Vermelho-Amarelo arenosos e, ocasionalmente, Neossolos Quartzarênicos. Correspondem a solos lateríticos e também de origem coluvionar com espessura variando de 2 a 15 m (Figura 8). São extremamente suscetíveis à erosão, principalmente nas cabeceiras de drenagem, onde localmente podem ocorrer solos Gleissolos. Quando o processo erosivo ocorre, pode atingir grandes proporções devido à textura arenosa do solo e à sua grande espessura. Na Depressão Periférica, nos limites com a Unidade III, existe um grande potencial de formação de erosão devido à ruptura positiva e mudança brusca do relevo, aumentando a declividade, principalmente nas cabeceiras de drenagem.

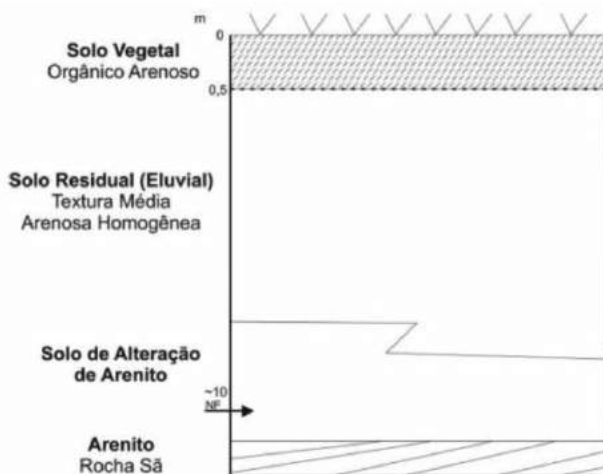


Fig. 8 – Perfil de alteração típico da Unidade IV – Topos de colinas nos arenitos.

3.2.2.5 – Unidade V – Arenitos no reverso da cuesta

Formam esta unidade os arenitos da Formação Marília e de Formações Terciárias em topos de morro com declividade predominante entre 0 e 20%. No reverso da cuesta formam-se, predominantemente, solos lateríticos do tipo Latossolos Vermelho-Amarelo com textura arenosa-argilosa e com textura argilosa-arenosa. Também ocorrem Latossolos Vermelhos e Argissolos Vermelho-Amarelo (Figura 9). A espessura desses solos varia de 2 a 8 m, aproximadamente, sendo mais espessos nos topos das colinas e menos espessos nas suas vertentes devido à diferença de declividade. A suscetibilidade à erosão varia de baixa a média, porém quando o processo erosivo ocorre, pode atingir grandes proporções devido à textura do solo e à sua grande espessura, que varia de 2 a 8 m e ao nível freático que em alguns locais é bastante raso, cerca de 2 m de profundidade.

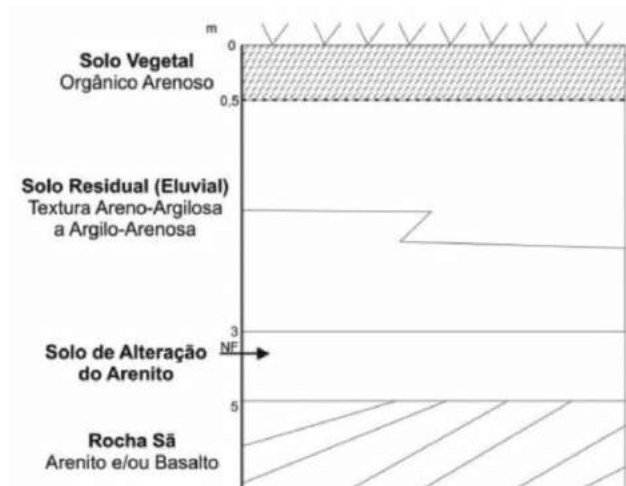


Fig. 9 – Perfil de alteração típico da Unidade V – Arenitos no reverso da cuesta.

Ao todo, foram interpretadas 48 feições de erosão nos 70,4 km² da área de estudo, o que resulta numa concentração de 0,6 feição de erosão por quilômetro quadrado. Destas, 27 feições estão relacionadas à rodovia, ou seja, 56% (Quadro 3).

Quadro 3 – Resultados da interpretação das feições de erosão na área de estudo.

Dados Unidades Suscetibilidade	Área das unidades em km²	Números de feições de erosão fotointerpretadas por unidade	Índice de concentração de erosões por km² de cada unidade	Extensão da rodovia em km dentro de cada unidade	Número de feições de erosão relacionada à rodovia	Índice de concentração de erosão relacionada à extensão em km de rodovia
Unidade I – Várzeas e fundos de vale	8,83	1	0,11	3,28	1	0,31
Unidade II – Cuesta da Serra de Botucatu	5,45	9	1,65	4,29	4	0,93
Unidade III – Vertentes íngremes dos arenitos	28,22	23	0,81	6,79	17	2,5
Unidade IV – Topos de colinas nos arenitos	23,34	15	0,64	14,84	5	0,34
Unidade V – Arenitos no reverso da cuesta	6,45	0	0	2,99	0	0

3.2.3 – Resultados da elaboração dos instrumentos de gestão ambiental para a escala de semi-detálhe

Nesta etapa da pesquisa foi possível o desenvolvimento da Caracterização de Impacto Ambiental. Trata-se da análise de um empreendimento em operação de âmbito regional, cujos impactos são presentes, a análise refere-se a um único impacto (erosão) e foi elaborada por um único técnico de uma área específica do conhecimento. Para cada uma das unidades dos terrenos foram analisados esses aspectos conforme apresentado na síntese do Quadro 4. A descrição da Caracterização de Impacto Ambiental - CIA é apresentada a seguir.

Quadro 4 – Síntese da Caracterização de Impacto Ambiental – CIA para a escala de semi-detálhe.

Unidade	Tipo de impacto ambiental que ocorre	Magnitude do impacto ambiental	Tempo de duração do impacto ambiental	Alcance do impacto ambiental	Reversibilidade do impacto ambiental	Importância do impacto ambiental
I	Assoreamento	Alta	Longo	Regional	Parcialmente reversível a irreversível	Alta
	Solapamento de margem fluvial	Baixa	Longo	Regional	Irreversível	Baixa
II	Erosão por sulcos	Média	Longo	Regional	Irreversível	Média
III	Erosão por sulcos e ravinas	Alta	Longo	Regional	Irreversível	Alta
IV	Erosão por sulcos, ravinas e boçorocas	Alta	Longo	Regional	Parcialmente reversível a irreversível	Alta
V	Erosão por sulcos, ravinas e boçorocas	Média	Longo	Local	Parcialmente reversível a irreversível	Média

3.2.4 – Estudos geológico-geotécnicos de detalhe

Como produtos dos trabalhos da elaboração da carta de suscetibilidade à erosão na escala 1: 10 000, foram obtidos os mesmos da elaboração dos estudos na escala 1: 50 000. A fotointerpretação foi realizada utilizando-se do mesmo método e dos mesmos materiais disponíveis para os levantamentos realizados anteriormente na escala de semi-detálhe. A diferença em relação à etapa anterior é que a unidade IV foi subdividida por meio do mapeamento de rupturas positivas nas vertentes que evidenciavam alguma descontinuidade. Foram definidas uma unidade nos topos de colinas e outra nas vertentes menos íngremes das colinas nos domínios dos arenitos. Esta diferenciação em relação à etapa anterior foi possível em razão da escala de apresentação e das investigações anteriormente realizadas.

No Quadro 5 é apresentada a relação entre a carta na escala 1: 10 000 e a concentração das feições erosivas. Os maiores índices de concentração de erosão estão relacionados às Unidades II e III, escarpas da Serra de Botucatu e escarpas internas nos arenitos. A Unidade VI possui índice de concentração de erosão um pouco menor que a média da área de estudo. No entanto, as feições de erosão observadas nestes terrenos são as de maior porte, mais graves e de maior poder de destruição.

Quadro 5 – Análise das feições de erosão pelas unidades da carta de detalhe.

Dados Unidades Suscetibilidade	Área das unidades em km²	Números de feições de erosão fotointerpretadas por unidade	Índice de concentração de erosões por km² de cada unidade	Extensão da rodovia em km dentro de cada unidade	Número de feições de erosão relacionada à rodovia	Índice de concentração de erosão relacionada à extensão em km de rodovia
Unidade I – Várzeas e fundos de vale	0,61	0	0,0	0,517	0	0,0
Unidade II – Cuesta da Serra de Botucatu	1,03	3	2,92	1,644	3	1,82
Unidade III – Vertentes íngremes dos arenitos	1,58	4	2,54	1,200	0	0,0
Unidade IV – Topos de colinas nos arenitos	0,57	0	0,0	1,218	0	0,0
Unidade V – Arenitos no reverso da cuesta	0,10	0	0,0	0	0	0,0
Unidade VI – Vertentes em arenitos	1,78	2	1,12	1,111	2	1,80

Para os processos relacionados à rodovia observa-se que nas escarpas da Serra de Botucatu existe um índice alto de ocorrência de feições também observada nas vertentes em arenitos.

Os intervalos de declividade utilizados foram redefinidos por se tratar de uma análise de maior detalhe e com base na interpretação das fotografias aéreas, assim sendo: 0%-3%, 3%-9%, 9%-15%, 15%-45% e >45%.

Em relação ao levantamento realizado na escala 1: 50 000, foi definida uma nova unidade caracterizada pelos terrenos de vertentes em arenitos, a partir do desmembramento das unidades III e IV. As outras unidades foram mantidas, obviamente com alguns ajustes com relação ao seu traçado devido ao detalhamento da escala.

As vertentes em arenitos, unidade VI, foram definidas pela primeira ruptura positiva do relevo, a partir do topo, até os fundos de vale ou até a ruptura mais pronunciada das escarpas internas dos arenitos. A declividade predominante nestes terrenos varia entre 10% e 15%, podendo ocorrer pequenas áreas com declividade superiores.

São áreas onde os solos são geralmente transportados coluvionares, porém podem ocorrer solos residuais, com predomínio de Argissolos Vermelho-Amarelos, areno-argilosos, com espessura que variam de 1 a 4 m (Figura 10).

São áreas onde ocorre uma intensa erosão laminar que evolui formando sulcos, porém os processos lineares predominantes são de grande porte, como, ravinas e boçorocas.

A seguir é apresentado um novo quadro de caracterização do impacto ambiental (Quadro 6), com todas as unidades presentes na carta na escala 1: 10 000. Houve mudanças na análise da unidade III, em razão do distanciamento desta unidade em relação à rodovia em razão da definição da nova unidade VI -Vertentes em arenitos.

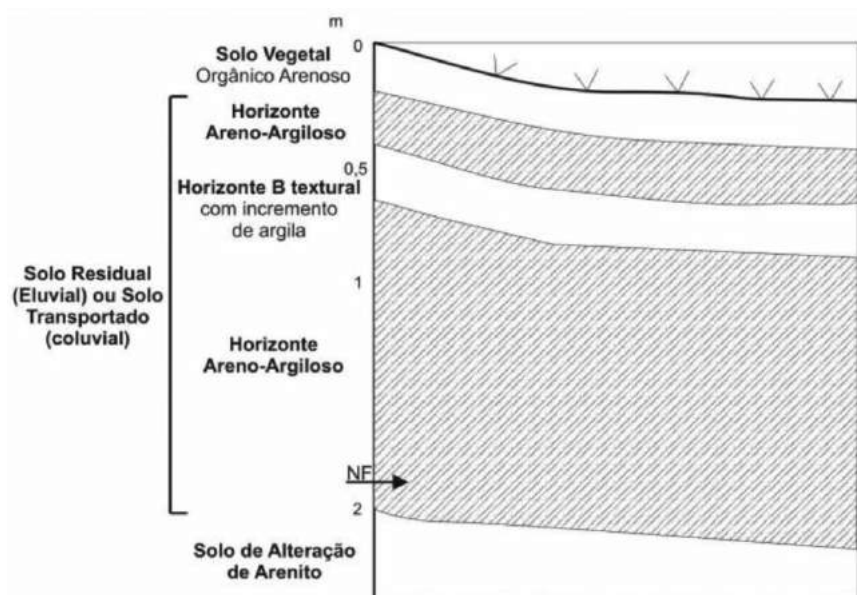


Fig. 10 – Perfil de alteração típico da Unidade VI – Vertentes em arenitos.

Quadro 6 – Síntese da Caracterização de Impacto Ambiental – CIA para a escala de detalhe.

Unidade	Tipo de impacto ambiental que ocorre	Magnitude do impacto ambiental	Tempo de duração do impacto ambiental	Alcance do impacto ambiental	Reversibilidade do impacto ambiental	Importância do impacto ambiental
I	Assoreamento	Alta	Longo	Regional	Parcialmente reversível a irreversível	Alta
	Solapamento de margem fluvial	Baixa	Longo	Regional	Irreversível	Baixa
II	Erosão por sulcos	Média	Longo	Regional	Irreversível	Média
III	Erosão por sulcos e ravinas	Média	Longo	Regional	Irreversível	Média
IV	Erosão por sulcos, ravinas e boçorocas	Alta	Longo	Regional	Parcialmente reversível a irreversível	Alta
V	Erosão por sulcos, ravinas e boçorocas	Média	Longo	Local	Parcialmente reversível a irreversível	Média
VI	Erosão por sulcos ravinas e boçorocas	Alta	Longo	Regional	Parcialmente reversível a irreversível	Alta

3.3 – Instrumentos de gestão ambiental desenvolvidos com base nos levantamentos específicos

Com base nos levantamentos específicos puderam ser desenvolvidos os instrumentos de: Auditoria Ambiental; Recuperação de Áreas Degradadas; e Monitoramento Ambiental.

3.3.1 – Auditoria ambiental

Foram cadastrados cinco conjuntos de sistemas de drenagem em aproximadamente cinco quilômetros de rodovia (Quadro 7). Para estas áreas foi feito um ensaio sobre os equipamentos de infra-estrutura de drenagem necessários para a estabilização e prevenção da erosão, com uma estimativa de custos de implantação. Os locais considerados mais críticos foram: o 1º entre o km 233 e 234 (erosão nos arenitos), o 3º no km 235 (erosão nos arenitos) e o 5º entre o km 236 e 238 (escorregamentos na serra).

3.3.2 – Recuperação de áreas degradadas

Foram registrados 24 passivos ambientais relacionados com a erosão, distribuídos em 33 km de rodovia, o que indica uma concentração de 0,72 passivo por quilômetro. O índice é muito alto se comparado ao índice de 1 passivo a cada 10 quilômetros de rodovia apresentado em DER (2006b).

Os investimentos previstos para a realização das obras de recuperação dos passivos ambientais foram elaborados com base na Tabela de Preços Unitários - TPU do DER/SP de março de 2008. A estimativa de custos foi realizada apenas com base em observações do local e não sobre um projeto executivo e, desta forma, assume caráter apenas ilustrativo para se ter uma noção da ordem de grandeza dos recursos financeiros necessários.

Os cálculos do índice de Relevância do Passivo Ambiental – RPA indicam que existem 11 áreas a serem monitoradas rotineiramente, pois oferecem risco médio a alto (Quadro 8). Todos os passivos possuem o agravante de estarem em solo arenoso, localizados a montante de captação de água e poucos possuem atenuante.

Podemos considerar como os passivos ambientais que necessitam de ações imediatas (no prazo de um ano), aqueles cujos valores do RPA são superiores a 6. Os passivos que se enquadram neste critério são 3, 7, 13 e 25.

Um segundo grupo classificado como de gravidade intermediária pode ser definido entre os valores de RPA de 4 a 5,9. Encontram-se neste grupo os passivos ambientais 2, 4, 6, 10, 12, 19, 20, 31 e 33. Estas áreas devem prever a intervenção para estabilização dos processos erosivos e recuperação da área degradada em prazo entre um e três anos.

O terceiro grupo foi classificado como gravidade baixa para os valores de RPA inferiores a 4. Encontram-se neste grupo os passivos ambientais 8, 11, 30, 32 e 34. O prazo para a realização das intervenções pode ser previsto como sendo no máximo de 3 anos, pois considera-se que quanto mais rápida for a recuperação destas áreas, menor é a possibilidade de agravamento da situação.

Quadro 7 – Resultado da auditoria ambiental e estimativa dos recursos financeiros para recuperação do sistema de drenagem.

Número do Sistema de drenagem	Km inicial do sistema de drenagem	Km final do sistema de drenagem	Análise da situação do sistema de drenagem	Análise de risco da situação do sistema de drenagem	Necessidade de itens para recuperação ou implantação do sistema de drenagem	Custo estimado das unidades dos itens de drenagem R\$	Custo estimado dos conjuntos de itens de drenagem R\$
1	233+000	234+000	Existente Insatisfatória Precária	Risco médio à erosão e risco alto de acidentes	400 m de canaleta	125,00	50 000,00
					20 dissipadores	600,00	12 000,00
					5000 m³ mov terra	35,00	175 000,00
					5000 m² proteção grama	5,00	25 000,00
					20 caixas de retenção de sedimentos	750,00	15 000,00
Total	R\$277 000,00						
2	234+600	234+800	Inexistente	Risco médio de alagamento e risco médio de acidentes	200 m de canaleta	125,00	25 000,00
					02 dissipadores	600,00	1200,00
					200 m³ mov. terra	35 000	7000,00
Total	R\$33 200,00						
3	235+000	235+150	Existente Insatisfatória Parcialmente destruída	Risco muito alto à erosão que pode comprometer a plataforma da rodovia e risco médio de acidentes	150 m de canaletão	320,00	48 000,00
					02 dissipadores	600,00	1200,00
					02 escadas hidráulicas	5.000,00	10 000,00
					5000 m³ mov. terra	35,00	175 000,00
					5000 m² proteção-grama	5,00	25 000,00
Total	R\$259 200,00						
4	235+500	235+700	Inexistente	Risco médio de acidentes	100 m de canaleta	125,00	12 500,00
					01 dissipador	600,00	600,00
					100 m³ mov. terra	35,00	3500,00
Total	R\$16 600,00						
5	236+000	238+000	Inexistente	Risco alto de erosão e risco alto de acidentes	1000 m de canaleta	105,00	105 000,00
					06 dissipadores	1 200,00	7200,00
					1000 m³ mov. terra	35,00	35 000,00
					1000 m² de proteção grama	5,00	5000,00
Total	R\$152 200,00						
Total Geral	R\$738 200,00						

Quadro 8 – Análise financeira dos passivos ambientais cadastrados na área de estudo.

Nº da ficha de campo de cadastro do passivo ambiental	Localização do passivo ambiental no quilômetro da rodovia	Oferece risco à rodovia, usuários ou lindeiros	Análise sobre atenuante	Valor do cálculo do RPA	Investimento estimado de recuperação da área do passivo ambiental em reais (R\$)
2	223+900	Rodovia e usuários	Não	5	5150,00
3	224+500	Rodovia, usuários, lindeiros	Não	6,4	636 200,00
4	227+100	Rodovia, usuários, lindeiros	Não	5,6	124 100,00
6	227+500	Rodovia e usuários	Não	5,8	33 850,00
7	227+700	Rodovia, usuários, lindeiros	Não	6,4	88 850,00
8	228+100		Sim	2,1	5000,00
10	230+100	Rodovia	Não	4,9	25 350,00
11	231+300	Rodovia	Sim	3,6	16 750,00
12	233+300	Usuários e lindeiros	Não	4,9	277 000,00*
13	235+000	Rodovia, usuários e lindeiros	Não	6,4	259 200,00*
19	236+100	Rodovia	Não	5,1	33 200,00
20	236+700	Rodovia	Não	5,1	10 650,00
25	237+900	Rodovia	Não	6	23 100,00
30	224+700	Lindeiros	Sim	2,2	1000,00
31	228+300	Usuários e lindeiros	Não	4,9	1300,00
32	228+500	Lindeiros	Sim	2,2	35 700,00
33	238+100	Rodovia	Não	5,1	10 650,00
34	234+700	Lindeiros	Não	3,2	1000,00
Total					R\$1 051 850,00
* Custos contabilizados anteriormente para a recuperação do sistema de drenagem. Não estão considerados no cálculo do montante total para a recuperação dos passivos ambientais.					

3.3.3 – Monitoramento ambiental

Com base nos resultados das entrevistas e questionários sugere-se que o método para a realização dos trabalhos deva ser pautado nas vistorias técnicas de campo (inspeções) e também na análise de imagens aéreas do trecho a ser vistoriado. Tais observações devem ser formalmente registradas e arquivadas em um banco de dados.

A análise de imagens aéreas deve ser realizada anualmente no período que antecede a adequação da infra-estrutura rodoviária (sistema de drenagem) e a recuperação das áreas dos passivos ambientais cadastrados. Após a realização desses serviços, a periodicidade de análise de imagens aéreas pode ser espaçada para três anos.

Para as áreas com maior potencial de acidentes e impactos ambientais, as inspeções de rotina antes da adequação da infra-estrutura rodoviária devem ser previstas com a periodicidade relacionada a cada evento chuvoso anômalo (maior intensidade ou acúmulo), independente da estação climática. Imediatamente após estes eventos, deve-se realizar a inspeção.

No entanto, as inspeções devem ser realizadas no mínimo mensalmente, durante a estação chuvosa (outubro a abril). Durante os meses de estiagem (maio a setembro), as inspeções devem ser realizadas no mínimo a cada dois meses. Esta mesma periodicidade deve ser adotada após a adequação da infra-estrutura rodoviária.

As inspeções preventivas de verão são as últimas inspeções ordinárias do período de estiagem. Devem ser realizadas no mês de setembro e têm o objetivo de identificar a falta de medidas preventivas que possam comprometer a segurança e o meio ambiente e indicar a aplicação das mesmas.

Em casos de emergência, ou seja, da deflagração de um processo erosivo inesperado ou accidental, que coloque em risco a segurança dos usuários e do meio ambiente, deve-se realizar uma inspeção de emergência imediatamente após o evento, para a definição de medidas de restauração das condições desejáveis de segurança e de qualidade ambiental.

As áreas com maior potencial de acidentes ou de causarem impacto ambiental são os passivos ambientais de gravidade média e alta, os sistemas de drenagens indicados pela auditoria ambiental e as unidades da carta consideradas de alta a muito alta suscetibilidade à erosão.

Os treze passivos ambientais considerados neste quesito são: 2, 3, 4, 6, 7, 10, 12, 19, 20, 25, 31 e 33. Os trechos de drenagem considerados neste quesito são: 1, 3 e 5.

São consideradas com alto potencial de acidentes ou de causarem impacto ambiental os trechos de rodovia inseridos no contexto das unidades: II-Escarpas na Serra de Botucatu, IV-Arenitos nos topos de colinas, e VI-Vertentes em arenitos.

O método proposto de monitoramento avalia por meio de inspeções apenas as condições da rodovia, da sua faixa de domínio e seus arredores mais próximos. O monitoramento e a análise regional para a avaliação dos impactos ambientais das drenagens de jusante podem ser realizados apenas quando se utiliza imagens aéreas.

A análise de desempenho ambiental do trecho da rodovia se divide em duas fases: a fase pré-instalação completa das melhorias no sistema de drenagem e recuperação dos passivos ambientais e, posteriormente, a fase após essas intervenções.

Para a análise de desempenho ambiental em relação aos processos de erosão é definido um peso com um total de 100 pontos. A partir deste total serão subtraídos os pontos referentes a cada um dos instrumentos de medição que não atenderem aos quesitos definidos.

Independente das fases de pré-instalação ou pós-instalação das melhorias no sistema de drenagem e recuperação dos passivos ambientais e, como premissa, considera-se que não devem se formar novos processos erosivos de grande porte (ravinas e boçorocas). Esta premissa pode ser considerada, pois após os estudos realizados, é possível por meio do monitoramento a indicação e a adoção de medidas preventivas antes que se formem novos processos de erosão.

Como ponto de partida, este parâmetro é considerado com peso 20, porém se ocorrer um processo erosivo de grande porte, os 20 pontos são retirados.

Antes da implantação de todas as melhorias ambientais, propõe-se ter como indicadores para a análise de desempenho ambiental:

- a) Implantação das melhorias ambientais previstas na auditoria ambiental e no plano de recuperação de áreas degradadas, peso de 15 pontos;
- b) Não formação de novos processos erosivos de pequeno porte, peso de 10 pontos;
- c) Manutenção dos sistemas de drenagem e da proteção superficial vegetal, peso de 5 pontos;
- d) Atendimento às solicitações de intervenção resultantes do monitoramento, peso de 10 pontos;
- e) Atendimento aos casos de imprevistos e de geração de impactos ambientais (plano de emergências), peso de 5 pontos.

Para a fase após a implantação das melhorias, apenas foi subtraída a análise sobre o plano de recuperação de passivos ambientais e do sistema de drenagem.

4 – CONCLUSÃO

Os resultados da pesquisa demonstraram que é possível o desenvolvimento de instrumentos de gestão ambiental a partir da análise e elaboração de cartas de suscetibilidade à erosão em diferentes escalas. O estudo do meio físico direcionado ao entendimento dos processos, realizado por meio do detalhamento progressivo para a elaboração das cartas em diferentes escalas, em conjunto com a realização dos levantamentos específicos, gerou uma série de dados que subsidiaram o desenvolvimento dos instrumentos de gestão ambiental.

A adoção do método do detalhamento progressivo para a elaboração das cartas possibilitou que os resultados fossem obtidos desde os levantamentos iniciais da pesquisa, como por exemplo, o desenvolvimento do instrumento de Avaliação de Impacto Ambiental – AIA com base nos dados regionais.

Assim, o método adotado se mostrou adequado para a análise do meio físico, dos processos de erosão e das condições da rodovia. Com estas análises foi possível a elaboração dos instrumentos de gestão ambiental propostos. No entanto, os resultados obtidos quando da análise e elaboração das cartas, não foram suficientes para subsidiar a elaboração dos instrumentos de gestão ambiental, sendo necessária a complementação dos estudos por meio dos levantamentos específicos, como sejam: interpretação de imagem aérea, levantamento de campo, cadastro dos processos erosivos e levantamento dos sistemas de drenagem.

A interpretação das feições de erosão e do assoreamento existentes utilizando-se de imagens aéreas possibilitou a co-relação destes processos com a infra-estrutura da rodovia e fundamentou a Caracterização do Impacto Ambiental – CIA, que foi complementada com os levantamentos de campo para o cadastro destes processos. A CIA elaborada na escala de semi-detalle, 1: 50 000, foi melhorada em relação à AIA da escala regional por possibilitar a análise da extensão do impacto nos recursos hídricos, bem como a magnitude desse impacto.

A CIA elaborada na escala de detalhe, 1: 10 000, com a re-definição dos limites das unidades homogêneas do terreno utilizando-se da mesma técnica da etapa anterior, apresentou diferenças em relação à escala de semi-detalle. Pode-se considerar que houve uma melhora com relação a precisão na identificação de locais críticos e a magnitude do impacto foi identificada como maior em uma das unidades devido à maior suscetibilidade à erosão. Estes dados foram considerados durante a elaboração do plano de monitoramento ambiental que também foi modificado.

Para a aplicação do método desta pesquisa, no caso de estar disponível uma carta geotécnica em escala adequada (semi-detalle ou detalhe), pode-se complementar os estudos por meio da interpretação de imagens aéreas e campanhas de inspeções de campo para a caracterização da erosão, relacionando-a com as unidades geotécnicas e com a infra-estrutura existente na rodovia, para a elaboração dos instrumentos de gestão ambiental.

Com relação à análise dos SGAs nos órgãos rodoviários, foi verificado que estes, em geral, não possuem sistema de gestão pautado nas normas da série ISO para as rodovias e, obviamente, a gestão ambiental não existe. Apenas o DER/SP possui um sistema de gestão ambiental formal que, no entanto, está em fase de implantação. A cultura predominante sobre o tema meio ambiente é apenas a de cumprir as leis relacionadas ao licenciamento. Mesmo nesse contexto, alguns órgãos rodoviários entendem e fazem um discurso de que possuem um sistema de gestão ambiental.

Os procedimentos para os estudos aqui realizados podem ser aplicados a outros trechos rodoviários, em diferentes tipos de terrenos, analisando-se outros tipos de processo do meio físico, sendo necessário apenas uma adaptação às condições locais. Também, procedimentos similares podem ser aplicados em outros tipos de empreendimentos de obras lineares, tais como: ferrovias, dutovias, linhas de transmissão, etc.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Pesquisa - CNPq pelo apoio por meio da cessão de bolsa de estudo ao autor principal, bem como pela disponibilização da taxa de bancada para apoio ao desenvolvimento da pesquisa.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida, F.F.M.; Hasui, Y.; Ponçano, W.L.; Dantas, A.S.L.; Carneiro, C.D.R.; Melo, M.S.; Bistrichi, C.A. (1981). *Mapa geológico do Estado de São Paulo*. São Paulo: IPT. Escala 1: 500 000. (IPT. Publicação 1184). 2v. Mapa e 126 p.
- Bitar, O.Y.; Ortega, R.D. (1998). *Gestão Ambiental*. In: Oliveira, A.M.S.; Brito, S.N.A. (Eds.). *Geologia de engenharia*. São Paulo: ABGE, pp. 500-508.
- Bernard, H.R. (1988). *Research Methods in Cultural Anthropology*. Newbury Park, California: Sage Publications.
- Carvalho, P.A.S. (1991). Taludes de Rodovias – orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas. Coordenador. São Paulo. Publicação IPT/DER-SP.
- Cerri, L.E.S.; Akioosi, A.; Augusto Filho, O.; Zaine, J.E. (1996). *Cartas e mapas geotécnicos de áreas urbanas, reflexões sobre as escalas de trabalho e proposta de elaboração com o emprego do método do detalhamento progressivo*. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 8. Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro, ABGE. v. 2, pp.537-547.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER/SP (2006a). *Instruções ambientais para empreendimentos rodoviários do DER/SP*. São Paulo DER/SP. www.der.sp.gov.br. Consultado em 15/11/2006. V.1, 2 e 3.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER/SP (2006b). *Relatório interno: Cadastro dos Passivos Ambientais Associados às Rodovias*. São Paulo. Consultado no órgão em 21/09/2006.
- Diniz, N.C. (1998). *Automação da Cartografia Geotécnica: um ferramenta de estudos e projetos para avaliação ambiental*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. Volumes: I e II. 297 p.
- Fogliatti, M.C.; Filippo, S.; Goudard, B. (2004). *Avaliação de impactos ambientais: aplicação aos sistemas de transporte*. Rio de Janeiro. Editora Interciência, 249 p., ISBN 85-7193-108-9.
- Fornasari Filho, N.; Braga, T.O.; Galves, M.L.; Bitar, O.Y.; Amarante, A. (1972). *Alterações no meio físico decorrentes de obras de engenharia*. São Paulo, IPT, 165 p.
- Freitas, C.G. (2000). *Cartografia Geotécnica de Planejamento e Gestão Territorial: Proposta Teórica e Metodológica*. Tese de Doutorado. Departamento de Geografia - FFLCH USP. São Paulo, 204 p.
- GEIPOT – Empresa Brasileira de Planejamento dos Transportes - *Anuário Estatístico dos Transportes do Ano de 2001*. Brasília 2006. Anuário 2001 – Arquivo eletrônico acessado em 14/11/2006, <http://www.geipot.gov.br/NovaWeb/IndexAnuario.htm>
- International Association of Engineering Geology and Environment – IAEG (1992). Estatutos.
- Mackay, I. (2001). *Aprendendo a perguntar*. São Paulo, Ed. Nobel, 68 p.

- Marconi, M. de A.; Lakatos, E.M. (1999). *Técnicas de Pesquisa*. São Paulo: Atlas, 4ª ed., 260 p.
- Munn R.E. (1975). *Environmental impact assessment: principles and procedures*. SCOPE report 5. Toronto: John Wiley & Sons.
- Nakazawa, V.A.; Freitas, C.G.L.; Diniz, N.C. (1994). *Carta Geotécnica do Estado de São Paulo: escala 1:500.000*. São Paulo, IPT. In: Publicação IPT 2089. 2v. Mapa e 22 p.
- Oliveira, J.B.; Camargo, M.N.; Rossi, M.; Calderano, B. Filho. (1999). *Mapa Pedológico do Estado de São Paulo*. Campinas. IAC e EMBRAPA. Mapa e 64 p.
- Ponçano, V.L., Carneiro, C.D.R; Almeida, M.A.A.; Bistrichi, C.A. (1981). *Mapa Geomorfológico do Estado de São Paulo: escala 1:1.000.000*. São Paulo, IPT.
- Rampazzo, L. (2002). *Metodologia Científica – para alunos dos cursos de graduação e pós-graduação*. São Paulo, Edições Loyola, 139 p.
- Ridente Júnior, J.L. (2000). *Prevenção e controle da erosão urbana: bacia do córrego do Limoeiro e bacia do córrego do Cedro, municípios de Presidente Prudente e Álvares Machado, SP*. Dissertação de Mestrado, Instituto de Geociências e Ciências Exatas - IGCE - UNESP. Rio Claro, 101 p.
- Romanini, P.U. (No prelo). *Avaliação de desempenho ambiental*. In: No prelo. Secretaria dos Transportes do Estado de São Paulo. São Paulo, 16 p.
- Ross, J.L.S. (1995). *Análises e sínteses na abordagem geográfica da pesquisa para o planejamento ambiental*. In: Revista do Departamento de Geografia, 9. São Paulo, FFLCH – USP. ISSN 0102-4582, pp. 65-75.
- Sanchez, L.E. (2006). *Avaliação de impacto ambiental: conceitos e métodos*. São Paulo, Oficina de Textos, 495 p.
- Santos, A.R. (1994). *Fundamentos filosóficos e metodológicos da geologia de engenharia*. São Paulo. Comunicação técnica. IPT publicação 2088, 6 p.
- Souza, N.C.D.C. (1992). *Mapeamento Geotécnico Regional da Folha de Aguai com base na compartimentação por formas de relevo e perfis típicos de alteração*. São Carlos: EESC/USP. 2.v. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- Vaz, L.F. (1996). *Classificação genética dos solos e dos horizontes de alteração de rocha em regiões tropicais*. Revista Solos e Rochas, v. 2, nº 2, pp. 117-136.
- Vedovello, R. (2000). *Zoneamentos geotécnicos aplicados à gestão ambiental, a partir de unidades básicas de compartimentação – UBCs*. Tese de Doutorado – Instituto de Geociências e Ciências Exatas da UNESP. Rio Claro, 153 p.
- Zaine, J.E. (2000). *Mapeamento Geológico-Geotécnico por meio do método do detalhamento progressivo: ensaio de aplicação na área urbana do município de Rio Claro (SP)*. Rio Claro, IGCE UNESP. Tese de Doutorado, 148p.

EVOLUÇÃO DA CONCENTRAÇÃO DE NITRATO NAS ÁGUAS SUBTERRÂNEAS DA REGIÃO NORTE DE NATAL, NORDESTE DO BRASIL

Evolution of groundwater nitrate concentration in the northern region of Natal, Northeast Brazil

Guttenberg Martins*

Vera Lúcia Lopes de Castro**

RESUMO – Na região norte de Natal, um terço do total das águas destinadas ao consumo humano é captado de poços tubulares. Entretanto, a expansão urbana sem infraestrutura sanitária tem produzido um aporte de nitrato, comprometendo sua qualidade. Baseado num conjunto de dados de concentração de nitrato nas águas subterrâneas (dezembro 2003 – julho 2009), o presente trabalho identifica áreas com valores de nitrato superiores ao limite permitido pela legislação ambiental. Os dados foram interpretados com o suporte de cartas de isovalor, obtidas pela metodologia de interpolação por krigagem simples. Os resultados obtidos apontaram áreas com elevada concentração de nitrato situadas geralmente adjacentes às lagoas interdunares, com variações sazonais dos valores das concentrações de nitrato relacionadas com a variação do regime pluviométrico, e sugerem que a intensa exploração das águas subterrâneas por poços tubulares tem amplificado a dispersão do nitrato e que a carga de nitrato pode atingir o estuário do rio Potengi.

SYNOPSIS – In the northern region of Natal, about one third of the drinking water for human consumption is obtained from tubular wells. However, the process of urbanization without sanitary infrastructure has produced an additional input of nitrate to groundwater. Based upon a groundwater nitrate concentration dataset (December/2003 – July/2009), this paper delimited areas with nitrate values above the limit allowed by environmental legislation. The data were interpreted with support of isovalue maps, obtained through a simple kriging interpolation method. The results showed the occurrence of nitrate plumes surrounding interdunal lagoons and seasonal fluctuations of nitrate concentration related to the rainfall cycle. Furthermore, the intense exploitation of groundwater by tubular wells has induced dispersion of nitrate and suggests that the nitrate load may be transported into the estuary of Potengi.

PALAVRAS CHAVE – Contaminação com nitrato, água subterrânea, águas urbanas.

1 – INTRODUÇÃO

As águas subterrâneas são recursos hídricos indispensáveis para o abastecimento humano, entretanto, sua contaminação por nitrato é um problema de escala mundial (Goodchild, 1998; Joosten *et al.*, 1998; Birkinshaw e Ewen, 2000; Saâdi e Maslouhi, 2003; Kyllmar *et al.*, 2005; Liu *et al.*, 2005). Por esse motivo, o monitoramento contínuo da qualidade das águas subterrâneas, em especial de compostos nitrogenados e pesticidas, tem sido amplamente utilizado para a gestão

* Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, UFRN, Campus Central, Natal-RN. E-mail: guttenbergmartins@yahoo.com.br

** Professora Adjunta, Escola de Ciência e Tecnologia da UFRN, Campus Central, Natal-RN. E-mail: veracastro@ect.ufrn.br

ambiental de áreas urbanas. Umezawa *et al.* (2008), após a constatação da correlação entre o aumento da carga de nitrato e o aumento do produto interno bruto nas grandes cidades dos países em desenvolvimento, sugeriram que as informações obtidas do monitoramento das águas subterrâneas fossem compartilhadas entre regiões com similares ambientes sócio-econômicos, culturais e geográficos.

Nos países em desenvolvimento, devido à existência de infraestruturas precárias de saneamento básico, os recursos hídricos subterrâneos encontram-se ameaçados de degradação pelo aporte de poluentes derivados de atividades antropogênicas, entre os quais se destacam o nitrato (NO_3) e o nitrito (NO_2). Em crianças, a alta concentração de nitrato no aparelho digestivo é um dos fatores condicionantes da presença de meta-hemoglobina no sangue (Lee, 1992; Wolfe e Patz, 2002; Fewtrell, 2004). Entretanto, na literatura científica, a relação entre a concentração de nitrato na água potável e a ocorrência de alguns tipos de câncer em pessoas adultas (e.g., colo, gástrico, etc.) tem sido demonstrada de forma contraditória (Cuello *et al.*, 1976; Fraser *et al.*, 1980; van Loon *et al.*, 1997). A Organização Mundial da Saúde e a Comunidade Européia (EU, 1991) estabelecem um limite máximo de nitrato de $11,3 \text{ mg NO}_3\text{-N L}^{-1}$ em águas para consumo humano, enquanto os limites máximos nos EUA (USEPA, 2000), no Japão e no Brasil estão estabelecidos em $10 \text{ mg NO}_3\text{-N L}^{-1}$.

No caso apresentado aqui, a região norte da cidade de Natal, nordeste do Brasil, as águas subterrâneas estão ameaçadas de degradação principalmente pela ausência de saneamento básico apesar da importância no suprimento hídrico na cidade de Natal. Nessa o principal vetor de contaminação por nitrato das águas subterrâneas é o sistema local de efluentes domésticos, tais como fossas sépticas e sumidouros (Martins e Cunha, 2011). Por outro lado, o suprimento de água potável da região norte da cidade de Natal é provido na sua maior parte da Lagoa de Extremoz (62,51%), perfazendo um volume total de água de $2540,06 \text{ m}^3/\text{h}$ ou 21 milhões de m^3/ano . Dos poços de captação de águas subterrâneas provêm 37,48% do abastecimento, um valor equivalente a $1522,93 \text{ m}^3/\text{h}$ ou 13 milhões de m^3/ano .

Com base em um conjunto de análises químicas das águas captadas durante o período dezembro 2003 a julho de 2009, de poços de abastecimento público na região norte de Natal, o presente trabalho tem como objetivos interpretar a evolução recente da contaminação de nitrato e identificar áreas com concentrações de nitrato superiores ao limite permitido pela legislação ambiental.

2 – CARACTERÍSTICAS DO MEIO FÍSICO

Segundo dados do Laboratório de Variáveis Ambientais Tropicais (LAVAT, 2006), as precipitações pluviométricas anuais na cidade de Natal, em geral, são superiores a 1500 mm. As temperaturas mensais são, em média, de $26,8^\circ\text{C}$, com amplitude térmica de $2,9^\circ\text{C}$. O período de maior insolação corresponde aos últimos meses do ano (288 horas em outubro) e os meses menos ensolarados ocorrem de fevereiro a julho, com um valor mínimo de 189 horas, apresentando uma variação média anual entre 2591 e 3189 horas. A direção predominante dos ventos é do quadrante sudeste para noroeste, oriundos do Oceano Atlântico. As velocidades variam de 3,6 a $5,11 \text{ km/h}$, com média de $4,4 \text{ km/h}$. A média mensal de umidade relativa do ar varia de 72,7% a 82,0%. A taxa de evaporação média anual é da ordem de 2133 mm. A evapotranspiração média/anual foi avaliada em 1549 mm. Em síntese, o clima é quente e úmido, com estação seca no verão e chuvas no outono-inverno, ou seja, nos meses de setembro a janeiro e fevereiro a agosto, respectivamente.

Com relação a tipologia dos solos, na região norte de Natal predominam os neossolos quartzarênicos e litólicos, os planossolos háplicos, os latossolos vermelhos amarelos e os argissolos amarelos. Na região norte de Natal encontram-se aflorando os terrenos sedimentares de idade cenozóica compostos pelos arenitos fluviais a fluvial-costeiros da Formação Barreiras, e os sedi-

mentos holocênicos formadores de depósitos fluviais formados por bancos arenosos, camadas de lama e níveis de turfas; depósitos lacustres formando camadas areno-argilosas com algumas lentes de diatomito; cordões lineares de arenitos de praia e depósitos eólicos.

Os recursos hídricos superficiais dessa região são formados por pequenas lagoas situadas entre dunas e a lagoa de Extremoz, de porte médio, posicionada sobre os sedimentos cenozóicos do Grupo Barreiras (Pereira *et al.*, 2000). Os recursos hídricos subterrâneos estão confinados no Sistema Aquífero Dunas-Barreiras (SADB), o qual é composto pelos aquíferos Barreiras e Dunas. O SADB apresenta geralmente vazões de exploração elevadas, da ordem de 100 m³/h, mas variáveis em função da espessura dos sedimentos do Grupo Barreiras (Melo e Figueiredo, 1990; Melo e Rebouças, 1996; Castro e Pacheco, 2000). O limite inferior do SADB é o topo da sequência carbonática de idade mesozóica, a Formação Jandaíra, constituída por sedimentos areno-argilosos a argilosos de composição calcífera.

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

Os dados iniciais de concentração de nitrato e de condutividade elétrica das águas subterrâneas são provenientes dos arquivos da Companhia de Águas e Esgotos do Rio Grande do Norte (CAERN, 2002, 2006) e foram coletados logo após a perfuração dos poços (Figura 1). Os poços de captação de águas selecionados neste trabalho foram perfurados pela companhia supracitada entre os anos de 1987 a 2007. O Quadro 1 apresenta os dados iniciais, a data de instalação dos poços e as coordenadas geográficas de sua localização.

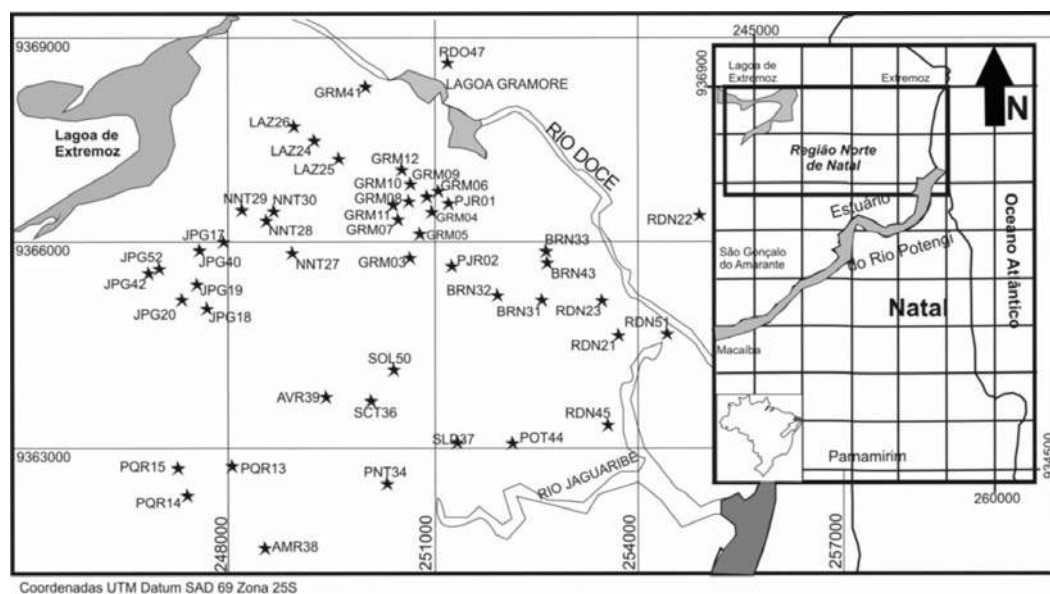


Fig. 1 – Mapa de localização dos poços de captação de águas subterrâneas na região norte da cidade de Natal.

Quadro 1 – Poços selecionados, data de instalação, localização, medidas iniciais de condutividade elétrica e de valores de nitrato.

Poço	Data	Longitude	Latitude	CE	Nitrato
PJR01	25/09/1987	251206	9366583	82	1,3
PJR02		251263	9365651		
GRM03	10/03/1997	250658	9365773		
GRM04	10/10/2001	250974	9366442	310	18,5
GRM05	31/07/2001	250793	9366110	128	2,1
GRM06	27/11/2001	251068	9366753	360	26
GRM07	27/01/2003	250468	9366346		
GRM08		250632	9366597		
GRM09	05/10/1990	250888	9366667		
GRM10	05/11/1990	250655	9366848		
GRM11	26/07/1990	250406	9366526		
GRM12	12/01/2001	250529	9367064	132	5,4
PQR13	07/05/1991	248050	9362730	97	0,0
PQR14	24/05/1991	247404	9362309	110	27,4
PQR15	13/06/1991	247268	9362694	125	1,3
JPG17	15/02/2000	247949	9366011	86	0,4
JPG18	14/04/2000	247692	9365045	70	2,9
JPG19	09/10/2000	247543	9365389	87	1,3
JPG20	20/10/2000	247342	9365155	63	1,1
RDN21	19/06/2003	253676	9364649	135	1,3
RDN22	10/02/1997	255335	9366365	87	0,0
RDN23	06/03/2001	253464	9365155	110	0,0
LAZ24	11/05/1999	249245	9367497	175	9,0
LAZ25	22/03/2000	249609	9367232	225	12
LAZ26	26/06/2000	248973	9367694	114	0,5
NNT27	13/02/1995	248940	9365835	43	0,2
NNT28	12/09/1997	248568	9366322	230	13,5
NNT29	30/12/1998	248204	9366452	53	0,3
NNT30	20/12/1999	248603	9366424	71	0,3
BRN31	10/01/1997	252576	9365136		
BRN32	07/11/1999	251926	9365214	87	0,3
BRN33	17/02/2000	252627	9365843	83	0,1
PNT34	13/11/2000	250309	9362460	420	24,5
SCT36	10/11/2000	250100	9363700		
SLD37	30/11/2000	251337	9363103	162	7,2
AMR38	29/01/1985	248540	9361527		
AVR39	30/10/1991	249412	9363753		
JPG40	17/02/2003	247581	9365890	124	0,1
GRM41	10/03/2003	250006	9368256	139	5,7
JPG42	04/12/2004	246855	9365542	64	0,7
BRN43	20/11/2003	252617	9356627	92	0,3
POT44	11/05/2004	252154	9363060	370	8
RDN45	29/04/2004	253540	9363334	151	0,4
RDO47	24/05/2005	251109	9368596	106	0,5
SLD50	25/11/2006	250437	9364146	395	31
RDN51	28/11/2006	254800	9364636	200	0
JPG52	09/01/2007	246992	9365631	78	1,3

Valores de nitrato em mg NO₃-N L⁻¹, CE- condutividade elétrica em µS/cm.

As análises químicas foram executadas no Laboratório de Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (LARHISA) da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, dentro da execução dos projetos de monitoramento desenvolvidos nos anos de 2003 a 2006 pela agência municipal de regulação do saneamento (ARSBAN). Para obtenção das análises de nitrato foi utilizado o método espectrofotométrico, cuja rotina de laboratório baseia-se em Mackereth *et al.* (1978) e o procedimento padrão consiste em reduzir o nitrato a nitrito na presença de cádmio. Nas medidas de condutividade elétrica foi utilizado um condutivímetro digital Digimed DM-31. As análises químicas do período 2007-2009 foram executadas no Núcleo de Análises de Águas, Alimentos e Efluentes da Fundação de Apoio à Educação e ao Desenvolvimento Tecnológico do Rio Grande do Norte (FUNCERNE). Os resultados analíticos considerados nas interpretações desse trabalho estão apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 – Análises químicas do teor de nitrato e medidas de condutividade elétrica em água bruta coletada em poços tubulares da região norte da cidade de Natal nos anos de 2003 a 2009.

Dezembro 2003			Agosto 2004		
Poço	Nitrato	CE	Poço	Nitrato	CE
PJR01	61,51	389	PJR01	24,1	419
PJR02	45,57	296	PJR02	10,6	238
GRM03	47,25	291	GRM03	21,8	250
GRM04	60,63	391	GRM04	9,8	428
GRM05	47,71	289	GRM05	10,1	265
GRM06	61,55	346	GRM06	22,7	401
GRM08	56,9	335	GRM07	15,3	338
GRM09	59,93	326	GRM08	17,1	319
GRM10	60,71	323	GRM09	21,7	449
GRM11	57,56	301	GRM11	14,8	297
GRM12	44,75	213	NNT30	3,6	132,7
LAZ25	37,3	153,7	PNT34	21,3	437
NNT27	2,12	354	AVR39	19,9	361
PNT34	14,6	1103	AMR38	13,5	344
RDN23	5,98	121,6	JPG42	1,7	61,7
			GRM41	2,7	121,8
			POT44	17,8	400

Agosto 2005			Janeiro 2006		
Poço	Nitrato	CE	Poço	Nitrato	CE
AMR38	14,8	418	RDN23	1,6	132,3
PNT34	0,5	528	PNT34	19,9	462
SCT36	9,7	201	BRN33	10,6	243
GRM12	10,1	209	GRM12	10,4	211
GRM10	17,7	362	BRN32	4,6	164
JPG40	1,7	94,1	BRN31	7,7	210
JPG20	3,8	108,9	GRM10	15,6	341
POT44	17,4	203	PJR01	23,7	452
GRM04	18,7	442	GRM04	18,8	400
GRM06	21,9	440	GRM06	23,6	414
GRM05	11,7	261	GRM05	10,3	257
GRM11	18,4	326	GRM11	15,4	317
GRM09	26,4	464	GRM09	24,9	454
GRM08	16,9	320	GRM08	15,4	337
GRM07	16	339	GRM07	15,7	363
GRM03	10,5	232	GRM03	10,1	24,4
PJR02	10,7	244	PJR02	11,2	262

Quadro 2 – Análises químicas do teor de nitrato e medidas de condutividade elétrica em água bruta coletada em poços tubulares da região norte da cidade de Natal nos anos de 2003 a 2009. (Continuação)

Agosto 2007			Dezembro 2008		
Poço	Nitrato	CE	Poço	Nitrato	CE
RDN23	3,5	160	BRN33	22,5	218
PNT34	24	560	BRN32	10	154
BRN33	13	150	BRN31	10,6	168
GRM12	12	242	GRM10	25,7	245
BRN32	7	203	GRM04	0,52	236
BRN31	8	243	GRM06	23,6	227
GRM10	18,6	358	GRM05	11,7	180
PJR01	12,4	496	GRM11	20,2	217
GRM04	22,6	445	GRM09	25,2	242
GRM06	26,6	432	GRM08	18,3	204
GRM05	17,6	342	GRM12	13,4	150
GRM11	17	315	LAZ25	11,3	160
GRM09	29,2	453	JPG20	12,9	115
GRM08	14	334	JPG40	4,2	123
GRM07	15,3	351	JPG42	4,7	67
GRM03	11,6	302	RDN51	2	109
PJR02	9,9	320	JPG17	4,6	90
LAZ25	13,7	275	RDN23	3,8	109
JPG17	11,9	329	POT44	18,4	239
JPG18	3,2	126	AMR38	16,2	227
JPG19	7,9	244			
JPG20	7,9	185			
JPG40	3	121			
JPG42	4	131			
RDN21	4,1	173			
SCT36	13,1	298			
AMR38	14,7	421			
POT44	16,8	121			

Agosto 2009					
Poço	Nitrato	CE	Poço	Nitrato	CE
RDN23	0,04	nd	LAZ25	13,9	nd
PNT34	24,21	nd	JPG17	9,54	nd
BRN33	16,14	nd	JPG18	12	nd
GRM12	8,78	nd	JPG19	8,45	nd
BRN32	7,85	nd	JPG20	8,15	nd
BRN31	5,11	nd	JPG40	4,7	nd
PJR01	23,7	nd	JPG42	3,2	nd
GRM05	8,99	nd	JPG52	2,72	nd
GRM11	21,27	nd	SCT35	23,92	nd
GRM09	24,02	nd	SLD37	12,55	nd
POT44	17,33	nd	AMR38	15,71	nd
RDN51	0,07	nd			

Valores de nitrato em mg NO₃-N L⁻¹, CE- condutividade elétrica em µS/cm, nd - não determinado.

Com auxílio do *software Surfer* versão 7 e segundo os procedimentos estabelecidos por Landim *et al.* (2002), os dados analíticos obtidos foram tratados para obter-se cartas de isovalores para os anos de 2003 a 2009. Considerando que a distribuição dos poços apresenta uma malha irregular, o método escolhido para a interpolação foi a krigagem ordinária por área ou bloco com variograma linear, a projeção utilizada foi a Universal Transversa de Mercator (UTM) e o datum SAD-69.

A técnica da krigagem ordinária por área ou bloco assume a estimativa de uma área ou bloco (Ar) com o centro x_0 , admitindo que as variâncias entre os pontos amostrados e o ponto interpolado são substituídas pela média das variâncias entre os pontos amostrados e os pontos dentro da área ou bloco (Ar). Nas cartas de isovalores da concentração de nitrato, onde consta a localização dos poços (Figura 2), observa-se uma variação geográfica entre as figuras. Tal variação, ao longo do intervalo de tempo amostrado, foi derivada da implantação de novos poços de captação e do desuso de poços que apresentavam concentração de nitratos acima do limite tolerável. Para tanto, o paralelo UTM 25 S 9366600 e o meridiano UTM 25 S 251000 foram usados como referencial geográfico na Figura 2.

4 – RESULTADOS OBTIDOS

Nas interpretações elaboradas neste trabalho é considerado que a lixiviação do nitrato da zona não saturada para a zona saturada envolve uma interação complexa de fatores que incluem desde a forma do uso e características do solo, a hidrodinâmica das zonas não saturada e saturada, a dinâmica e produção do nitrogênio no solo, à recarga das águas subterrâneas, refletindo assim o grau de vulnerabilidade do sistema aquífero. Ao atingir a zona saturada, o nitrato migra através do aquífero por advecção e dispersão, e dependendo das condições químicas prevalentes, poderá ocorrer ou não o processo de desnitrificação (Almasri, 2007).

Os efluentes domésticos residenciais, acumulados em fossas e sumidouros, foram considerados as prováveis fontes de nitrato. Os solos predominantes são neossolos quartzênicos, com distribuição menor de neossolos litólicos, argissolos amarelos, planossolos háplicos e latossolos vermelhos amarelos. Na sua maioria constituem solos arenosos, ácidos, porosos de drenagem moderada a elevada, permissivos ao fluxo da carga de nitrato da zona não saturada para o meio saturado.

Os dados analíticos obtidos apontam coeficiente de correlação baixo ($r=0,194615$) para as medidas iniciais de nitrato e da condutividade elétrica. De forma geral, a correlação entre esses parâmetros deve ser influenciada pela carga global de sais dissolvidos e não somente pelo aumento na concentração de NO_3 ($r=0,605395$ para as amostras coletadas entre 2003 e 2008).

Na Figura 2 os retângulos com cruzeiros ao centro indicam a localização geográfica dos poços amostrados. A carta de isovalores da concentração de nitrato para dezembro de 2003 (Fig. 2A) indica áreas com a presença de valores acima de $50 \text{ mg NO}_3\text{-N L}^{-1}$ - limite aceitável permitido pela legislação ambiental - situadas na sua porção central superior em torno das coordenadas UTM 9366600 e 251000. Vale ressaltar que nessa região concentram-se 11 poços de captação dos 15 poços amostrados. Essa anomalia persiste em agosto de 2004 (Fig. 2B) com amplitude e valores de concentração menores. Entretanto, observa-se também a alteração no seu formato e o seu acoplamento a uma anomalia de diluição da concentração de nitrato. A anomalia ainda é identificada em agosto de 2005 (Fig. 2C) com valores acima de $18 \text{ mg NO}_3\text{-N L}^{-1}$, tornando-se mais acentuada em janeiro de 2006 (Fig. 2D).

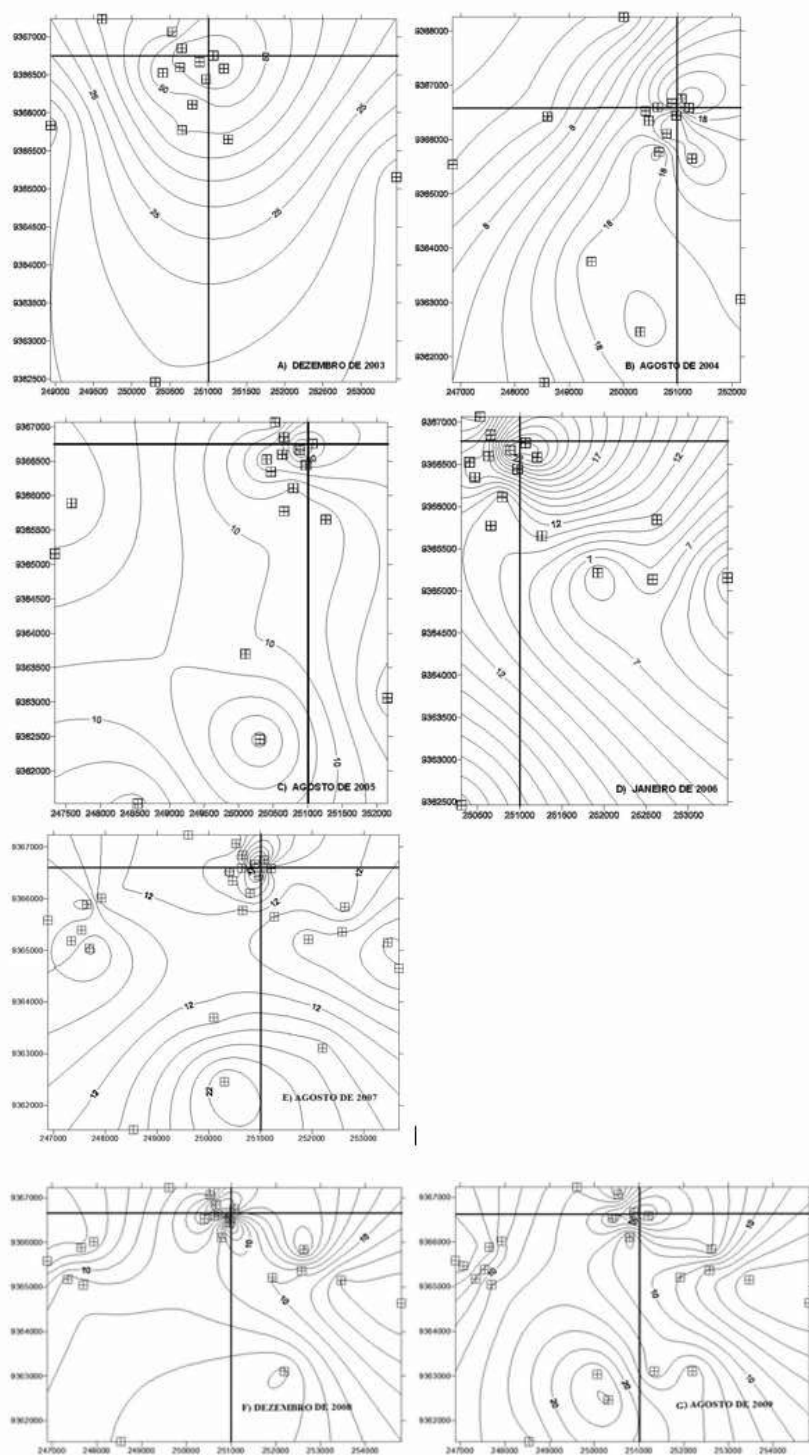


Fig. 2 – Cartas de isovalores da concentração de nitrato ($\text{mg NO}_3\text{-N L}^{-1}$) nas águas subterrâneas captadas em dezembro de 2003 (A), agosto de 2004 (B), agosto de 2005 (C), janeiro de 2006 (D), agosto de 2007 (E), dezembro de 2008 (F) e agosto de 2009 (G).

A ampliação da área investigada decorrente da instalação de novos poços tubulares a partir do ano de 2007 proporcionou melhoria no monitoramento da concentração de nitrato nas águas subterrâneas da região norte de Natal. Neste sentido, as cartas de isovalores obtidas dos dados de agosto de 2007, dezembro de 2008 e agosto de 2009 apontaram a presença de outra anomalia situada em torno das coordenadas UTM 9362500 e 250000, ao sul da anomalia anterior, com concentrações de nitrato superiores a 18 mg NO₃-N L⁻¹.

5 – COMENTÁRIOS FINAIS

Com base nas interpretações das cartas de isovalores da concentração de nitrato é possível observar a evolução da contaminação por nitrato nas águas subterrâneas captadas de poços tubulares na região norte da cidade de Natal, como também identificar uma área anômala em termos de concentração de nitrato (> 18mg NO₃-N L⁻¹), portanto com valores acima do permitido pela legislação vigente (10 mg NO₃-N L⁻¹), situada em torno das coordenadas UTM 9366600 251000. Nessa área, um conjunto de lagoas interdunares (e.g., Lagoa Azul, Gramoré, etc.) encontram-se interligadas ao rio Doce, para onde converge o fluxo subterrâneo (*apud* Castro e Pacheco, 2000). Nas áreas onde ocorrem concentrações de nitrato acima de 10 mg NO₃-N L⁻¹ encontram-se implantados um conjunto de 11 poços tubulares, cujos fluxos induzidos pelo bombeamento devem influenciar a diluição da concentração de nitrato. Concomitantemente pode ocorrer o efeito de diluição natural pelo aumento da recarga durante a quadra chuvosa, como observado na variação dos valores obtidos no período de agosto em relação aos dados obtidos no período de janeiro.

Em outra área com concentrações de nitrato acima de 18 NO₃-N L⁻¹, em torno das coordenadas UTM 9362500 250000, pode-se também observar variações sazonais entre os dados obtidos em agosto em relação aos obtidos em janeiro. De forma geral, as cartas de isovalores sugerem a presença de gradientes de dispersão de nitrato no sentido geral noroeste-sudeste, portanto em direção ao estuário do rio Potengi.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almasri, M.N. (2007). *Nitrate contamination of groundwater: a conceptual management framework*. Environmental Impact Assessment Review, vol. 27, pp. 220-242.
- Birkinshaw S.J.; Ewen J. (2000). *Nitrogen transformation component for SHETRAN catchment nitrate transport modelling*. Journal of Hydrology, v. 230, pp.1-17.
- CAERN (2002). *Captação zona norte poços produtores*. Relatório Interno não publicado. Natal, agosto de 2002.
- CAERN (2006). *Captação zona norte poços produtores*. Relatório Interno não publicado Natal, janeiro de 2006.
- Castro, V.L.L.; Pacheco, A. (2000). *Diagnóstico da Bacia do Rio Doce - RN: Subsídios para um Modelo de Gestão Integrada dos seus Recursos Hídricos*. In: 1º Congresso sobre Aproveitamentos e Gestão de Recursos Hídricos em países de Idioma Português, Rio de Janeiro. Meio Digital - CD.
- Cuello, C.; Correa, P.; Haenszel, W.; Gordillo, G.; Brown, C.; Archer, M.; Tannenbaum, S. (1976). *Gastric cancer in Colombia: I. Cancer risk and suspect environmental agents*. Journal National Cancer Institute, v. 57, pp. 1015-1020.

- EU (1991). Council Directive 91/676/EEC of 12 December 1991 concerning the protection of waters against pollution caused by nitrates from agricultural sources. OJ L 375, 31/12/1991, p.1-8.
- Fraser, P.; Chilvers, C.; Beral, V.; Hill, M.J. (1980). *Nitrata and human cancer: a review of the evidence*. Int. J. Epidemiology, v. 9, pp. 3-11.
- Fewtrell L. (2004). *Drinking-water nitrate, methemoglobinemia, and global burden of disease: a discussion*. Environmental Health Perspect., v. 112, pp. 1371-1374.
- Goodchild R.G. (1998). *EU policies for the reduction of nitrogen in water: the example of the Nitrates Directive*. Environmental Pollution, v. 102, n° 1, Suppl. 1, pp. 737-40.
- Joosten L.T.A.; Buijze S.T.; Jansen D.M. (1998). *Nitrate in sources of drinking water? Dutch drinking water companies aim at prevention*. Environmental Pollution, v. 102, n° 1, Suppl. 1, pp. 487-492.
- Kyllmar K.; Mårtensson K.; Johnsson H. (2005). *Model-based coefficient method for calculation of N leaching from agricultural fields applied to small catchments and the effects of leaching reducing measures*. Journal of Hydrology, v. 304, n. 1-4, pp. 343-54.
- Landim, P.M.B.; Monteiro, R.C.; Corsi, A.C. (2002). *Introdução à confecção de mapas pelo software SURFER*. DGA, IGCE, UNESP/Rio Claro, Lab. Geomatemática, Texto Didático 8, 21p.
- LAVAT (2006). Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, Centro Regional do Nordeste. Laboratório de Variáveis Ambientais Tropicais.
<http://www.crn2.inpe.br/lavat/index.php?id=graficosClimatologica>.
- Lee, Y.W. (1992). *Risk assessment and risk management for nitrate-contaminated groundwater supplies*. Unpublished PhD dissertation. University of Nebraska, Lincoln, Nebraska, 136 p.
- Liu, A.; Ming, J.; Ankumah, R.O. (2005). *Nitrate contamination in private wells in rural Alabama, United States*. Science of the Total Environment, 346(1), pp. 112-120.
- Mackereth, F.J.H.; Heron, J.; Talling, J.F. (1978). *Water analysis: some revised methods for limnologists*. Freshwater Biological Association Publication, Ambleside, U.K., 120 p.
- Martins, G.; Cunha, K.P.V. (2011). *Riscos Geoambientais e a Expansão da Área Urbana na Região Metropolitana de Natal: Uma Abordagem Preliminar*. Revista de Geologia, UFC, vol. 24, n° 1, pp. 7-20, Editora UFC, Fortaleza, Brasil.
- Melo, J.G.; Figueredo, E.M. (1990). *Comportamento Hidráulico e Vulnerabilidade do Sistema Aqüífero Dunas/Barreiras a Poluição na área de Natal/RN*. Revista Águas Subterrâneas, São Paulo, vol. 13, nº1, pp. 97-110.
- Melo, J.G.; Rebouças (1996). *Contaminação de Águas Subterrâneas por nitrato na zona sul de Natal, RN*. Revista Água Subterrânea, São Paulo, n. 1, pp. 71-83.
- Pereira, R.; Silva Jr., G.C.; Guimarães Jr., J.A. (2000). *Considerações a respeito da hidrologia e geologia estrutural da região do lagoa do Bonfim – RN*. Rev. Geologia, v. 15, pp. 131-139.
- Saâdi, Z.; Maslouhi, A. (2003). *Modeling nitrogen dynamics in unsaturated soils for evaluating nitrate contamination of the Mnasra groundwater*. Advances in Environmental Research, 7, pp. 803-823.

- Umezawa, Y.; Hosono, T.; Onodera, S.; Siringan, F.; Buapeng, S.; Delinom, R.; Yoshimizu, C.; Tayasu, I.; Nagata, T.; Taniguchi, M. (2008). *Sources of nitrate and ammonium contamination in groundwater under developing Asian megacities*. Science of the Total Environment, vol. 404, pp. 361-376.
- USEPA (2000). *Drinking Water Standards and Health Advisories*. U.S. Environmental Protection Agency, Office of Water, EPA 822-B-00-001, 18 p.
- van Loon, A.J.M.; Botterweck, A.A.M.; Goldbohm, R.A.; Brants, H.A.M.; van den Brandt, P.A. (1997). *Nitrate intake and gastric cancer risk: results from the Netherlands cohort study*. Cancer Letters, 114, pp. 259-261.
- Wolfe, A.H.; Patz, J.A. (2002). *Reactive nitrogen and human health: acute and long-term implications*. Ambio, 31(2), pp. 120–125.

REFORÇO DE SOLOS MOLES EM DEEP SOIL MIXING PARA FUNDAÇÃO DE ATERRO. MODELAÇÃO DE UM CASO DE ESTUDO

Reinforcement with Deep Soil Mixing of the soft soil foundation of an embankment. Modelling of a case study

Sara Sanches*

António Viana da Fonseca **

Agostinho Mendonça***

Sara Rios****

RESUMO – O presente artigo refere-se à análise de um aterro sobre solos moles através do programa de elementos finitos Plaxis® comparando a solução implementada (com geodrenos e pré-carga) com uma solução de tratamento em Deep Soil Mixing (DSM). Foram analisadas várias soluções alternativas em DSM, alterando o espaçamento entre as colunas, o tempo de cura, e até a existência ou não de uma plataforma de transferência de cargas. Para cada caso, os assentamentos foram aferidos e comparados verificando se satisfaziam os requisitos do caderno de encargos. Finalmente foi ainda efetuada uma análise de viabilidade económica com comparação do tempo de execução e dos custos associados às várias soluções.

SYNOPSIS – In the present work an embankment on soft soil is analyzed with commercial finite element software (Plaxis®) in order to compare the solution implemented on site (with drains and preloading) with a soil improvement solution in Deep Soil Mixing (DSM). Several alternative solutions in DSM were studied changing the column spacing, the curing time, as well as the inclusion of a load transfer platform. For each case the settlements were analyzed and compared to evaluate if the necessary requirements in terms of limit values were satisfied. Finally, a cost-benefit analysis was performed focused on the execution time and cost of each solution.

PALAVRAS CHAVE – DSM, aterro sobre solos moles, modelação numérica.

1 – INTRODUÇÃO

O crescimento da população tem como consequência a expansão das áreas urbanizadas para zonas desocupadas, que apresentam, na maior parte dos casos, solos com fracas características do ponto de vista geotécnico, nomeadamente para a implementação de qualquer tipo de estrutura.

Neste contexto, o desenvolvimento de meios tecnológicos e o aparecimento de novos materiais de construção no século XX, entre outros fatores, permitiram descobrir várias soluções de

* Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
E-mail: sarainnessanches@gmail.com

** Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal. E-mail: viana@fe.up.pt

*** Soares da Costa, S.A., Porto, Portugal. E-mail: ammendonca@soaresdacosta.pt

**** Estudante de Pós-Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.
E-mail: sara.rios@fe.up.pt

melhoramento dos solos em profundidade, abordando-se no trabalho exposto, enquanto solução possível para o problema em apreço, a técnica denominada Deep Soil Mixing (DSM).

Esta técnica consiste em misturar o solo com materiais de propriedades aglomerantes, recorrendo a equipamentos específicos, que procedem à furação, corte, injeção e mistura. Embora no presente trabalho se tenha dado uma relevância evidente ao tratamento de solo com fracas características geotécnicas é igualmente notória a funcionalidade da técnica de DSM em estruturas de contenção de terras, enquanto barreira relativamente a solos contaminados ou ainda no controlo das vibrações induzidas nas fundações de infraestruturas (EuroSoilStab, 2001; CDIT, 2002).

A referida técnica de reforço e de melhoramento ou estabilização química dos solos incute ao solo tratado características de resistência mecânica e de deformabilidade melhoradas, ou seja resistência mecânica superior e deformabilidade inferior relativamente ao solo original, assim como uma redução da compressibilidade (Larsson, 2005; Massarsch, 2005; Bruce, 2000). Em particular no tratamento de solos argilosos, a técnica de DSM é especialmente interessante e atrativa, dadas as características dos mesmos, onde questões como a compressibilidade e a consolidação associadas à história de tensões merecem particular destaque, dada a importância que assumem na conjuntura do problema.

Sendo as características finais do solo tratado dependentes de fatores como as características do ligante, as características do solo de origem e as condições da mistura e de cura (Terashi, 1997), é fundamental a realização de ensaios laboratoriais e/ou *in situ* numa fase anterior à execução da obra, de forma a aferir o tipo e a dosagem de ligante que incutem no solo as características pretendidas. Na verdade, está em vigor uma imposição normativa que assim o determina - EN 14679 (2005).

Em todo o caso, o controlo da produção associado à execução da técnica de DSM é uma componente de elevada importância no decurso das obras, uma vez que não só diminui a probabilidade da ocorrência de fenómenos inesperados, como também garante que a dispersão das propriedades finais do solo tratado seja reduzida e assim sejam obtidos os resultados previstos em projeto.

2 – CARATERÍSTICAS DO CASO DE ESTUDO

2.1 – Introdução

O estudo em análise incide sobre a construção de uma plataforma logística, mais concretamente a Plataforma Logística de Lisboa Norte (PLLN).

A região em estudo caracteriza-se por apresentar uma morfologia “muito suave e plana”, na zona da vala do Carregado e do Carril, numa área formada, essencialmente, por formações sedimentares do Plio-Plistocénico, onde predominam as aluviões do Tejo. Estas formações sedimentares são caracterizadas por grande irregularidade e complexidade na estratificação, dado que, geralmente, no Vale do Tejo os depósitos aluvionares são formados por areias e argilas interestratificadas (CENOR; Almeida *et al.*, 2000).

O caso analisado centra-se num aterro de acesso à Plataforma Logística onde o maciço de fundação tem uma constituição essencialmente argilosa, com aproximadamente 20 m de espessura, e o nível freático se encontra praticamente na superfície do terreno.

Dadas estas especificidades a solução de tratamento da fundação do aterro implementada em obra consistiu numa solução combinada de pré-carga com geodrenos, sendo o aterro final constituído, maioritariamente por Geo Leca®, o que reduziu o tempo de atuação da pré-carga.

2.2 – Definição das unidades geotécnicas

O plano de prospeção dos acessos à PLLN contou com 3 ensaios SCPTU, 3 ensaios DMT e 3 sondagens de onde foram retiradas amostras para os ensaios laboratoriais. No local das sondagens

foram ainda realizados ensaios SPT e ensaios Vane Test na camada de argila. Dada a proximidade ao local em estudo apenas se consideraram na análise reportada no artigo, um ensaio SCPTU e os ensaios laboratoriais referentes à sondagem mais próxima. De modo a obter uma estratificação mais detalhada das camadas do maciço de fundação do aterro, relativamente à informação do relatório geológico e geotécnico dos acessos da PLLN, foi aplicada a metodologia proposta por Robertson (2009). Trata-se de uma metodologia expedita de aplicação, que tem como objetivo a interpretação dos ensaios CPTU. Esta metodologia permite avaliar qualitativamente o comportamento tipo do solo, através da determinação do índice de comportamento, I_c :

$$I_c = [(3,47 - \log Q_m)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (1)$$

Este índice é determinado com base em parâmetros normalizados (eq. (2) e (3)), que têm em consideração as resistências de ponta, q_t , e lateral, f_s , assim como, a tensão vertical total e efetiva *in situ*.

$$F_r = [f_s / (q_t - \sigma_{vo})] * 100 \quad (\%) \quad (2)$$

$$Q_m = [(q_t - \sigma_{vo}) / p_a] (p_a / \sigma'_{vo})^n \quad (3)$$

Como o parâmetro Q_m é obtido em função de um outro (n), que por sua vez, se obtém com recurso ao índice I_c , o processo de determinação deste último, obriga, necessariamente, à aplicação de um processo iterativo de cálculo. Deste modo, é necessário conhecer inicialmente a posição do nível freático, atribuir um peso volúmico ao solo e admitir um valor para o parâmetro n , que geralmente se assume simplificadamente como 1 para argilas e 0,5 para areias.

$$n = 0,381 (I_c) + 0,05 (\sigma'_{vo} / p_a) \quad (4)$$

A aplicação da metodologia revelou a existência de cinco camadas de solo na fundação do aterro em estudo, merecendo particular atenção a quarta camada, que diz respeito a um solo com características argilosas. Conforme se pode verificar na Fig. 1, a observação dos resultados obtidos no ensaio CPTU, nomeadamente a evolução em profundidade das resistências de ponta e lateral, já fazia prever a divisão das camadas do solo definidas com recurso à aplicação da metodologia.

Após terem sido definidos os índices de comportamento, I_c , determinou-se os parâmetros apresentados no Quadro 1, nomeadamente peso volúmico (γ), módulo de rigidez a 50% da carga de rotura (E_{50}), grau de sobreconsolidação (OCR), resistência não drenada (S_u), ângulo de resistência ao corte (ϕ'), dilatância (ψ), permeabilidade (k), coeficiente de impulso em repouso (K_0).

O peso volúmico, inicialmente arbitrado foi posteriormente corrigido de acordo com as equações 5, 6 e 7, tendo sido o valor final admitido correspondente à média das duas últimas, por apresentarem valores mais próximos (Robertson e Cabal, 2010) (Mayne *et al.*, 2010).

$$\gamma_t = 1,81 \gamma_w \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right)^{0,05} \left(\frac{q_t - \sigma_{vo}}{p_a} \right)^{0,017} \left(\frac{f_s}{p_a} \right)^{0,073} (B_q + 1)^{0,16} \quad (5)$$

$$B_q = (u_2 - u_0) / (q_t - \sigma_{vo}) = \Delta u / (q_t - \sigma_{vo}) \quad (6)$$

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 \log (R_f) + 0,36 \log \left(\frac{q_t}{p_a} \right) + 1,236 \quad (7)$$

$$\gamma_t \left(\frac{kN}{m^3} \right) = 11,46 + 0,33 \log (z) + 3,10 \log (f_s) + 0,70 \log (q_t) \quad (8)$$

sendo z a profundidade desde a superfície do terreno.

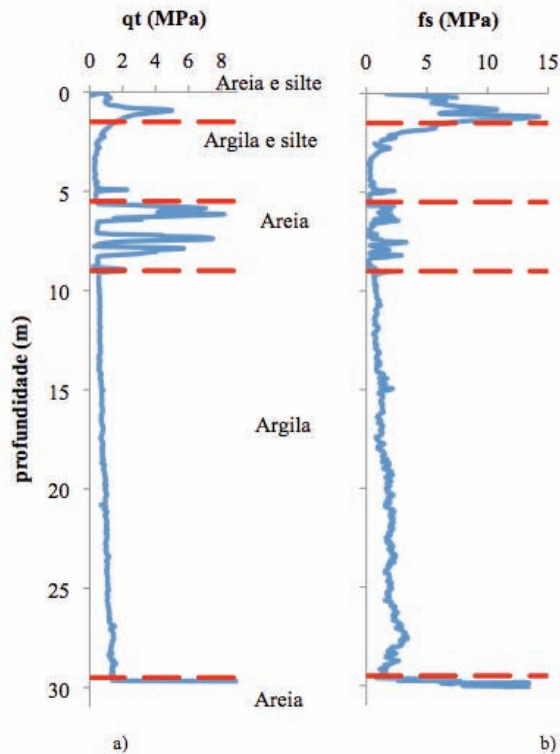


Fig. 1 – Resultados do ensaio CPTU: a) resistência de ponta; b) resistência lateral.

Quadro 1 – Parâmetros admitidos para cada camada com base na proposta de Robertson (2009).

Camada	I _c	Classificação SBTn	γ (kN/m ³)	E ₅₀ (MPa)	OCR	Su (kPa)	ϕ' (°)	ψ (°)	k _o	k (m/s)
1	5	Areia e silte	19	19	-	-	44	14	0,301	1,72E-06
2	3-4	Argila e silte	16	19	1,5	38	28	-	1,035	2,69E-08
3	5-6	Areia	16	15	-	-	31	5	0,624	1,93E-05
4	3	Argila	17	25	1,1	43	26	-	0,582	8,64E-10
5	6	Areia	20	71	-	-	39	12	0,802	3,80E-04

SBTn – Classificação em função do comportamento do solo (Normalised Soil Behaviour type – Robertson, 2009).

O módulo de distorção máximo ou inicial, sugerido por Robertson (2009), calculou-se através da equação 9, a qual é função da densidade do solo (ρ), da pressão atmosférica (p_a) e do índice de comportamento (I_c).

$$G_0 = G_{\text{máx}} = \alpha_G (q_t - \sigma_{vo}) \quad (9)$$

$$\alpha_G = (\rho/p_a) \alpha_{vs} \quad (10)$$

$$\alpha_{vs} = 10^{(0,55I_c + 1,68)} \quad (11)$$

O módulo de deformabilidade secante a 50% da tensão de rotura, E_{50} , foi determinado assumindo que apresenta a mesma degradação que o módulo de distorção, proposto por Fahey e Carter (1993) (equação 13), uma vez que o comportamento é elástico, pelo que se admite que o coeficiente de Poisson permanece aproximadamente constante. O coeficiente de Poisson considerado para argilas e areias foi de 0,25 e 0,35, respetivamente. Deste modo, o E_{50} obteve-se a partir da equação 14.

$$E_{\text{máx}} = 2G_{\text{máx}} (1 + \nu) \quad (12)$$

$$G_{50}/G_{\text{máx}} = 1 - f(\tau_{50}/\tau_{\text{máx}})^g = 1 - 1(0,5)^g \quad (13)$$

$$g \begin{cases} = 0,3 \text{ solos arenosos} \\ = 0,5 \text{ solos argilosos} \end{cases} \quad (14)$$

O grau de sobreconsolidação foi calculado conforme a equação 15, proposta por Robertson (2012).

$$\text{OCR} = (2,625 + 1,75 \log F_r)^{-1,25} (Q_{tn})^{1,25} \quad (15)$$

A resistência não drenada, especialmente importante em solo com comportamento tipo de argilas foi determinada pela equação 16, admitindo que o parâmetro N_{kt} se obtém através da equação 17 (Robertson, 2012).

$$(S_u/\sigma'_{vo}) = Q_{tn}/N_{kt} \quad (16)$$

$$N_{kt} = 10,5 + 7 \log F_r \quad (17)$$

O ângulo de atrito foi obtido através da equação 18. O ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}) considerado foi de 33° para solos com comportamento tipo areia e de 25° para solos com comportamento tipo argila (Robertson, 2010).

$$\phi' = \phi'_{cv} + 14,44 [\log Q_{tn,cs}]^{-22,31} \quad (18)$$

$$Q_{m,cs} = K_c \cdot Q_m \quad (19)$$

$$I_c \begin{cases} \leq 1,64; K_c = 1,0 \\ > 1,64; K_c = 5,58 I_c^3 - 0,403 I_c^4 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88 \end{cases} \quad (20)$$

Relativamente à dilatação, recorreu-se à equação proposta por Bolton (1986) - equação 21 e foi determinada apenas para solos com comportamento tipo arenoso.

$$\psi = \frac{(\phi' - \phi'_{cv})}{0,8} \quad (21)$$

O coeficiente de impulso em repouso, K_0 , foi determinado de forma distinta para areias e para argilas, através das equações 22 e 23, respetivamente.

No caso dos solos com comportamento tipo arenoso, como é referido por Matos Fernandes (2011), o coeficiente de impulso em repouso pode ser obtido através da equação proposta por Jaky (1944), quando se trata de solos com propriedades arenosas. Destaca-se ainda que, segundo o mesmo autor, esta relação é uma aproximação de uma equação teórica mais complexa.

Para solos com comportamento tipo argiloso admite-se a relação apresentada na equação 23, desenvolvida por Mayne *et al.* (2001), função do ângulo de atrito e do grau de sobreconsolidação.

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (22)$$

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \text{OCR}^{\sin \phi'} \quad (23)$$

O cálculo do coeficiente de permeabilidade utilizado representa-se na equação 24 e depende apenas do índice I_c .

$$\begin{array}{lll} 1 < I_c \leq 3,27 & k = 10^{(0,952 - 3,04 I_c)} & \text{em m/s} \\ 3,27 < I_c \leq 4,0 & k = 10^{(-4,52 - 1,37 I_c)} & \text{em m/s} \end{array} \quad (24)$$

As camadas 2 e 4 merecem particular destaque. A camada 2 apresenta um comportamento idêntico ao da camada 4, sendo a principal diferença de relevo o grau de sobreconsolidação OCR, superior na primeira, situação eventualmente relacionada com a variação do nível freático. Relativamente à camada 4 foi efetuada uma análise mais detalhada dos parâmetros que a caracterizam dada a sua grande espessura e consequentemente, maior influência no comportamento do aterro.

2.3 – Modelação do ensaio edométrico e parâmetros dos modelos constitutivos

Numa fase anterior à modelação da solução de tratamento do terreno com DSM, houve necessidade de estudar o comportamento do solo com características argilosas, mais concretamente o solo correspondente à camada 4, dadas as especificidades apresentadas por este tipo de solo e a espessura da camada. Assim, foi modelado pelo método dos elementos finitos (MEF) no programa Plaxis® um ensaio edométrico, de forma a comparar os resultados obtidos no MEF com os mesmos obtidos no ensaio realizado em laboratório. Este procedimento permitiu calibrar as propriedades geomecânicas da camada 4.

Para a simulação do ensaio edométrico utilizou-se um modelo axissimétrico representando metade do provete, Fig. 2, de forma a reproduzir as suas dimensões.

As condições fronteira consideradas consistiram em admitir a presença do nível freático à superfície e fixar as condições de impedimento do escoamento da água na direção vertical. No limite esquerdo do modelo, uma vez que corresponde ao eixo de simetria também foi admitido o impedimento do escoamento. Os limites superior e inferior do modelo permitem a passagem de água, uma vez que, tal como acontece no ensaio realizado em laboratório, nestes limites existem duas pedras porosas.

O carregamento dos diferentes escalões de carga foi realizado considerando duas fases distintas, uma referente à aplicação da carga propriamente dita e outra à atuação dessa carga num período de tempo, admitido como 24h.

Na Fig. 3 apresentam-se as curvas de compressibilidade obtidas, tendo-se verificado que os assentamentos finais do modelo são ligeiramente superiores, aproximadamente 3%, aos registados no ensaio realizado no laboratório.

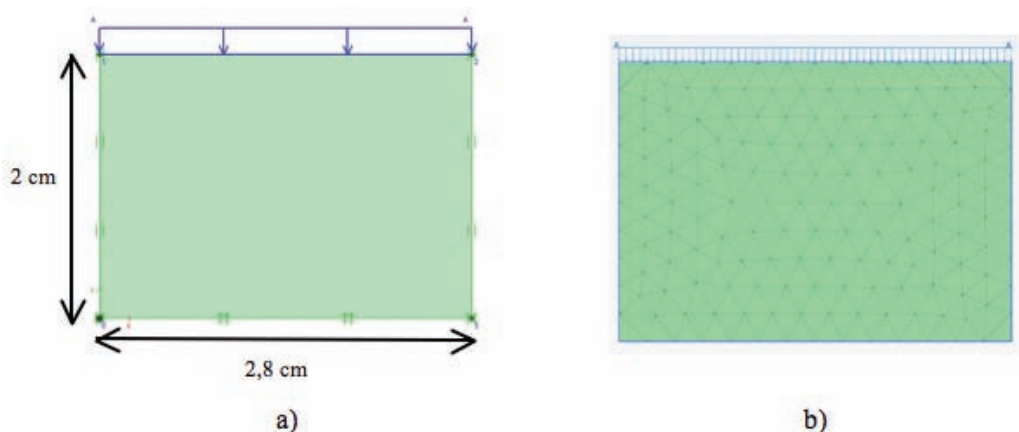


Fig. 2 – Modelo para simulação do ensaio edométrico: a) geometria; b) malha de elementos.

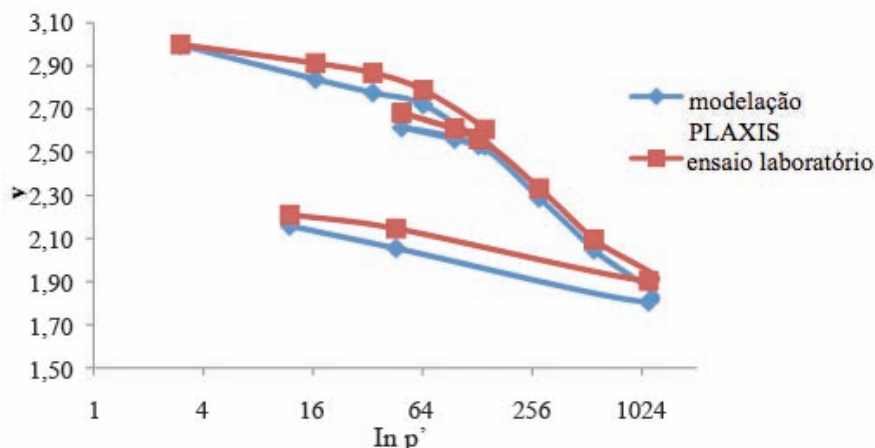


Fig. 3 – Curvas de compressibilidade obtidas no ensaio laboratorial e na modelação realizada no Plaxis, em função de v e $\ln p'$.

Atendendo a que não se dispõe de ensaios laboratoriais sobre amostras do horizonte 2, admitiu-se que os parâmetros calibrados para a camada 4 servem também para a camada 2. As únicas diferenças dizem respeito ao grau de sobreconsolidação (fenómeno que se assume estar associado ao caráter variável do nível freático) e ao coeficiente de permeabilidade.

Relativamente aos valores da permeabilidade das camadas argilosas (2 e 4), considerou-se que a metodologia de Robertson (2009) descrita, representa com melhor acuidade o comportamento do solo *in situ*, pelo que não se teve em conta o valor determinado pelo ensaio edométrico, cuja dimensão, por um lado, e as condições hidráulicas de fronteira, por outro, não serão perfeitas em relação à variabilidade textural (fábrica) dos horizontes *in situ* e à distribuição de caminhos de percolação em campo.

Tendo em conta os parâmetros do Quadro 1 obtidos pela proposta de Robertson (2009), a calibração efetuada pela modelação do ensaio edométrico e a seleção dos modelos constitutivos para cada camada, obtiveram-se os parâmetros necessários para a modelação numérica do caso de estudo. A camada 4 de maior possança e com características mais argilosas é a que mais influencia a deformação do aterro pelo que o seu comportamento foi modelado pelo *Soft Soil Model* (SSM) disponível no Plaxis®. As restantes foram simuladas pelo *Hardening Soil Model* (HSM). O Quadro 2 resume os parâmetros de cada camada indicando o peso volúmico (γ), os ângulos de resistência ao corte (ϕ') e dilatância (ψ), o interceto coesivo (c'), o módulo de rigidez a 50% da carga de rotura (E_{50}), os parâmetros normalizados dos gradientes da linha normalmente consolidada - λ e da linha de recompressibilidade - κ (no espaço volume específico versus tensão média efetiva), a permeabilidade (k) e o grau de sobreconsolidação (OCR).

Quadro 2 – Características consideradas nos materiais referentes a cada unidade geotécnica.

Camada	Modelo	Cota superior (m)	Cota inferior (m)	γ (kN/m³)	ϕ' (°)	ψ (°)	c' (kN/m²)	E_{50} (MPa)	λ^*	κ^*	k (m/s)	OCR
Aterro de pré-carga	HSM	Variável		20,00	38,00	0	20	50,00	-		1,7E-6	-
Aterro definitivo	HSM	Variável		23	41		20	50	-		1,7E-6	-
1	HSM	0	1,5	18,83	43,85	14,20	-	18,67	-		7,2E-8	-
2	SSM	1,5	5,5	15,80	28,40	0	-	19,38	0,1363	0,0321	1,1E-9	1,5
3	HSM	5,5	9	16,33	31,29	5,01	9,6	14,50	-		8,0E-7	-
4	SSM	9	29,5	16,79	25,88	0	-	24,69	0,1363	0,0321	3,6E-11	1
5	HSM	29,5	31	20,39	39,13	12,01	-	70,97	-		7,3E-6	-
HSM – <i>Hardening Soil Model</i> SSM – <i>Soft Soil Model</i>												

3 – MODELAÇÃO NUMÉRICA DO ATERRO

3.1 – Introdução

O presente ponto tem como objetivos modelar e analisar a aplicabilidade de uma solução em DSM alternativa à implementada em obra para o tratamento do terreno do maciço de fundação do aterro em estudo. Para o efeito, apresenta-se inicialmente a modelação da solução implementada em obra e, posteriormente, uma análise de várias soluções alternativas.

3.2 – Modelação da solução implementada em obra

A solução implementada em obra consistiu, como se referiu anteriormente, numa solução combinada de pré-carga com geodrenos espaçados de 1,2m, sendo o aterro final constituído, maioritariamente por Geo Leca®.

O tempo de atuação da pré-carga correspondeu a cerca de 377 dias, atingindo a base do aterro um assentamento total de, sensivelmente, 1m, de acordo com os resultados da monitorização. Dada a existência de um ponto de nivelamento no topo do aterro foi determinada a altura da pré-carga – 4,1m, assumindo-se que o faseamento construtivo deste aterro teve 4 fases de aplicação de carga sucessiva, com aumento progressivo da altura, 1m, 1,5m, 2,7m e 4,1m a que corresponderam, respetivamente, os tempos de atuação 6, 8, 21 e 342 dias.

O aterro definitivo apresenta uma altura de 5m, uma plataforma com largura 13m e a inclinação é de 1:2 (V:H), à semelhança do que foi considerado no aterro de pré-carga.

Com o intuito de validar o modelo numérico, os resultados da modelação da solução implementada na obra foram comparados com os resultados da monitorização. Esta monitorização dos deslocamentos foi realizada com recurso a placas de nivelamento, de forma a quantificar a variação da cota ao nível da base do aterro e o período de observação correspondeu a 377 dias.

O modelo considerado - Fig. 4 - é do tipo plano de deformação e, por simplificação de cálculo numérico, tirou-se partido da existência de um eixo de simetria.

Na Fig. 5 apresenta-se a deformada final do terreno induzida pelo carregamento, isto é, pela ação do peso do próprio do aterro, ao fim de 377 dias.

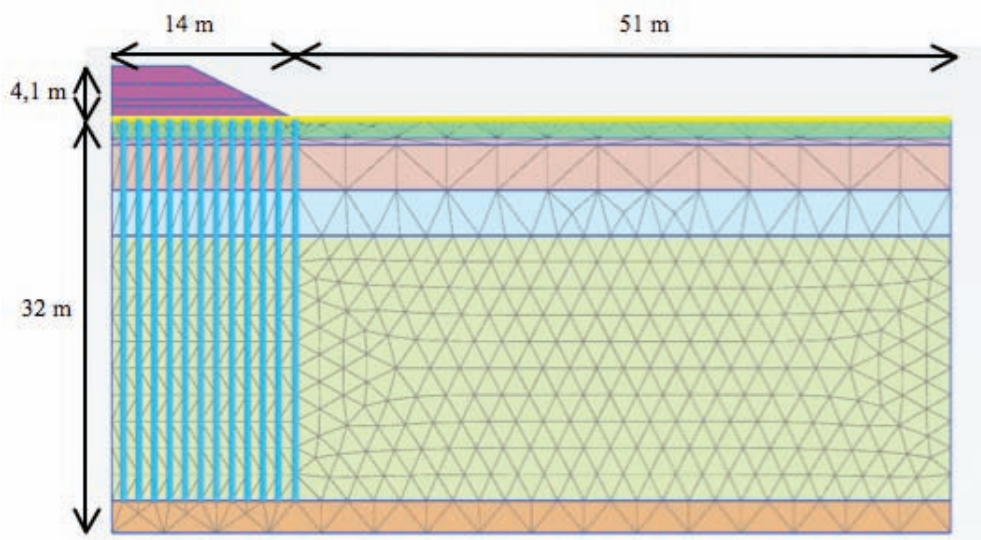


Fig. 4 – Malha de elementos finitos do modelo de tratamento do terreno aplicado efetivamente em obra.



Fig. 5 – Deformada do modelo no final do período de tempo analisado.

Uma vez que existem geodrenos - elementos verticais representados a azul nas Fig. 4 e 5 - foi analisada a evolução dos excessos de pressão neutra ao longo do período de tempo considerado, tendo-se verificado que ao longo do período de consolidação os excessos de pressão neutra tendem a dissipar-se, como seria de esperar. Esta situação está relacionada com a existência de fronteiras drenantes a limitar a camada de argila e, principalmente, com a permeabilidade reduzida deste solo. A validação do modelo numérico consistiu assim na comparação da evolução dos assentamentos ao longo do tempo (Fig. 6). Conforme se pode observar o comportamento de ambas as curvas é idêntico, existindo apenas uma diferença de 4cm, aproximadamente, no final do tempo de monitorização – 377 dias.

Em resumo, é pertinente referir que parâmetros que definem o comportamento das diferentes camadas de solos, nomeadamente os que dizem respeito à camada da argila, conduzem a um assentamento muito próximo daquele que foi obtido nas observações levadas a cabo na monitorização da obra, pelo que se assume que as modelações aqui apresentadas têm validade.

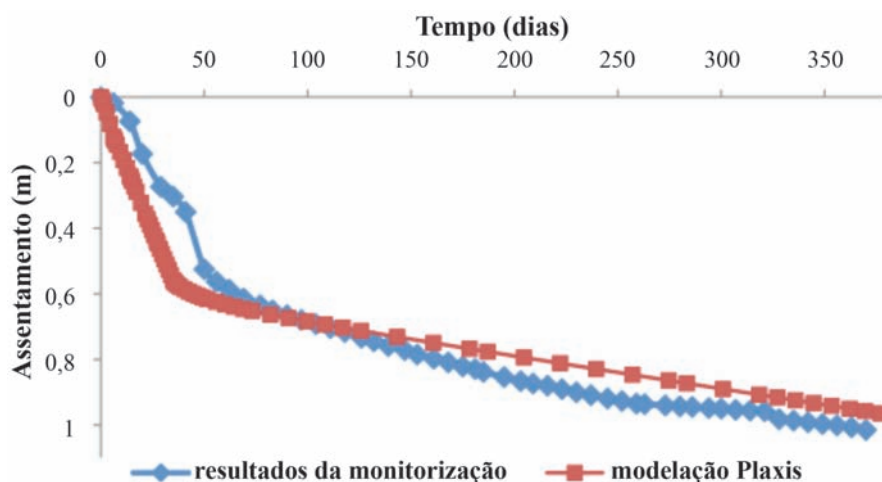


Fig. 6 – Assentamentos ao longo do período de tempo.

3.3 – Modelação de uma solução alternativa de tratamento do maciço de fundação do aterro

No presente trabalho procurou-se estudar uma solução alternativa para o tratamento da fundação do aterro que incluísse uma malha de colunas em DSM, em substituição de uma solução “tradicional” de tratamento de terrenos com características argilosas, que contempla a ação combinada de um aterro de pré carga e geodrenos.

Nesse sentido, analisou-se o espaçamento entre as colunas, a vantagem da utilização de uma plataforma de transferência de cargas na base do aterro, bem como as características do material tratado que faz parte das colunas. Por outro lado, é fundamental analisar os assentamentos que resultam de cada solução, na medida em que, para que a solução das colunas em DSM fosse aplicada em obra, devia respeitar um assentamento máximo no valor de 2,5cm.

Importará contudo esclarecer que, idealmente, para definir as propriedades do solo tratado a considerar para efeitos de modelação do comportamento do problema em questão, seria necessário recorrer a ensaios laboratoriais (idealmente sobre carotes recolhidas em colunas piloto) ou *in situ* (tais como ensaios de carga sobre colunas pivots instrumentadas), sendo que na ausência dos mesmos considerou-se, simplificada, a experiência de alguns autores em obras similares. Desta forma, consideraram-se alguns estudos presentes na literatura da especialidade, para o caso da mistura do solo argiloso com o ligante (Correia, 2011; Topolnicki, 2009).

Assim, com o intuito de modelar o comportamento da solução alternativa de tratamento do terreno, foi necessário ter em consideração os parâmetros que caracterizam a mistura do solo com o ligante, que variam com o tipo de solo. Assim, expressam-se no Quadro 3 essas características para cada uma das camadas identificadas atrás.

Quadro 3 – Algumas características do solo tratado consideradas no modelo numérico.

Camada	γ (kN/m ³)	k (m/s)	ψ (°)	ϕ' (°)
1	18,83	7,2E-9	23,33	35
2	15,80	1,1E-10	11,7	
3	16,33	8,1E-8	23,3	
4	16,00	3,6E-12	11,7	
5	20,39	1,6E-6	23,3	

O peso volúmico mantém-se inalterado em relação ao solo natural e para o ângulo de atrito admitiu-se um valor médio de 35°. Este valor corresponde a um valor típico de ângulo de atrito a volume constante de um material “granular”, que resultará por incremento do diâmetro das partículas agregadas por alguma cimentação entre o cimento e o solo.

Relativamente à permeabilidade, quando se trata de misturas com o ligante (cimento) no estado húmido, o que acontece é uma redução da mesma, tornando o material em causa menos permeável. Assim, e uma vez que não foram encontrados dados, concretos ou aproximados, na literatura consultada, que indicassem uma possível relação com as características dos solos em estudo, admitiu-se que a redução de uma ordem de grandeza, relativamente à permeabilidade do solo natural, seria uma boa aproximação.

Como a dilatância só se torna um parâmetro relevante após a plastificação, a consideração deste parâmetro não é muito relevante, no entanto, conservativamente, assumiu-se como sendo $2/3 \phi'$ nas camadas 1, 3 e 5 e $1/3 \phi'$ para as camadas 2 e 4 por ser o valor admitido por defeito pelo Plaxis.

Além das características presentes no Quadro 3, o módulo de deformabilidade (E_{s0}) foi determinado com base na resistência à compressão não confinada (q_u), de acordo com algumas

correlações desenvolvidas por Correia (2011). Assumiu-se ainda a relação presente na equação 25 para a determinação do módulo de deformabilidade, apresentada por Topolnicki (2009), com base na experiência acumulada.

$$E_{50} = \beta \cdot q_u$$

$$\beta \begin{cases} = 120 \text{ para } q_u < 1 \text{ MPa} \\ = 380 \text{ para } q_u > 1 \text{ MPa} \end{cases} \quad (25)$$

Porém, uma vez que a resistência à compressão aumenta ao longo do tempo (de cura, *TC*), foi considerada a relação (26), também proposta por Correia (2011).

$$\frac{q_{u, \text{máx}}^{TC}}{q_{u, \text{máx}}^{TC=28}} = 0,077 + 0,296 \ln (TC)$$

$$q_{u, \text{máx}}^{TC=28} \text{ (mistura solos arenosos)} = 2000 \text{ kPa} \quad (26)$$

$$q_{u, \text{máx}}^{TC=28} \text{ (mistura solos argilosos)} = 1314 \text{ kPa}$$

Posto isto, os valores dos módulos de deformabilidade utilizados na execução do presente trabalho apresentam-se no Quadro 4. Trata-se do módulo de deformabilidade a 50% da carga de rotura para uma tensão de referência de 100 kPa, tal como requerido no *Hardening Soil Model* do Plaxis®, selecionado para reproduzir o comportamento do solo tratado.

Quadro 4 – Resistências à compressão e respetivos módulos de deformabilidade a 50% da carga de rotura.

TC (dias)	Camadas Argilosas cimentadas		Camadas Arenosas cimentadas	
	q_u (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)	q_u (kPa)	E_{50}^{ref} (MPa)
7	858,0	171,6	1306,0	496,3
14	1127,6	225,5	1716,3	652,2
28	1314,0	279,4	2000,0	808,1
1825 (5anos)	3021,9	604,4	4599,5	1747,8

Ao longo do presente trabalho considerou-se constante o diâmetro das colunas - 0,8m - por forma a estudar o efeito da introdução de outras variáveis, como o afastamento entre as mesmas ou o tempo de cura do cimento (Fig.7).

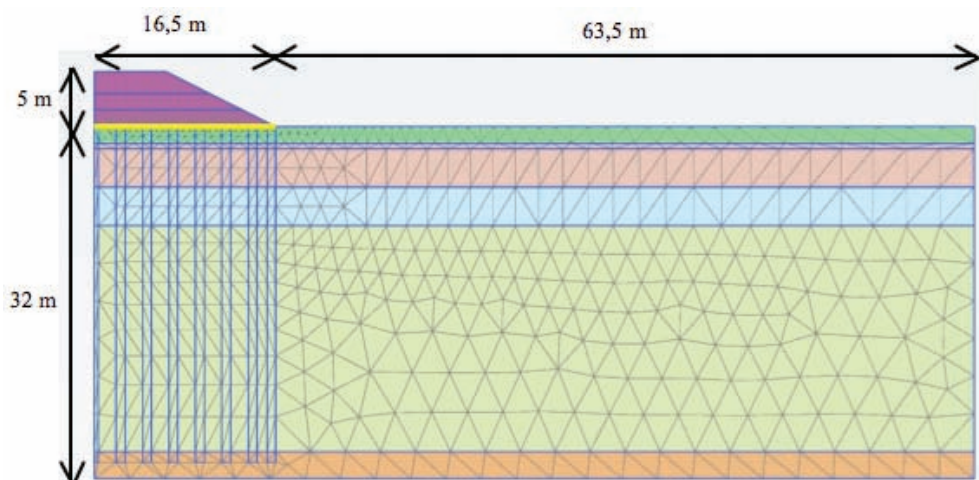


Fig. 7 – Malha de elementos finitos considerada para um caso geral.

Na primeira análise (Análise 1) foi fixado o espaçamento entre colunas de três vezes o diâmetro das mesmas (2,4m) e foram admitidos três tempos de cura (7, 14 e 28 dias), com o objetivo de verificar as alterações que este efeito provoca do ponto de vista do comportamento do aterro em análise. De facto, era necessário avaliar com que idade se poderia colocar o aterro sem introduzir demasiadas deformações nas colunas e no aterro. Na segunda análise (Análise 2), o tempo de cura foi fixado nos 28 dias e analisou-se a existência, ou não, de uma plataforma de transferência de cargas constituída por um material *tout venant* (tipo A) ou betão (tipo B), tendo sido usados vários espaçamentos entre colunas. O Quadro 5 resume as variáveis introduzidas em cada uma das análises.

Quadro 5 – Apresentação dos casos estudados relativos ao estudo da implementação de uma solução alternativa em DSM.

Estudo da implementação de uma solução alternativa em DSM				
Análise 1		Análise 2 (TC 28 dias)		
Espaçamento entre colunas (m)	TC (dias)	Sem plataforma	Com plataforma	
		Espaçamento entre colunas (m)	Tipo A	Tipo B
2,4	7	0,8	Espaçamento entre colunas (m)	
		1,6	2,4	2,4
	14	2,4	3	3
	28	3	3,3	4
		3,3		

3.3.1 – Análise 1

As características das colunas de solo tratado consideradas nesta análise apresentam-se no Quadro 6. Refira-se ainda, que o módulo de deformabilidade E_{sr}^{ref} foi considerado três vezes superior ao módulo E_{s0}^{ref} , simplificação adotada no Plaxis®. Por outro lado, o interceto coesivo foi determinado

com base na resistência à compressão não confinada (q_u) – equação 27. Trata-se de uma aproximação, em relação à ordenada máxima da circunferência de Mohr representativa de ensaios de compressão uniaxial (simples), com uma ligeira diminuição (arbitrou-se 20%), admitindo a evolução da envolvente de rotura à medida que a tensão de confinamento aumenta, numa representação das circunferências de Mohr associadas para tensões mais elevadas.

$$c' = \frac{q_u}{2} 0,8 \tag{27}$$

Quadro 6 – Módulos de deformabilidade e interceto coesivo para os tempos de cura estudados 7, 14 e 28 dias.

	Camadas intersetadas	$E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	c' (kPa)
TC 7 dias	1_3_5	496,3	1488,8	522
	2_4	171,6	514,8	343
TC 14 dias	1_3_5	652,2	1956,6	687
	2_4	225,5	676,6	451
TC 28 dias	1_3_5	808,1	2424,4	851
	2_4	279,4	838,3	559

Admitindo que o aterro definitivo é construído ao fim de 7 dias após execução das colunas correspondendo um tempo de cura de 7 dias, apresenta-se na Fig. 8 a deformada da parte superior do maciço de fundação do aterro, no final de 90% de consolidação que coincide com um período temporal de 1077 dias. Note-se, que as restantes deformadas, relativas aos tempos de cura de 14 e 28 dias, são idênticas e dizem respeito a 994 e 705 dias, para uma consolidação de 90%.

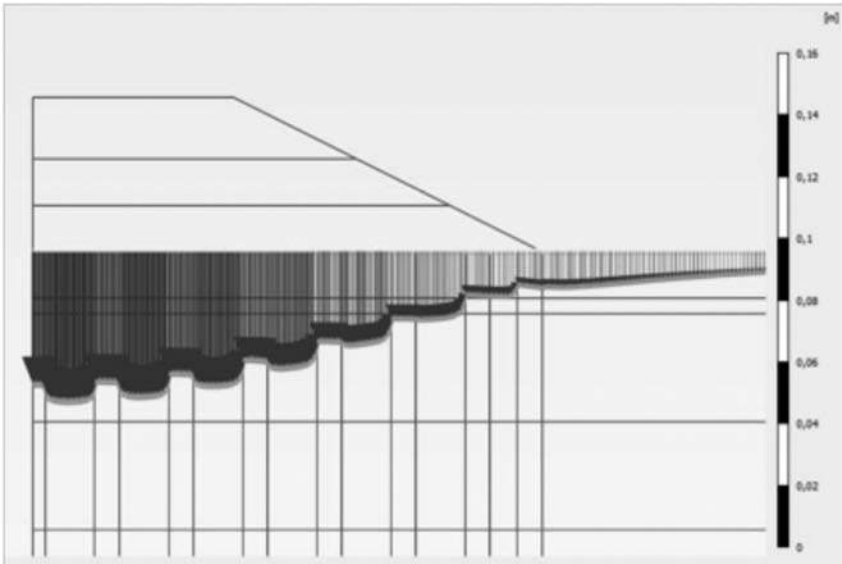


Fig. 8 – Deformada relativa aos assentamentos verticais, ao nível da superfície do terreno (TC 7 dias).

A Fig. 9 mostra a evolução dos deslocamentos máximos na base do aterro em função do tempo de cura, sendo que os verticais dizem respeito a um ponto localizado na base do aterro e os horizontais ao nível da base do pé do talude do aterro. Esses pontos foram escolhidos por serem os pontos com maiores deslocamentos (Fig. 10).

Naturalmente que à medida que a rigidez das colunas aumenta, os deslocamentos diminuem. No entanto, é interessante analisar que o incremento do deslocamento também diminui com o tempo. Por exemplo, no caso dos assentamentos da base do aterro, verifica-se que entre os 7 e os 14 dias há uma diminuição de 10,48 mm em 7 dias, enquanto nos 14 dias subsequentes (entre os 14 e os 28 dias) o assentamento diminui apenas 6,31 mm.

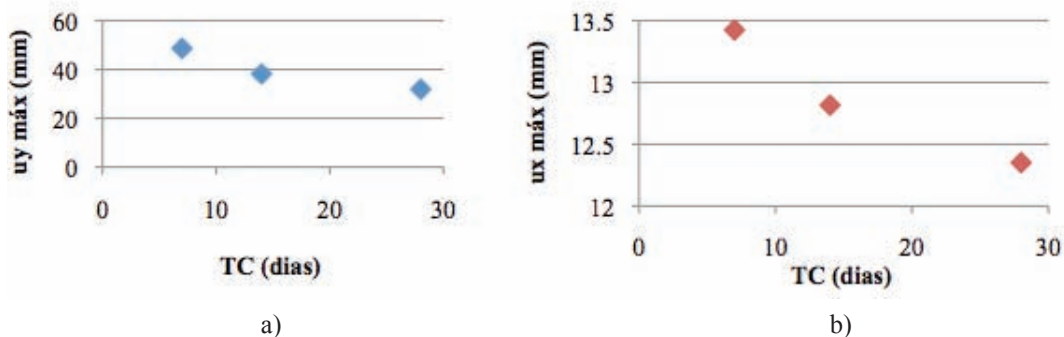


Fig. 9 – Deslocamentos medido na base do aterro relativos aos tempos de cura analisados: a) verticais para um ponto no eixo de simetria do aterro; b) horizontais para um ponto ao nível do pé de talude.

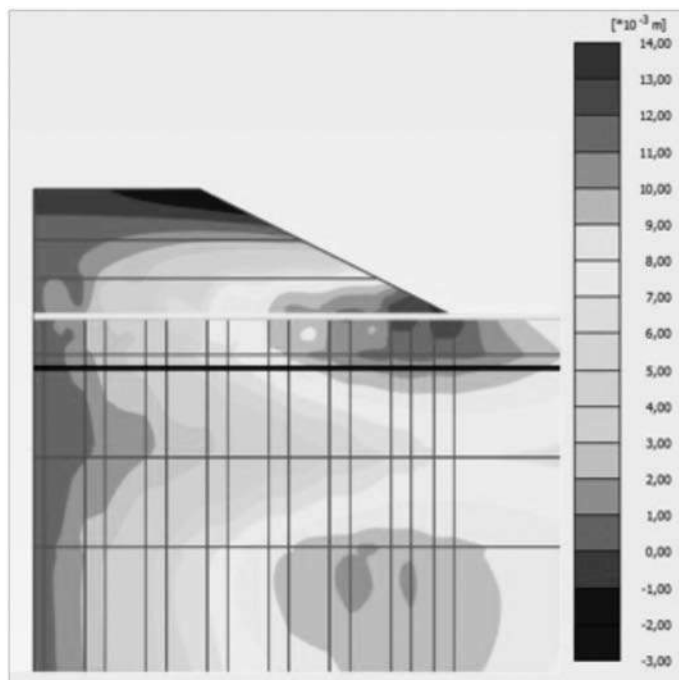


Fig. 10 – Distribuição espacial dos deslocamentos horizontais no aterro em função da sua grandeza.

3.3.2 – Análise 2

Nesta análise foi considerado o caráter tridimensional do problema, isto é, do funcionamento das colunas como elementos de suporte do aterro colocado superiormente. Estando a ser realizada uma análise bidimensional no programa Plaxis® (em estado plano de deformação), considerou-se uma espécie de rigidez equivalente, que tem em conta o afastamento entre colunas, como se de uma largura de influência se tratasse.

Adicionalmente foi realizada uma análise onde se considerou a presença de dois tipos de Plataformas de Transferência de Cargas (PTC) distintas: uma com um material *tout venant* reforçado com uma geogrelha (Tipo A) e outra, rígida, em betão armado (Tipo B) cujas características se apresentam nos Quadros 7 e 8. Por simplicidade admitiu-se que em ambos os casos a espessura das plataformas era equivalente a 30 cm.

Nesta análise, admitiu-se sempre o tempo de cura de 28 dias para os casos estudados, uma vez que, do ponto de vista do controlo do material em obra, geralmente se considera esse período de tempo para caracterização dos parâmetros necessários, nomeadamente as resistências.

Quadro 7 – Características do *tout venant*.

Camada	Modelo	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	ψ (°)	c' (kN/m ²)	E_{50} (MPa)	k (m/s)
<i>Tout Venant</i>	HSM	23	41		20	100	1,7E-6

Quadro 8 – Características do betão.

E (GPa)	ν	γ (kN/m ³)
31	0,2	24

3.3.2.1 – Aterro sem plataforma de distribuição de carga

Neste caso os deslocamentos verticais máximos obtidos apresentam-se no Quadro 9, pelo que se pode concluir, que existe uma relação linear entre o assentamento máximo da base do aterro e o afastamento entre colunas.

Quadro 9 – Deslocamentos verticais máximos correspondentes aos espaçamentos entre colunas analisados.

Espaçamento entre colunas (m)	$u_{y, \max}$ (cm)
1,6	3,53
2,4	7,81
3	11,3
3,3	12,3

Com base no exposto considerou-se oportuno avaliar a variação do deslocamento horizontal ao longo do tempo, para zonas específicas, designadamente numa zona próxima do deslocamento máximo e outra mais próxima da extremidade da coluna. Para o efeito admitiram-se os pontos representados na Fig. 11.

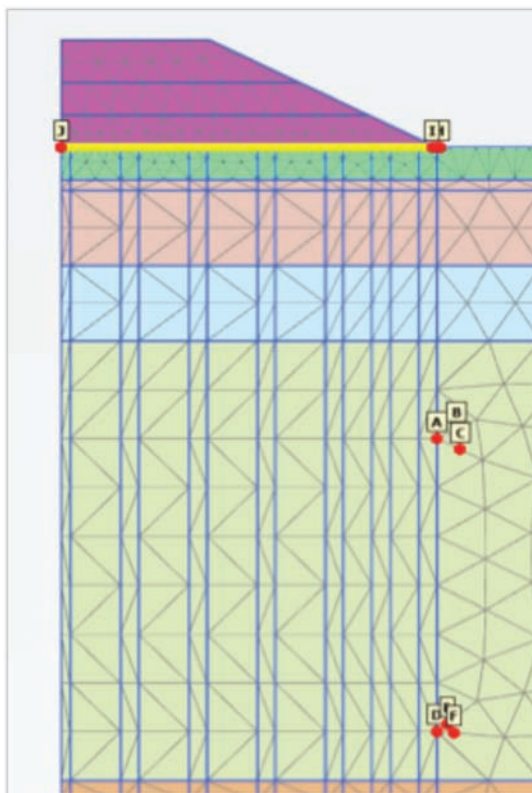


Fig. 11 – Localização dos pontos considerados no traçado das curvas.

Para os pontos A, B e C o deslocamento horizontal ao longo do tempo varia de acordo com o gráfico apresentado na Fig. 12, representativo do ponto A. Numa zona mais profunda da coluna (pontos D, E e F), os deslocamentos horizontais são inferiores, mas tendem para um determinado valor, isto é, estabilizam - Fig. 13, representativa do ponto D. O facto dos deslocamentos terem sinais diferentes nas duas figuras diz respeito à convenção admitida pelo Plaxis®, o que significa que os pontos A, B e C se deslocam para a direita, ou seja, no sentido do exterior da zona subjacente ao aterro, enquanto os pontos D, E e F apresentam um movimento no sentido contrário.

A análise da evolução dos deslocamentos é importante, uma vez que, neste tipo de obras, é geralmente contemplado no plano de monitorização a implementação de elementos de medição das deformações, principalmente na coluna mais exterior, como por exemplo inclinómetros. Estes permitem retirar conclusões quanto à estabilização, ou não, dos deslocamentos, e assim verificar se estes estão a evoluir desfavoravelmente permitindo intervir antes do possível colapso da estrutura.

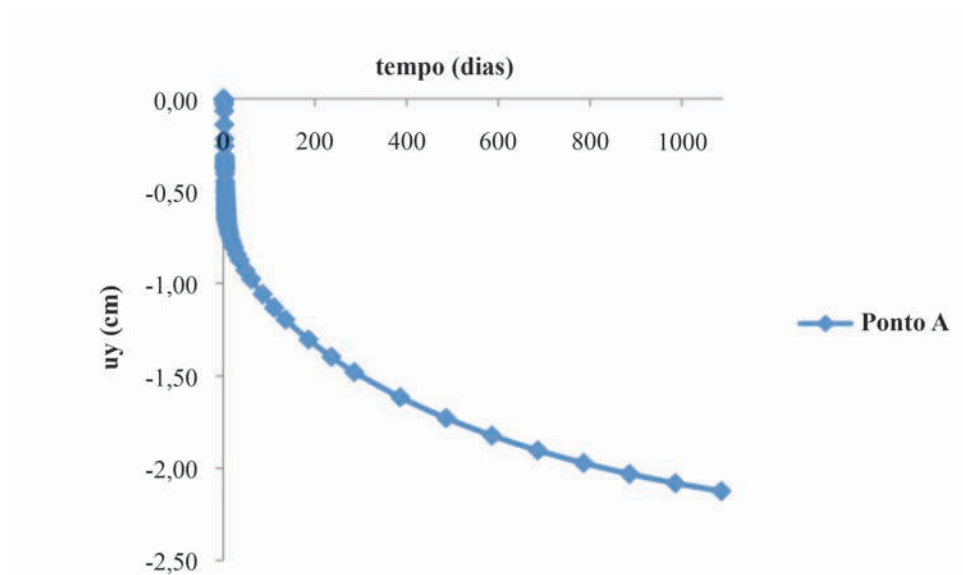


Fig. 12 – Evolução dos deslocamentos horizontais no ponto A.

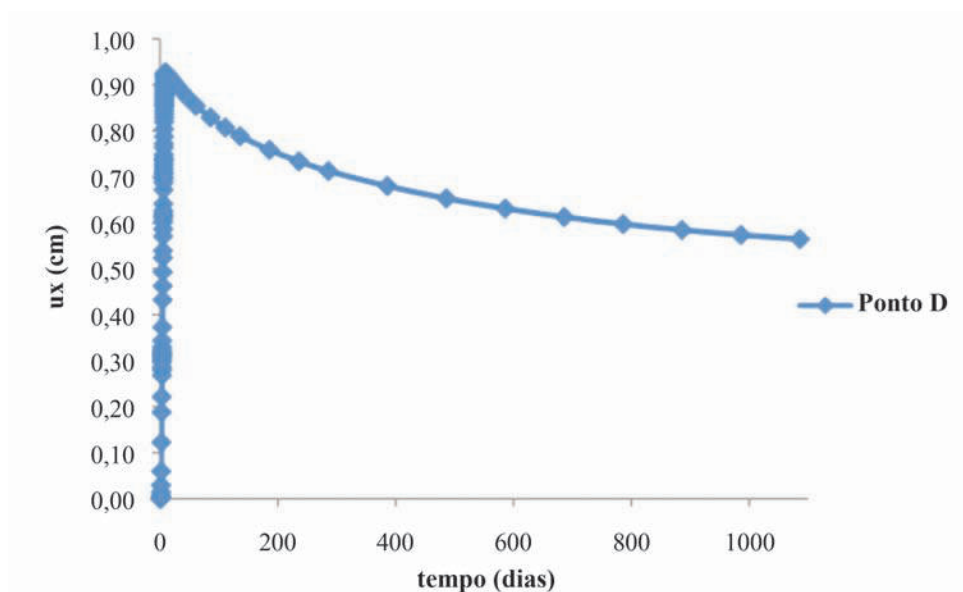


Fig. 13 – Evolução dos deslocamentos horizontais no ponto D.

3.3.2.2 – Aterro com plataforma de distribuição de carga – Tipo A

A rigidez da geogrelha utilizada foi de 270kN/m, um valor médio retirado do catálogo da Tenax®. Porém, no que diz respeito à modelação, convém referir que não é possível no Plaxis® distinguir entre uma geogrelha e um geotêxtil. Numa fase inicial, anterior à escolha da geogrelha Tenax®, analisaram-se várias hipóteses, nomeadamente ao nível do valor da rigidez do material a adotar, verificando-se que os resultados finais de deformação, e até mesmo do esforço axial, eram

idênticos, independentemente do valor introduzido no programa. Esta situação ocorreu com e sem a adição de elementos de interface – opção disponível no Plaxis®. Comparando a análise sem plataforma de distribuição de carga (referida no artigo em 3.3.2.1) onde se obteve 7,81 cm de assentamento para o afastamento de 2,4 m, com a análise com a plataforma tipo A (assentamento de 7,3 cm – Quadro 8), verificamos que os resultados não são substancialmente diferentes.

No Quadro 10 apresentam-se os assentamentos verticais máximos obtidos, assim como o esforço axial máximo da geogrelha, referentes aos espaçamentos estudados. Mais uma vez se verifica que o assentamento aumenta linearmente com o afastamento entre colunas.

Quadro 10 – Esforço axial da geogrelha referente a cada um dos espaçamentos entre colunas analisados.

Espaçamento entre colunas (m)	N_{max} (kN)	$u_{y, max}$ (cm)
2,4	1,1	7,3
3	2,1	11
3,3	3,32	12,5

3.3.2.3 – Aterro com plataforma de distribuição de carga – Tipo B

Para o preenchimento da plataforma patente nesta solução admitiu-se a presença de um betão com uma malha de armadura mínima C25/30, caracterizado por um modelo linear elástico com um tipo de drenagem “*non porous*”, disponível no Plaxis®, próprio para este material.

A deformada é bastante diferente das apresentadas anteriormente, na medida em que, neste caso, a plataforma é rígida, logo deforma-se de forma idêntica a uma laje de betão. O betão considerado é muito mais rígido que as colunas, portanto a deformada vai apresentar uma forma mais contínua relativamente às restantes - Fig. 14.

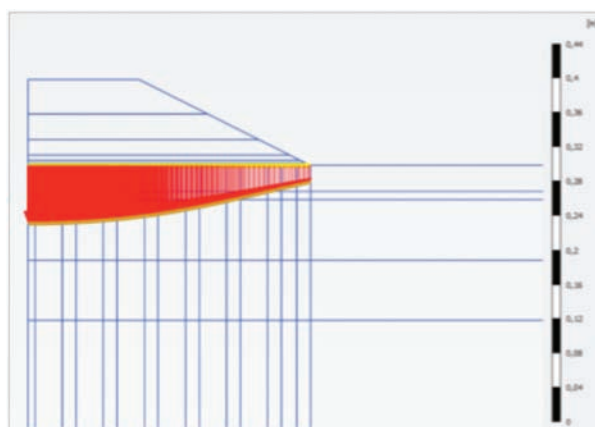


Fig. 14 – Deformada no final da consolidação 90% - Plataforma B – afastamento entre colunas 2,4m.

A distribuição de fendilhação associada a esta solução de laje estrutural não constituiu um tema de estudo, contudo, tem-se a percepção que os valores dos deslocamentos obtidos (Quadro 11) são incompatíveis com os critérios deste estado limite.

Também neste caso, com a introdução de uma plataforma rígida de betão armado, o assentamento da base do aterro continua a aumentar linearmente com o afastamento entre colunas. No ponto seguinte analisar-se-á as vantagens e inconvenientes de cada solução com base nos deslocamentos obtidos.

Quadro 11 – Deslocamentos verticais máximos correspondentes aos espaçamentos entre colunas analisados.

Espaçamento entre colunas (m)	$u_{y, \text{máx}}$ (cm)
2,4	6,72
3	9,9
4	16,6

3.4 – Comparação das soluções

Na primeira análise efetuada - Análise 1, apenas se avaliaram alguns efeitos provocados pela variação do módulo de deformabilidade devido ao tempo de cura, fixando um afastamento entre colunas. Verificou-se que a deformada da linha que separa o maciço de fundação do aterro apresenta uma forma esperada, tratando-se as colunas de elementos mais rígidos que funcionam como apoios.

Os deslocamentos não diminuem significativamente quando o tempo de cura passa de 14 para 28 dias, verificando-se que, tal como era previsto, os deslocamentos horizontais são mais evidentes na zona do pé do talude. Na vertical do eixo do aterro, os deslocamentos são predominantemente verticais, uma vez que as tensões verticais são superiores.

Embora os deslocamentos diminuam à medida que o tempo de cura das colunas aumenta, essa redução não é suficientemente relevante tendo em conta os limites previstos em projeto.

No que diz respeito à Análise 2, era esperado que a geogrelha (plataforma de solo “armado”) induzisse uma diminuição do assentamento com o aumento do afastamento entre colunas, fazendo com que ficasse mais solicitada e, portanto, fosse mais mobilizada a sua resistência à tração. O que se verificou foi que o esforço axial aumenta ligeiramente, contudo, o assentamento aumenta com o afastamento entre colunas. É normal que o assentamento aumente à medida que o número de colunas reduz, no entanto, esperava-se que este aumento fosse reduzido, uma vez que existe um elemento com capacidade resistente à tração que permite absorver este carregamento. Exemplo disso é o facto de o aumento de 30cm no afastamento entre colunas induzir um assentamento de 1,5cm (Quadro 8). Esta questão fica em aberto, requerendo análises com outros programas de cálculo, já que se tentou aumentar a rigidez à tração da geogrelha no modelo do Plaxis®, sem sucesso no controlo das deformações.

No caso de a plataforma ser de betão armado – plataforma rígida – a deformada é semelhante à de uma laje estrutural, ou seja, verifica-se uma deformada uniforme concordante com o carregamento que é provocado pelo aterro. Conforme referido anteriormente, não se procedeu à análise da distribuição de fendilhação associada a esta solução de laje estrutural, mas tem-se a perceção que estes valores de deslocamentos são incompatíveis com os critérios deste estado limite.

Para as duas plataformas consideradas e dada a diferença de custos associados à consideração de uma plataforma com um material *tout venant* ou betão armado, conclui-se que a diferença de assentamentos entre as duas soluções não justifica a aplicação de uma plataforma de betão armado.

Apesar dos assentamentos serem mais reduzidos neste último caso, a diminuição não justifica a diferença de custos associados, entre outros fatores práticos de execução em obra, assim como a questão referida da fendilhação.

Fazendo uma comparação global de todas as soluções analisadas, verificou-se que não se justifica a implementação em obra de uma plataforma de transferência de cargas, pelo menos, com as características admitidas. Com efeito, os assentamentos mínimos observados, associados à implementação de uma plataforma de transferência de cargas de betão armado, não evidenciam uma diminuição significativa, que justifique a aplicação de uma solução mais exigente - em termos de custos e processos de execução envolvidos.

No entanto, há fatores associados a plastificações localizadas nas zonas de transição entre o aterro, as colunas e o solo natural que as medeia, que podem exigir estas camadas de transferência para evitar riscos de rotura por punçoamento do corpo de aterro. Este assunto não ficou claro a partir dos resultados da simulação numérica, mas exige um estudo futuro mais atento.

De realçar que é fundamental a análise dos assentamentos, na medida em que, para que a solução das colunas em DSM fosse aplicada em obra, o assentamento máximo teria que respeitar o valor limite imposto de 2,5cm. Conforme se pôde concluir pelas análises paramétricas realizadas, o assentamento mais reduzido que se obteve foi para o afastamento mínimo entre colunas de 1,6m e, mesmo assim, 1cm superior àquele limite. Do ponto de vista económico, considera-se que a solução de colunas só seria interessante se o afastamento entre colunas fosse superior a 2m.

Neste âmbito, foi determinada a lei que melhor se ajusta aos resultados de assentamentos máximos nos vãos das colunas, para as soluções apresentadas anteriormente - Fig. 15.

Com base na relação linear apurou-se que, para cumprir um assentamento de 2,5cm o afastamento entre colunas, isto é, entre os eixos de colunas, teria de ser aproximadamente 1,6m.

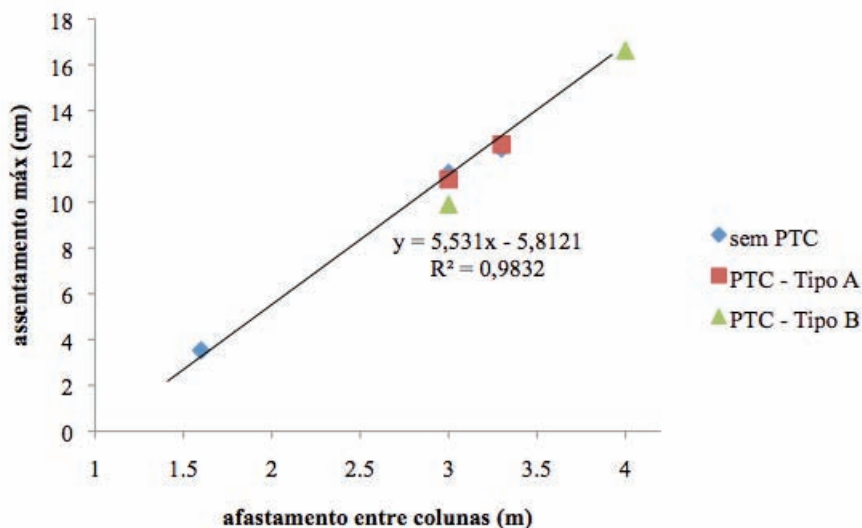


Fig. 15 – Relação entre o afastamento entre colunas e o assentamento vertical para todas as situações analisadas.

Outro aspeto que é conveniente salientar diz respeito à existência de pontos plastificados, uma vez que condicionam a estabilidade da estrutura em análise. Para o efeito foram observados os pontos em que a cedência de Mohr Coulomb é atingida, em todos os casos apresentados assumiu-se uma consolidação de 90%.

Deste modo, relativamente à Análise 1 - afastamento entre colunas fixo e três tempos de cura distintos - independentemente do tempo de cura considerado, a mancha de pontos plastificados permanece igual.

Concluiu-se, que a solução que apresenta maior risco do solo plastificar e, consequentemente colapsar, é a solução implementada em obra, que apresenta uma mancha evidente de pontos plastificados. Das análises efetuadas (1 e 2) salienta-se que a análise 2, que considera a presença de uma plataforma de betão, apresenta uma mancha menos significativa de pontos plastificados, localizados nas zonas de interface logo abaixo do aterro, entre as colunas e o solo.

4 – ANÁLISE DE VIABILIDADE ECONÓMICA

Nesta secção do artigo realiza-se uma análise comparativa de custos e de rendimentos entre as soluções estudadas, que dizem respeito ao tratamento do terreno de fundação do aterro. As soluções apresentadas referem-se: à que efetivamente foi aplicada em obra (geodrenos e pré-carga) – solução A; e a uma solução alternativa, respeitante à implementação de colunas executadas com recurso à técnica de DSM – solução B. Relativamente a esta última solução, uma vez que foram estudadas várias alternativas, a análise económica em questão é realizada apenas para o caso em que o afastamento entre eixos das colunas é de 2,4 m, por se considerar este afastamento uma solução comum.

Neste âmbito, importa deixar explícito que estão em causa duas soluções bastante distintas, em termos da validade dos valores aqui utilizados. No caso da solução A todos os dados intervenientes são efetivos, verificados, e, no outro caso, solução B, os dados são considerados com base em valores estimados da experiência obtida na execução das tecnologias em causa. Os custos aqui em questão dizem respeito apenas a custos diretos, quantificáveis, com base nos custos reais da obra em estudo. Os custos associados ao tempo de atuação de um aterro de pré-carga, no caso da solução A, consideram-se como indiretos.

De forma a uniformizar as soluções A e B, para ser possível a comparação, os custos dos parâmetros intervenientes na solução A foram determinados por m² e por m de desenvolvimento - Quadro 12. Esta determinação foi efetuada tendo por referência os desenhos apresentados no projeto de execução da obra para a secção do aterro em análise e sabendo que a base do mesmo apresenta uma largura de 33m. O objetivo desta análise serve para evidenciar a representatividade da área do aterro e da Geo Leca®, num m², por m de desenvolvimento.

Quadro 12 – Determinação da influência num m² em planta relativos à Geo Leca® e ao aterro.

Áreas (secção transversal)			Influência num m² por m de desenvolvimento
Geo Leca®	m²	34	1,03
aterro	m²	64	1,94
TOTAL			2,97

Para a determinação do custo total da solução A relembre-se que o espaçamento dos geodrenos é de 1,2m e que se admitiu terem um comprimento de 30m. Relativamente ao custo total da solução B, também por m², à semelhança do que foi apresentado considerou-se, um diâmetro de 0,8m e um

espaçamento de 2,4m. O custo da execução das colunas foi admitido, tal como atrás referido, com base em valores estimados resultantes da experiência de execução de solução similares. Assim, obtiveram-se os custos representados no Quadro 13.

Comparando-se os resultados obtidos, conclui-se que a solução B é cerca de duas vezes mais cara do que a solução A. Os prazos de execução das soluções foram determinados com base nos rendimentos, em m/h, que se consideraram: 582 para o aterro de pré-carga, 30 para as colunas e 250 para os geodrenos. Os tempos obtidos para a concretização das soluções A e B constam no Quadro 14.

Quadro 13 – Determinação dos custos associados à execução das soluções A e B.

		Unidades	Custo	Quantidade/m ²	Custo Total/m ²
SOLUÇÃO A	geodrenos	€/m	1	20,83	20,83
	material pré-carga	€/m ³	10,7	5,13	54,89
	remoção do material da pré-carga	€/m ³	3,4	5,13	17,44
	aterro Geo Leca®	€/m ³	27,95	1,03	28,80
	Aterro (corrente)	€/m ³	2,13	1,94	4,13
	Custo Total da Solução/m²				126,10
SOLUÇÃO B	Colunas	€/m ³	100	2,66	266,16
	Aterro (corrente)	€/m ³	2,13	2,97	6,32
	Custo Total da Solução/m²				272,49

Quadro 14 – Tempos de execução das soluções.

SOLUÇÃO A	Drenos	min/m ²	5
	Aterro de pré-carga	min/m ²	109
	TOTAL	min/m ²	114
SOLUÇÃO B	Colunas	min/m ²	11
	Aterros de pré-carga	min/m ²	5
	TOTAL	min/m ²	16

Deste modo, pode concluir-se que a solução A, mesmo sem a consideração da atuação do aterro de pré-carga, demora cerca de sete vezes mais tempo a executar do que a solução B.

O tempo de espera ou de atuação da pré-carga é um parâmetro não quantificável, contudo, considerou-se pertinente e interessante verificar se o facto do menor tempo de execução da Solução B

colmatava a diferença de custos existente entre ambas as soluções. Esta situação poderá ser pertinente no caso de a pré-carga constituir uma atividade crítica, situação que não corresponde ao caso da obra analisada.

A metodologia adotada para a análise consistiu na atribuição de pesos relativos aos custos da empreitada, isto é, de execução da solução propriamente dita, assim como, do funcionamento do estaleiro. Note-se que, a principal diferença entre as soluções, em termos de logística, ocorre ao nível do tempo de presença do estaleiro em obra. Assim, verificando-se que o custo total da empreita foi de 16,6 milhões de euros, o estaleiro, com um custo total de 1,3 milhões de euros, corresponde a 7,8% na empreitada em estudo. Posteriormente, elencaram-se os custos reais referentes à aplicação da solução de tratamento, com base no mapa de quantidades e preços da obra. Conclui-se que a execução da solução A de tratamento do terreno representa um peso de 24% no total da empreitada – Quadro 15.

Finalmente, para determinar a importância ou os pesos referentes à aplicação da solução B, consideraram-se os resultados obtidos anteriormente, ou seja, que se trata de uma solução que, em números redondos, é aproximadamente duas vezes mais cara e que demora cerca de um sétimo do tempo a executar relativamente à solução A. Estas relações foram utilizadas para, com base nos pesos da solução A, serem determinados os pesos associados à execução propriamente dita da solução e do estaleiro – Quadro 16.

Quadro 15 – Custos efetivos relativos à solução A.

	(milhões €/m²)	Peso na empreitada
Geodrenos	1,60	
Aterro pré-carga	0,9	
Aterro Geo Leca®	1,23	
Aterro (corrente)	0,25	
TOTAL	3,99	24%

Quadro 16 – Determinação da importância do estaleiro e da solução no âmbito da empreitada.

	Pesos			Representatividade
	Empreitada (Solução Tratamento)	Estaleiro	Total	
Solução A	0,240	0,078	0,319	1,63
Solução B	0,509	0,011	0,520	

Assim, é possível concluir, que para o caso de obra analisado no presente trabalho, a solução B de tratamento do terreno corresponde, em termos de custos globais (contabilizando a celeridade de execução da solução B) a um valor, aproximadamente, 1,6 vezes superior ao da solução A, preconizada efetivamente em obra.

5 – CONCLUSÕES

Para se proceder à modelação de uma determinada estrutura é necessário existir um conhecimento, *a priori*, suficientemente rigoroso e plausível, das variáveis intervenientes, de forma a que os resultados finais sejam coerentes com o que se pode, ou poderá, vir a verificar na realidade, em casos de obra concretos.

Neste trabalho, estudou-se uma solução em DSM para melhoramento do solo mole de fundação de um aterro. Para a análise da implementação da solução de DSM fixou-se um diâmetro de 0,8m e estudaram-se afastamentos entre colunas de 1,6m, 2,4m, 3m, 3,3m e 4m. De uma maneira geral, e conforme se compreenderá, quanto menor for o afastamento, menores serão os assentamentos ao nível do aterro. Este efeito foi analisado e verificou-se que existe uma relação praticamente linear entre o afastamento e o maior assentamento no vão entre colunas. Por outro lado, constatou-se também que quanto mais elevado for o tempo de cura, menores serão naturalmente os deslocamentos associados ao aterro.

O facto de se assumir um cálculo para uma consolidação de 5anos, em comparação com uma consolidação de 90%, não apresentou alterações significativas ao nível dos assentamentos. Esta situação veio comprovar que a consolidação da camada de argila presente no maciço de fundação, não condiciona de sobremaneira os assentamentos na base do aterro, uma vez que são as colunas que controlam este comportamento de deslocamento do mesmo.

Ainda assim, estudou-se a possibilidade de existir uma plataforma de transferência de cargas na base do aterro, de *tout venant* ou betão armado, para minimizar as zonas plastificadas e prevenir riscos de rotura por punçoamento do corpo do aterro. No entanto, dados os deslocamentos que se verificaram, concluiu-se que a sua aplicação não se justifica, pelos custos que lhe estão inerentes. Em termos de dissipação dos excessos de pressão neutra, verificou-se que ambas as soluções, que admitem ou não a presença de uma plataforma de transferência de cargas, apresentam resultados idênticos.

Contudo, mesmo exigindo uma análise mais atenta no que diz respeito ao controlo da fendi-lhação, a solução alternativa em DSM, admitindo a presença de uma plataforma de betão armado, constitui-se como mais eficaz relativamente à solução implementada em obra, mesmo não cumprindo os limites preconizados.

Em suma, o assentamento imposto para a estrutura em análise -2,5 cm- não se conseguiu atingir, nem com plataforma de transferência de cargas.

Relativamente ao caso da obra em estudo, no que concerne à análise e comparação de custos, importa salientar que, a solução B (colunas DSM) é duas vezes mais cara que a solução A (geodrenos e pré-carga), demorando esta, no entanto, cerca de sete vezes mais tempo a ser concluída. No entanto, ainda que reportando estes dados aos custos efetivos da empreitada e tendo em conta o tempo de pré-carga da solução A, verificou-se que a solução B é 1,5 vezes mais cara que a primeira.

6 – AGRADECIMENTOS

Às empresas Brisa – Concessões Rodoviárias SA e Brisa – Engenharia e Gestão SA, respetivamente Dono-de-Obra e Fiscalização, pela autorização em utilizar dados relativos à empreitada. À empresa Soares da Costa pela disponibilização de todos os dados que serviram de base à realização desta investigação. À empresa Geocontrole pela disponibilização dos resultados da campanha de caracterização geotécnica na zona objeto deste estudo.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, C.; Mendonça, J.; Jesus, M.; Gomes, A. (2000). *Sistemas Aquíferos de Portugal Continental*, Instituto da Água.

- Bolton, M.D. (1986). *The Strength and Dilatancy of Sands*. Géotechnique 36, No. 1, 65-78.
- Bruce, D. (2000). *An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as Used in Geotechnical Applications*, U.S. Department of Transportation; Federal Highway Administration: 143.
- CDIT (2002). *The Deep Mixing Method - Principle, Design and Construction*. A.A. Balkema Publishers.
- CENOR - <http://www.cenor.pt> - Acedido em maio de 2012.
- Correia, A. (2011). *Aplicabilidade da técnica deep mixing aos solos moles do Baixo Mondego*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra.
- EN 14679 (2005). *Execution of special geotechnical works - Deep mixing*. CEN, English version, April 2005, p. 52.
- EuroSoilStab (2001). *Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils - Design guide soft soil stabilization*.
- Fahey, M.; Carter, J.P. (1993). *A finite element study of the pressuremeter in sand using nonlinear elastic plastic model*. Canadian Geotechnical Journal, 30(2): 348-362.
- Jaky, J. (1944). *The coefficient of earth pressure at rest*. Journal of Hungarian Architects and Engineers, October, pp. 335-358.
- Larsson, S. (2005). *State of Practice Report - Execution, monitoring and quality control*. International Conference on Deep Mixing. Best Practice and Recent Advances. Stockholm, Sweden.
- Massarsch, K. (2005). *Deformation Properties of Stabilized Soil Columns*. International Conference on Deep Mixing. Best Practice and Recent Advances. Stockholm Sweden.
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica*. FEUP edições.
- Mayne, P.; Christopher, B.; DeJong, J. (2001). *Manual on Subsurface Investigations*. National Highway Institute, Publication No. FHWA NHI-01-031.
- Mayne, P.W.; Peuchen, J.; Bouwmeester, D. (2010). *Soil unit weight estimation from CPT*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.
- Robertson, P.K. (2009). *Interpretation of cone penetration tests - a unified approach*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.46: 1337-1355.
- Robertson, P.K. (2010). *Estimating in-situ State Parameter and Friction Angle in Sandy Soils from CPT*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.
- Robertson, P.K.; Cabal, K.L. (2010). *Estimating soil unit weight from CPT*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, CA, USA.
- Robertson, P.K. (2012). *Interpretation of In-situ tests - some insights*, 5th J.K. Mitchell Lecture. 4th International Conference on Site Characterization ISC-4, Porto de Galinhas, Pernambuco, Brasil.
- Terashi, M. (1997). *Theme Lecture: Deep Mixing Method - Brief State of the Art*. Proc. 14th ICSMFE, vol. 4, pp. 2475-2478, Hamburg.
- Topolnicki, M. (2009). *Design and execution practice of wet mixing in Poland*. International Symposium on Deep Mixing Admixture Stabilization. Okinawa, Japan.

REABILITAÇÃO DE UMA LINHA FÉRREA DE MERCADORIAS - ASPETOS GEOTÉCNICOS DA VIA

Rehabilitation of a freight railway line - Geotechnical aspects of the track

Eduardo Fortunato*

Simona Fontul**

André Paixão***

Nuno Cruz****

Jorge Cruz*****

Francisco Asseiceiro*****

RESUMO – Após alguns anos em que o transporte ferroviário teve um declínio acentuado, ultimamente tem vindo a assistir-se, em vários países, à modernização de linhas férreas antigas, nomeadamente procedendo à reabilitação da via-férrea. Vários desses casos referem-se a vias que se pretende que venham a servir essencialmente o transporte de mercadorias. Durante a reabilitação das vias férreas existem vantagens técnicas, económicas e ambientais em manter, se possível, os materiais existentes, em particular a camada de balastro ferroviário contaminado com solos finos, sob as novas camadas de reforço. Este trabalho apresenta resultados de estudos realizados com o objetivo de reabilitar uma via-férrea para o transporte de mercadorias, localizada em África. Para além da caracterização realizada in situ, construíram-se trechos experimentais para testar diversas soluções estruturais para reabilitação da plataforma ferroviária e realizaram-se modelações numéricas da via, contemplando essas soluções. Os resultados dos estudos permitiram concluir que é possível levar a cabo o reforço estrutural da plataforma, de forma eficiente, em termos técnicos e económicos.

SYNOPSIS – A few years after railway transportation suffered a sharp decline, the rehabilitation of old railway lines have been implemented lately in many countries. Several of these cases regard lines that are expected to be used for freight transport. Whenever possible, during rehabilitation of railway tracks there are technical, economic and environmental advantages in reusing existing materials, particularly the fouled ballast layer (ballast contaminated by fines), to support new reinforcement layers. This paper presents results of studies with the aim to rehabilitate a railway freight corridor, located in Africa. In addition to the in situ characterization, experimental stretches were constructed to test various structural rehabilitation solutions of the platform and numerical models were developed to analyse their structural behaviour. The results obtained

* Investigador Principal, Dep. de Transportes, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
E-mail: efortunato@lnec.pt.

** Investigadora Auxiliar, Dep. de Transportes, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
E-mail: simona@lnec.pt.

*** Bolseiro de Doutoramento, Dep. de Transportes, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
E-mail: apaixao@lnec.pt

**** Eng. Geotécnico, PhD, Dep. de Geotecnia, Mota-Engil Engenharia e Construção.
E-mail: NunoCruz@mota-engil.pt

***** Eng. Geotécnico, MSc, Dep. de Geotecnia, Mota-Engil Engenharia e Construção.
E-mail: Jorge.Cruz@mota-engil.pt

***** Eng. Civil, Dep. de Estudos e Projetos, Mota-Engil Ferrovias.
E-mail: francisco.asseiceiro@mota-engil.pt

in the studies showed that it is possible to carry out efficiently structural reinforcement of the platform, taking into account economic and technical issues.

PALAVRAS CHAVE – Reabilitação de vias-férreas de mercadorias, ensaios não destrutivos, modelação numérica.

1 – INTRODUÇÃO

Após alguns anos em que o transporte ferroviário teve um declínio acentuado, ultimamente tem vindo a assistir-se, em vários países, à modernização de linhas férreas antigas. Vários desses casos referem-se a vias em que se pretende operar, essencialmente, comboios de mercadorias.

A modernização de linhas férreas que estão em operação requer, normalmente, a reabilitação da via, com o objetivo de repor ou melhorar as suas condições de funcionamento. Essa reabilitação pode contemplar a substituição da superestrutura (carris, travessas e balastro ferroviário), assim como o melhoramento da subestrutura (zona superior da fundação da via, usualmente considerada até cerca de 2 m de profundidade abaixo da base das travessas). Este melhoramento pode passar pela construção de camadas de reforço, pelo tratamento dos solos da fundação com ligantes, ou mesmo pela substituição desses solos por outros de melhor qualidade.

A reabilitação de estruturas antigas deve ser realizada de forma económica e ambientalmente sustentável. As principais diferenças entre a construção de uma via-férrea nova e a reabilitação de uma via antiga estão relacionadas com: i) a preocupação em manter, tanto quanto possível, a estrutura existente; ii) a necessidade de tornar mínimas as perturbações na operação ferroviária, durante a execução dos trabalhos; iii) os constrangimentos físicos a que a infraestrutura está sujeita (património edificado, relevo, acessibilidade ao local da obra); iv) as dificuldades em utilizar algumas técnicas que são normalmente utilizadas na construção de vias novas, como por exemplo o tratamento dos solos da fundação; v) a heterogeneidade, quer ao longo do desenvolvimento longitudinal quer transversal, dos materiais existentes na subestrutura, em particular quando a via é muito antiga e não foi sujeita a obras de manutenção e de reabilitação; vi) a necessidade de manter a operação da via com elevados níveis de segurança durante a realização das obras.

O processo de reabilitação, para além de considerar os aspetos anteriormente referidos, deve ser baseado em estudos de caracterização física e mecânica dos elementos e das camadas da via existente (Fortunato *et al.*, 2001). De facto, este aspeto é muito importante, quer no sentido de dimensionar a mais eficiente configuração estrutural, quer em termos da definição das obras complementares que será necessário realizar, por exemplo relacionadas com a drenagem da via.

A avaliação das características físicas e mecânicas da estrutura e dos seus componentes pode ser feita recorrendo a diversos métodos, dependendo das condições de acessibilidade à via que é possível ter, em particular quando esta está em operação. No que se refere à subestrutura, é prática comum caracterizar os geomateriais através da determinação das suas propriedades intrínsecas (granulometria e plasticidade) e das propriedades de estado (teor em água e grau de compactação). Em algumas situações, têm também sido realizados ensaios para determinação de parâmetros mecânicos, nomeadamente o módulo de deformabilidade (Fortunato, 2005).

Nas vias antigas, em particular naquelas que não têm camada de sub-balastro (camada que faz a separação entre o balastro ferroviário e o solo de fundação), observa-se frequentemente uma camada de balastro contaminado com solos, entre o balastro limpo e a fundação. Esta contaminação pode ter diferentes origens, sendo as principais: i) “bombagem” dos solos finos da fundação, em presença da água, por ação das cargas cíclicas dos comboios; ii) degradação das partículas de balastro, em particular no material de baixa resistência ao desgaste e à fragmentação.

No âmbito da reabilitação existem algumas vantagens técnicas, económicas e ambientais em manter a camada de balastro contaminado na estrutura da via, sob as novas camadas de reforço

(Fortunato *et al.*, 2010). Estas vantagens estão relacionadas com a elevada rigidez dessa camada, que pode ser relevante em termos estruturais, e com a redução do volume de materiais movimentados, quer os que seria necessário levar a depósito, quer aqueles que seriam obtidos em empréstimos. Para além disso, a opção de manter esta camada na estrutura reabilitada, pode simplificar o processo construtivo, reduzir os custos, o prazo de execução das obras e as perturbações na operação ferroviária. Nesta perspetiva, parece apropriado caracterizar as propriedades mecânicas dos materiais através de ensaios, laboratoriais e *in situ*, baseados no desempenho (Gomes Correia *et al.*, 2012).

Este trabalho apresenta alguns estudos conducentes à reabilitação de um troço de uma linha férrea localizada em África, designado como Secção 5 do Corredor Ferroviário de Nacala. Este troço tem um comprimento aproximado de 100 km, estabelecendo a ligação entre Nkaya, no Malawi, e Entre Lagos, em Moçambique, na fronteira entre os dois países. O objetivo principal da reabilitação é obter uma via que permita a circulação regular de comboios com carga máxima por eixo de 20,5 toneladas, a uma velocidade máxima de 80 km/h.

A inspeção visual da via, a análise das características da sua superestrutura e a prospeção geotécnica, permitiram identificar a espessura das camadas, determinar as características dos solos e avaliar a rigidez da subestrutura, nomeadamente através de ensaios de penetração.

Foram realizados estudos experimentais num trecho de via desativado, para avaliar a viabilidade técnica e económica de construir o reforço da plataforma com diversas configurações estruturais passíveis de serem utilizadas na reabilitação da via. As distintas configurações contemplaram camadas de reforço construídas com agregados compactados e com misturas de agregados com cimento. No âmbito destes estudos realizou-se prospeção com o georadar, e fizeram-se ensaios de carga com placa tradicionais e ensaios com defletómetro de impacto.

Posteriormente procedeu-se à modelação numérica tridimensional da via-férrea para estudar a resposta das diversas soluções estruturais que foram construídas no trecho experimental, quando submetidas à solicitação imposta pela passagem dos comboios. Compararam-se os resultados obtidos, em termos de tensões e deformações, em diversos elementos de cada solução estrutural.

Os estudos efetuados permitem concluir que é possível reabilitar, de forma técnica e economicamente eficiente, plataformas ferroviárias antigas, mantendo parte da estrutura existente e construindo camadas de reforço. Para tal, é fundamental proceder a uma adequada caracterização da estrutura existente.

2 – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA VIA EXISTENTE

A experiência tem mostrado que os ensaios não destrutivos realizados *in situ* são adequados para avaliar as características físicas e mecânicas de vias-férreas em operação (Fortunato, 2005). Assim, na caracterização da Secção 5 do Corredor Ferroviário de Nacala utilizou-se o Georadar para proceder a uma avaliação preliminar da espessura das camadas da via. Nesta avaliação foram utilizados sistemas 2D e 3D, com diferentes configurações de antenas de distintas frequências, nomeadamente: a) um sistema 3D equipado com 17 antenas (9 emisoras e 8 recetoras) de frequência central de 400 MHz, permitindo a execução de alinhamentos longitudinais com espaçamento entre perfis de 0,08 m, na direção transversal; b) um sistema 2D equipado com antenas operando numa frequência central de 800 MHz. Os dados resultantes destes dois varrimentos foram processados em conjunto para determinação da espessura média das camadas, na zona entre carris. Foi também realizado um varrimento lateral aos carris para determinação da espessura de balastro no prisma lateral, mas a informação resultante não foi considerada no estudo, devido à sua fraca qualidade. É de salientar que a variação detetada entre os perfis realizados não foi significativa (valor máximo da ordem de 2 cm) e quando os perfis não apresentaram uma resolução aceitável, não foram considerados para a determinação do valor médio da espessura.

Na Figura 1 apresenta-se um esquema do traçado da linha férrea em estudo, no qual se assinala, num pequeno trecho, a título de exemplo, a gama de espessuras (identificadas por escala de cores) de balastro, estimadas com base na análise das imagens obtidas com o Georadar.

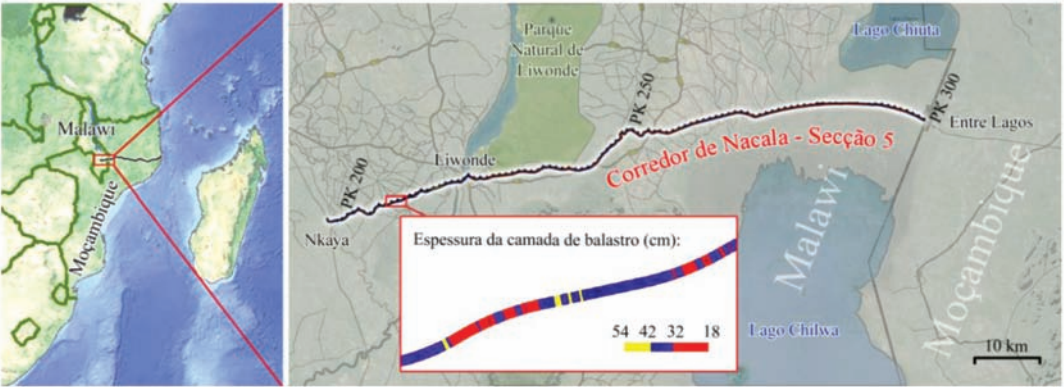


Fig. 1 – Localização da linha e esquema elucidativo da informação produzida com o Georadar.

Na Figura 2 apresentam-se alguns aspetos do equipamento utilizado e um exemplo das imagens obtidas. Essas imagens permitiram concluir que: a) em cerca de 65% da extensão da via a espessura da camada de balastro limpo era superior a 20 cm; b) em cerca de 60% da extensão da via a espessura da camada de balastro contaminado era superior a 20 cm; c) em mais de 80% do desenvolvimento longitudinal da via, a soma das espessuras das camadas de balastro limpo e de balastro contaminado era superior a 20 cm.

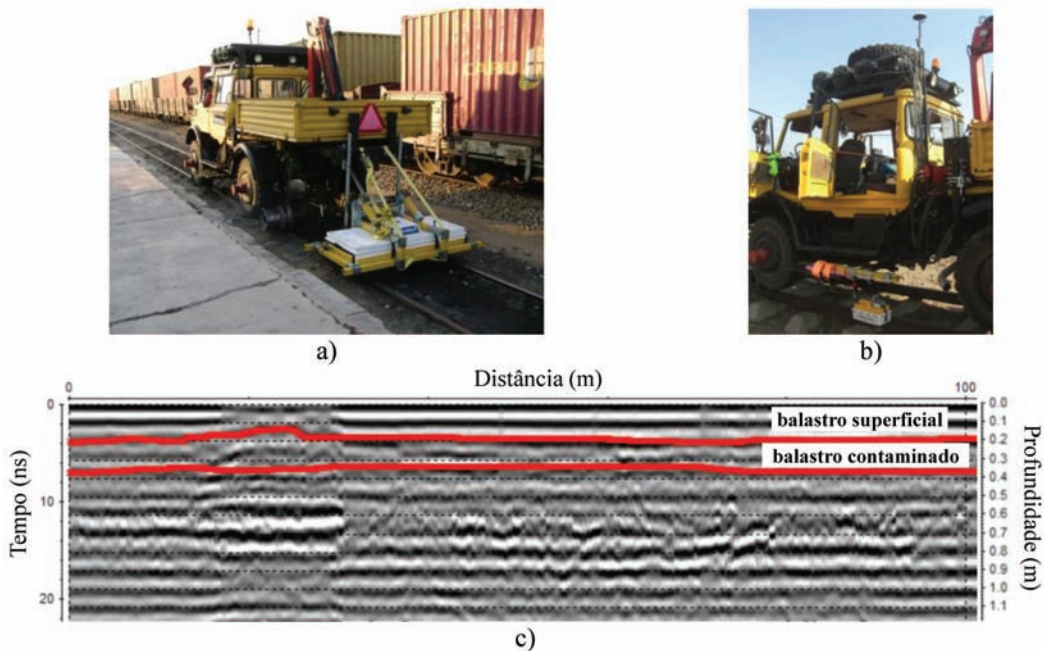


Fig. 2 – Aplicação do Georadar na avaliação da espessura das camadas: a) avaliação entre carris; b) avaliação no prisma lateral; c) exemplo da análise de uma imagem obtida.

Foram recolhidas 57 amostras, para identificação visual e para caracterização laboratorial, de solos, balastro e balastro contaminado com solo. No que se refere aos solos (18 amostras), apresenta-se na Figura 3 as percentagens de material passado no peneiro 0,074 mm e os valores do índice de plasticidade (IP). A caracterização dos solos existentes sob o balastro permitiu, em geral, identificar solos predominantemente arenosos, mas, ainda assim, relativamente distintos em duas zonas do troço:

-

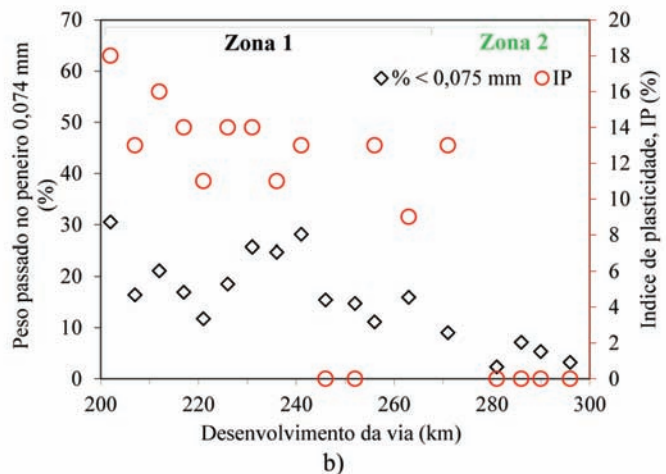


Fig. 3 – Caracterização dos solos de fundação: a) aspeto da amostragem; b) percentagem de partículas finas e plasticidade dos solos.

99

Quadro 1 – Características físicas do penetrómetro DPSH utilizado.

Penetrómetro	Dimensões do cone			Dimensões das varas			Martelo	
	Diâmetro (mm)	Ângulo apical (°)	Secção (cm²)	Diâmetro (mm)	Comprimento (m)	Massa (kg)	Massa (kg)	Altura de queda (cm)
DPSH	50,0	90	20	32	1	6,25	63,5	76

Os ensaios DPSH foram realizados no eixo da via (Figura 4a), iniciando-se a sua execução após a remoção das camadas de balastro e de balastro contaminado. Pretendia-se fundamentalmente avaliar a rigidez dos aterros e do terreno natural. Para o efeito, os resultados obtidos com o DPSH (N_{20}) foram utilizados para estimar valores do SPT - *Standard Penetration Test* (N_{SPT}), através da relação:

$$N_{SPT} = 1,5 N_{20} \text{ (DPSH)} \tag{1}$$

Esta transformação de resultados é relativamente fidedigna e referida na bibliografia da especialidade (Muromachi e Kobayashi, 1982; Cruz, 2010), dada a semelhança entre os dois tipos de métodos, nomeadamente no que respeita à técnica de cravação do equipamento, massa do pilão, altura de queda e secção transversal do amostrador (SPT) e do cone (DPSH), que geram idêntica energia potencial.

Atendendo às características granulométricas dos materiais, calcularam-se, com base nos resultados dos ensaios, os valores do módulo de deformabilidade em profundidade (Castro, 1988). Na Figura 4b apresentam-se os valores obtidos em cada local (médio, máximo e mínimo), até 1 m de profundidade, os quais variam entre 40 e 250 MPa. Os valores obtidos na segunda zona são parecidos com os obtidos na primeira, com exceção do que acontece em três locais, que exibem valores relativamente mais elevados.

Os valores obtidos para o módulo de deformabilidade são comparáveis com aqueles que têm sido obtidos durante a caracterização de outras plataformas ferroviárias antigas (Fortunato, 2005). Em vários desses casos, tem-se construído camadas de reforço, normalmente com agregados.

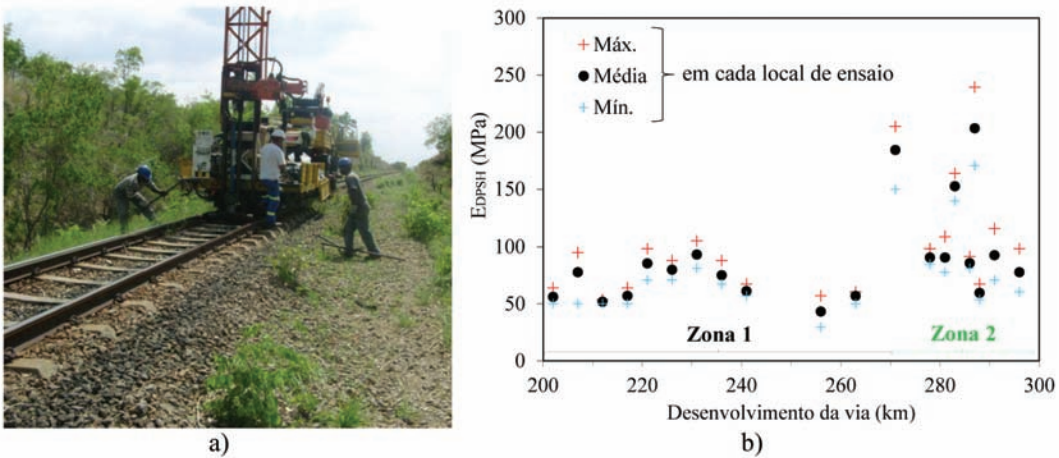


Fig. 4 – Ensaio com o DPSH na fundação: a) aspeto da execução do ensaio; b) módulo de deformabilidade até 1,0 m de profundidade, obtido a partir dos ensaios DPSH.

3 – ESTUDOS RELATIVOS À REABILITAÇÃO DA SUBSTRUTURA

3.1 – Trecho experimental

De forma a avaliar a viabilidade técnica e económica de diversas configurações estruturais de reforço da plataforma ferroviária, que pudessem ser utilizadas no âmbito da reabilitação da via-férrea, foi construído um trecho experimental numa linha fora de serviço. Ainda antes de remover a superestrutura ferroviária existente, procedeu-se à caracterização física e mecânica das camadas da via, através do Georadar (Figura 5), de ensaios de carga com placa (*Plate Load Test* - PLT) e com o defletómetro de impacto pesado (*Falling Weight Deflectometer* - FWD). Realizaram-se também poços para análise da espessura das camadas e recolha de material para caracterização laboratorial. Foi possível concluir que, em termos gerais, sob as travessas (espaçadas de 0,65 m) existia uma camada de balastro calcário, com uma espessura total de cerca de 20 cm, e cuja contaminação, essencialmente proveniente da degradação das partículas do balastro, aumentava em profundidade. A camada de balastro contaminado estava assente sobre uma fundação de areias argilosas, com dimensão máxima das partículas de 5 mm, com cerca de 23% do material (em peso) de dimensão inferior a 0,074 mm, com um índice de plasticidade de cerca de 10% e um valor de CBR de 9%. Atendendo à espessura da camada de balastro contaminado e às características do solo subjacente, conclui-se que a zona em causa poderá ser representativa de algumas das zonas mais fracas, em termos geotécnicos, da via-férrea que se pretende reabilitar.

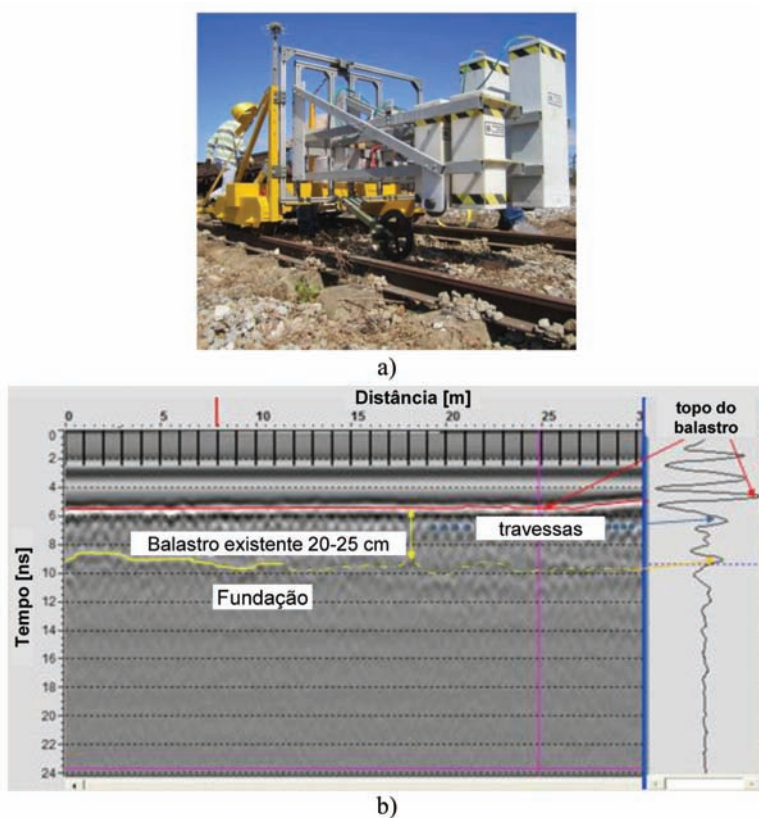


Fig. 5 – Ensaios com Georadar no trecho experimental: a) aspeto do equipamento; b) exemplo da interpretação de uma imagem obtida durante o ensaio.

Para a realização dos ensaios de carga com o equipamento FWD, houve que proceder à alteração do eixo e as rodas do equipamento e que construir uma estrutura para colocar entre a placa de carga do equipamento e a camada de balastro (passando a aplicar-se a carga através de uma placa de 0,40 m de diâmetro), de modo a vencer o desnível (é de notar que o equipamento foi originalmente concebido para fazer ensaios sobre pavimentos, circulando com rodas de pneus e não sobre carris) e garantir que o geofone utilizado para medir a deflexão no centro da placa de carga tivesse um apoio adequado.

Os ensaios de carga foram executados sobre o balastro (Figura 6), entre travessas, com o objetivo de estimar o módulo de deformabilidade equivalente (UIC, 2008) das camadas onde apoiavam as travessas. Na análise dos resultados dos ensaios PLT e FWD o valor do módulo de deformabilidade equivalente foi calculado pela expressão:

$$E = 0,75 \cdot d \frac{P}{\delta} \quad (2)$$

em que E é o módulo de deformabilidade, d é o diâmetro da placa, p é pressão vertical aplicada e δ é a deflexão sob a placa de carga, a qual, no caso do PLT, foi calculada no segundo ciclo de carga (AFNOR, 2000).

Apesar de os métodos serem distintos (o PLT é um ensaio quase-estático e o FWD é um ensaio dinâmico), ser também distinta a pressão aplicada (cerca de 200 kPa no PLT e de 500 kPa no FWD) e o diâmetro das placas de carga (0,45 m no PLT e 0,40 m no FWD), os valores do módulo de deformabilidade obtidos sobre a camada de balastro foram semelhantes com ambos os métodos. Os valores do módulo variaram ao longo do trecho entre cerca de 60 MPa e 80 MPa (Figura 6c). Estes valores traduzem a rigidez global das camadas onde apoia o armamento da via (carris e travessas), rigidez essa que se pretende aumentar, construindo camadas de reforço para apoio da nova camada de balastro, com o objetivo de reduzir o valor das tensões que se instalam nos solos de fundação, à passagem dos comboios.

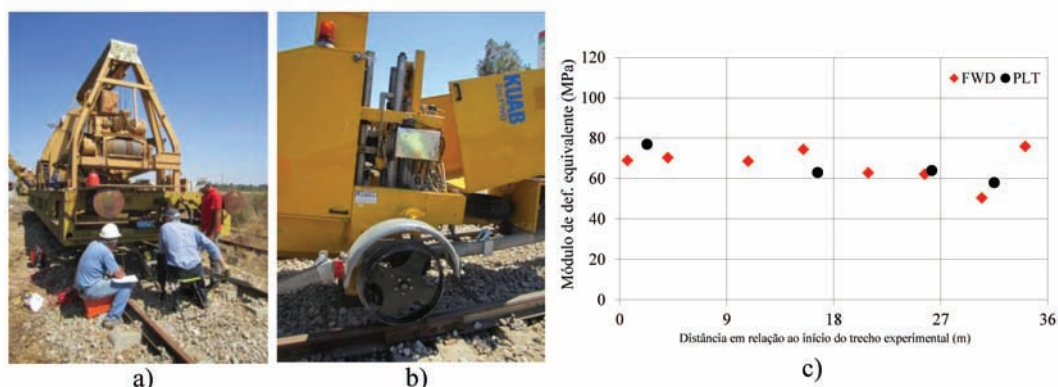
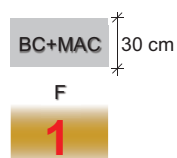


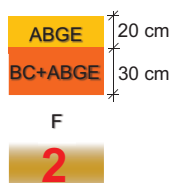
Fig. 6 – Ensaios de carga realizados antes do levantamento da via férrea: a) equipamento PLT; b) equipamento FWD; c) módulo de deformabilidade equivalente.

Após a realização destes ensaios, e ainda na época seca, procedeu-se à remoção dos carris e das travessas e ao nivelamento do balastro que existia na via. O trecho experimental foi dividido em quatro secções de nove metros de comprimento cada, de forma a serem construídas as seguintes configurações estruturais de reforço (Figura 7):

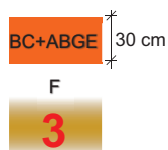
- Secção 1: 10 cm de agregado britado de granulometria extensa espalhado sobre o balastro antigo existente na via; os dois materiais foram misturados com cimento (5%) e compactados, conduzindo a uma camada de cerca de 30 cm de espessura (BC+MAC);



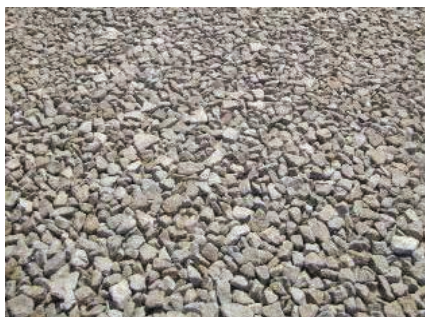
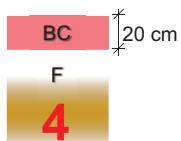
a)



b)



c)



d)

Fig. 7 – Configurações estruturais das secções 1 a 4 (a, b, c, d) e aspetos da respetiva construção (BC-Balastro Contaminado; ABGE – Agregado Britado de Granulometria Extensa; MAC – Mistura Agregado Cimento; F - Fundação).

- Secção 2: 10 cm de agregado britado de granulometria extensa espalhado sobre o balastro antigo existente na via e misturado com o mesmo (BC+ABGE); depois da compactação desta camada de cerca de 30 cm de espessura, foi espalhada e compactada sobre ela, uma camada adicional com 20 cm de agregado britado de granulometria extensa (ABGE);
- Secção 3: 10 cm de agregado britado de granulometria extensa espalhado sobre o balastro antigo existente na via e misturado com o mesmo (BC+ABGE); após a mistura compactou-se a camada, que ficou com uma espessura de cerca de 30 cm;
- Secção 4: não foi colocada qualquer camada de reforço, mas a camada de balastro antigo contaminado, com cerca de 20 cm de espessura que existia na via foi compactada (BC).

O agregado utilizado nas camadas de reforço trata-se de um material granítico com elevada resistência à fragmentação (valor de Los Angeles igual ou inferior a 26%) e elevada resistência ao desgaste (valor de Micro-Deval igual ou inferior a 10%). Durante a construção este material foi humidificado para que o seu teor em água ficasse próximo do teor em água ótimo (cerca de 5,0%). A granulometria deste material e do solo de fundação são apresentadas na Figura 8. No âmbito de um outro estudo (Fortunato *et al.*, 2012), procedeu-se à caracterização deste material através de ensaios de carga triaxial cíclica, com diversos níveis de tensão e várias condições de estado, em provetes de grandes dimensões. O módulo resiliente deste material depende das condições de estado, nomeadamente do teor em água e do grau de compactação. Nesses estudos constatou-se que o valor do módulo resiliente aumenta com o valor da tensão média. Este comportamento é mais notório em provetes que exibem maiores valores do módulo, considerando o mesmo estado de tensão e condições de estado distintas.

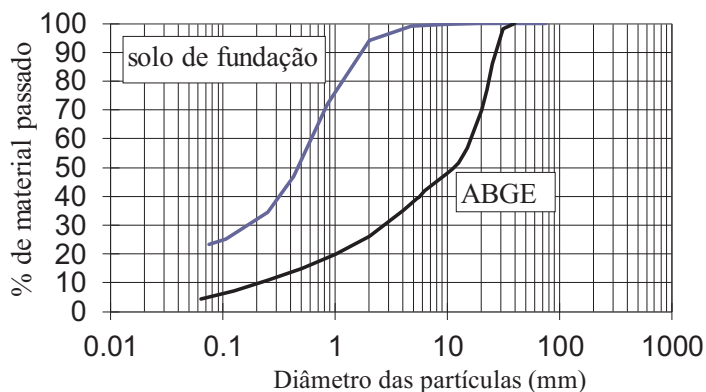


Fig. 8 – Curvas granulométricas do solo de fundação e do agregado britado de granulometria extensa (ABGE) utilizado nas camadas de reforço.

Após a construção das diversas secções foram efetuados ensaios com o Georadar, no topo das camadas de reforço, com o objetivo de determinar a espessura das mesmas. Na Figura 9 apresentam-se alguns resultados obtidos nas diversas secções. Foi possível identificar a interface entre as camadas de reforço e a fundação, e confirmar assim, em termos gerais, as espessuras das camadas que tinham sido estabelecidas para cada configuração estrutural.

Imediatamente após a construção foi realizada uma campanha de ensaios com FWD no topo das camadas de reforço (Figura 10). Dois meses depois foi levada a cabo uma nova campanha deste tipo de ensaios, com o objetivo de avaliar se teria existido variação significativa do módulo de deformabilidade das camadas com o tempo, em particular devido à variação do teor em água dos

materiais ou, no caso da Secção 1, devido ao aumento da rigidez do agregado tratado com cimento. Os ensaios foram realizados aplicando uma pressão vertical de 400 kPa sobre uma placa de 0,30 m de diâmetro. As deflexões da camada ensaiada foram calculadas através do registo obtido em sete geofones dispostos num alinhamento, a várias distâncias do centro da placa de carga. Na Secção 4 foi utilizado apenas um geofone, localizado no centro da placa de carga, atendendo a que o ensaio foi realizado sobre a camada compactada de balastro antigo.

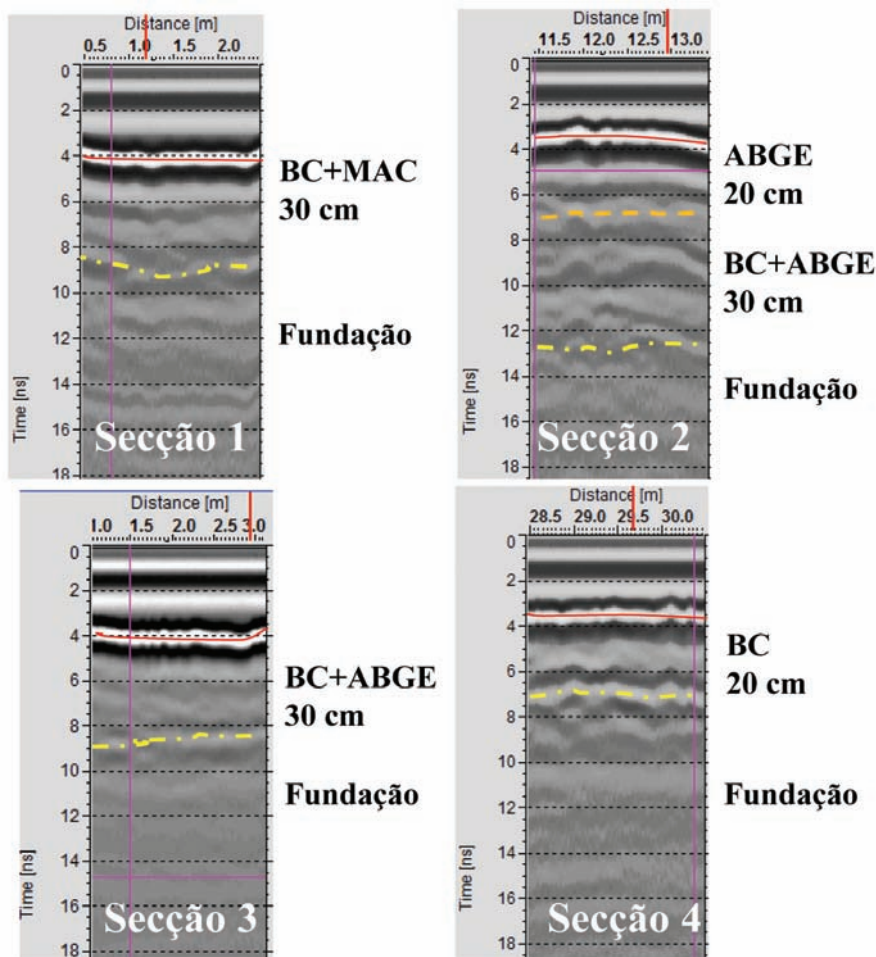


Fig. 9 – Imagens dos ensaios com o Georadar realizados sobre as camadas de reforço.

Os valores do módulo de deformabilidade equivalente, calculados com base na deflexão medida no centro da placa de carga, estão apresentados na Figura 10b, onde as designações FWD-1 e FWD-2 representam os ensaios realizados na campanha imediatamente após a construção e dois meses depois, respetivamente. Pode concluir-se que: a) na Secção 1 e na Secção 2, os valores do módulo foram de cerca de 200 MPa na campanha FWD-1 e cerca de 15% a 20% inferiores, na campanha FWD-2; na Secção 3 os resultados foram de cerca de 130 MPa na campanha FWD-1 e 15% inferiores na campanha FWD-2; c) na Secção 4, onde não foi construída camada de reforço, os valores do módulo na campanha FWD-1 medidos no topo do balastro antigo, que tinha sido compactado, foram de cerca de 80 MPa e diminuíram cerca de 30% na campanha FWD-2; é de

notar que antes de a via antiga ter sido removida, tinham sido obtidos, sobre a camada de balastro, valores do módulo entre 60 a 80 MPa, como já foi referido. Os valores mais baixos do módulo obtidos na segunda campanha (FWD-2) podem ter ficado a dever-se ao aumento do teor em água dos materiais, quer dos agregados quer dos solos de fundação, pois ocorreu precipitação após a primeira campanha.

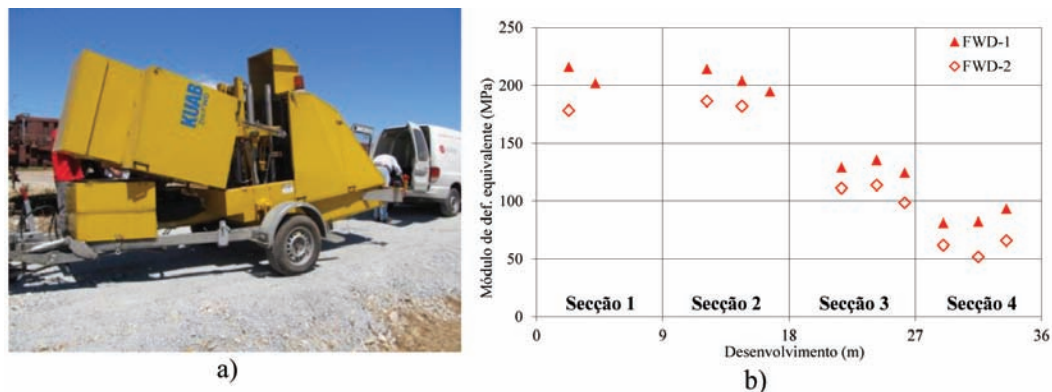


Fig. 10 – Ensaio de carga: a) equipamento FWD; b) módulo de deformabilidade equivalente.

Na Secção 1 e na Secção 2 obtiveram-se valores semelhantes, mas a camada de reforço da Secção 1 é mais fina (o que pode ser importante no caso de haver limitações à subida da rasante), mais barata e mais fácil de construir. A Secção 3 é mais económica e mais fácil de construir do que as duas primeiras, e ainda assim proporciona valores do módulo de deformabilidade superiores a 100 MPa, mesmo em condições relativamente adversas, como a que se verificou na campanha FWD-2, após ter chovido. Estes valores são aceitáveis no âmbito deste tipo de reabilitação (UIC, 2008). Na Secção 4, pelo facto de não haver camada de reforço e de a permeabilidade do balastro ser muito elevada, o aumento do teor em água do solo da fundação pode conduzir a uma redução importante do módulo de deformabilidade equivalente e ao aumento da deformação permanente, para um elevado número de ciclos de carga, conduzindo à necessidade de intervenções de manutenção regulares, com o objetivo de repor a geometria da via.

3.2 – Modelação numérica

Utilizando a modelação numérica a três dimensões é possível simular a resposta estrutural dos elementos da superestrutura da via e das camadas da subestrutura, sob a ação da passagem dos comboios, em termos de tensões e de deformações (Paixão e Fortunato, 2010). Assim, foram modeladas numericamente as configurações estruturais de reforço definidas anteriormente e a superestrutura da via-férrea (Figura 11), com o objetivo de avaliar o respetivo comportamento.

Para o desenvolvimento dos modelos numéricos de equilíbrio tridimensional utilizou-se o programa de cálculo automático FLAC3D (Itasca, 2006), que recorre ao método das diferenças finitas. O cálculo explícito (Lagrangeano) e o método de discretização utilizados neste programa proporcionam uma adequada modelação de sistemas contínuos, permitindo a resolução de problemas de equilíbrio tridimensional com uma elevada complexidade geométrica e física. Como é frequente em aplicações deste género, na construção da malha de elementos tirou-se partido das condições de simetria do problema (neste caso de dupla simetria), sendo possível reduzir o domínio de cálculo para um quarto do total (Figura 12).

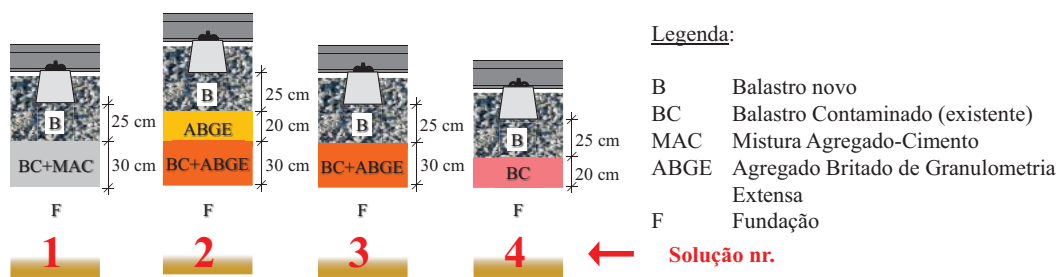


Fig. 11 – Configurações estruturais modeladas.

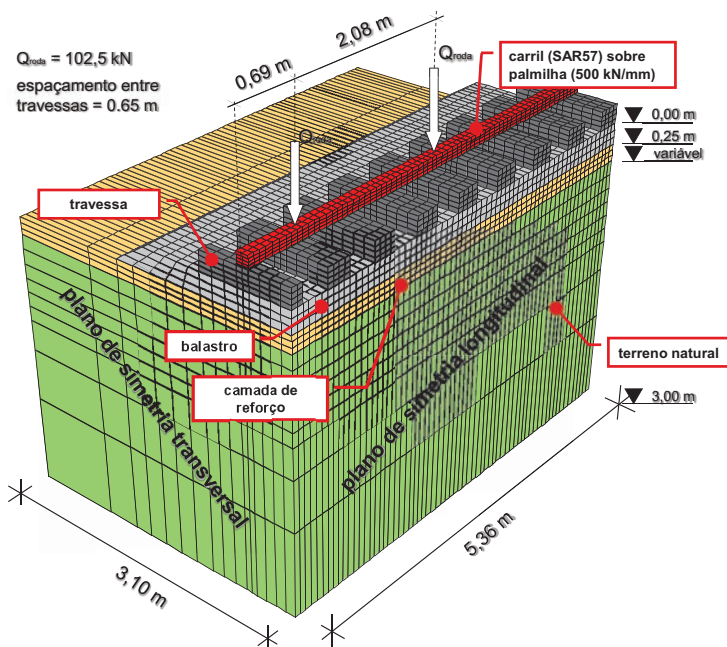


Fig. 12 – Exemplo de malha de elementos utilizada com o programa FLAC3D para modelar a via.

Para contemplar o efeito dos 4 eixos de carregamento de cada um dos *bogies* da locomotiva do tipo GE DASH 9, definida como solicitação de referência para o projeto, os diversos modelos utilizados apresentam um desenvolvimento de 5,36 m na direção paralela aos carris, 3,1 m de largura na direção transversal da via e profundidade constante de 3,0 m, relativa à face inferior das travessas. Optou-se por manter constante a distância ao plano de fronteira horizontal inferior em todos os modelos. Relativamente às condições de fronteira do problema, foram restringidos os deslocamentos na base do modelo. Nas fronteiras laterais foram restringidas apenas as translações normais aos planos verticais de fronteira, de modo a respeitar as condições do problema, em particular a simetria.

Foram utilizados modelos com 17 264 elementos hexaédricos de 8 nós, com um número total de nós de 20 547, elementos esses que representam os seguintes elementos da via: carril, palmilhas, travessas, camada de balastro, camada de reforço (ou balastro antigo) e terreno natural (ou

fundação) (Figura 12). De forma simplificada, modelou-se um carril do tipo SAR-57 (57 kg/m) com uma forma paralelepipedica, utilizando um número suficiente de elementos para reproduzir adequadamente o seu comportamento de flexão. Adotou-se para a largura do carril o valor de 0,14 m (largura real do patim), sendo determinada uma altura equivalente de modo a que o carril apresentasse um momento de inércia idêntico ao do carril real. Para este elemento estrutural considerou-se um comportamento elástico linear, com módulo de Young de 210 GPa e coeficiente de Poisson de 0,3.

Relativamente às palmilhas de apoio do carril sobre as travessas, recorreu-se a elementos paralelepipedicos com altura de 1 cm e com propriedades elásticas que se traduzissem em palmilhas de carril com rigidez normal de 500 kN/mm.

As travessas do tipo monobloco foram modeladas com uma forma paralelepipedica, representando travessas do tipo PY. As suas dimensões foram determinadas tal que, em primeiro lugar, o seu valor de área em planta fosse semelhante ao valor real e, em segundo lugar, que o valor da sua altura conduzissem a um momento de inércia semelhante ao valor médio da travessa real. Considerou-se que estes elementos apresentavam um comportamento elástico linear com módulo de Young de 64 GPa e coeficiente de Poisson de 0,25.

No que se refere à camada de balastro (material sob as travessas e prisma lateral), às camadas de reforço e à fundação onde estas assentam, considerou-se um comportamento elástico linear. Para estabelecer o valor do módulo de deformabilidade da fundação e das camadas de reforço, procedeu-se a uma retroanálise das deflexões medidas com base nos registos dos vários geofones durante cada um dos ensaios FWD. Neste processo de inversão, as deflexões medidas são comparadas com as deflexões calculadas, as quais são obtidas através de um modelo numérico estrutural que recorre à teoria dos sistemas multicamadas com comportamento elástico linear.

A retroanálise foi desenvolvida apenas para os valores registados no ensaio do ponto central de cada secção, recorrendo ao programa comercial BISAR. Em geral, foi possível obter uma boa aproximação aos valores medidos (Figura 13). Na secção 4, como já foi referido, só foi medida a deflexão sob o centro da placa, pelo que não se apresentam os valores.

Para efeitos da modelação da via-férrea, foram considerados os valores do módulo de deformabilidade obtidos na retroanálise da campanha FWD-2, por serem os mais baixos. Estes valores, apresentados no Quadro 2, parecem adequados, nomeadamente os relativos ao ABGE e ao balastro contaminado, atendendo à expectável distribuição de tensões em profundidade (Fortunato e Resende, 2006) e aos valores do módulo resiliente medido em laboratório para esses materiais (Fortunato *et al.*, 2010; Fortunato *et al.*, 2012).

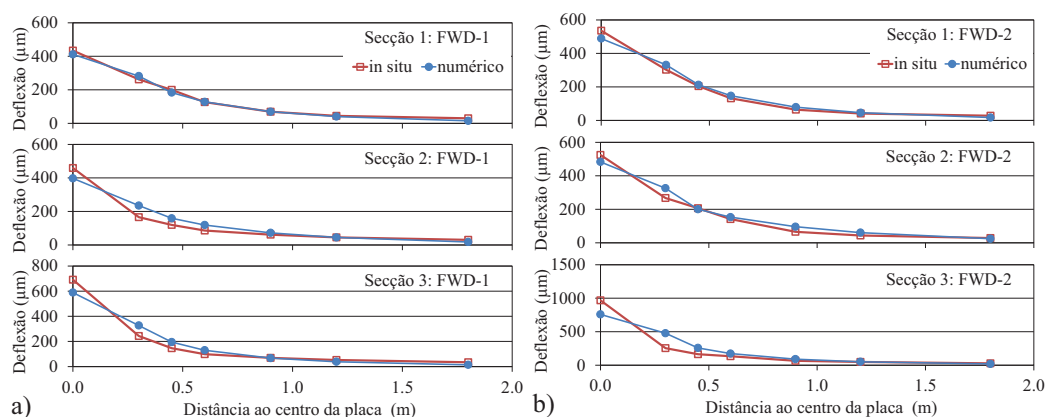


Fig. 13 – Deflexões medidas e calculadas: a) campanha FWD 1; b) campanha FWD 2.

O valor do módulo obtido para o material tratado com cimento parece relativamente baixo, atendendo a valores referidos por outros autores (Lim e Zollinger, 2003) para agregados tratados com percentagens semelhantes de cimento. É provável que o resultado encontrado se fique a dever a alguma dificuldade que houve em misturar adequadamente os materiais *in situ*. Relativamente ao módulo de deformabilidade obtido para o material de fundação (60 MPa), é de notar que esse valor é representativo dos valores mínimos que foram obtidos com base nos resultados dos ensaios DPSH realizados na linha, e apresentados anteriormente. No caso da camada de balastro, os parâmetros foram arbitrados com base em valores referidos na bibliografia (Fortunato, 2005).

Quadro 2 – Parâmetros estruturais adotados e resultados da modelação numérica.

Configuração estrutural	Balastro			ABGE			BC+MAC BC+ABGE BC			Fundação			σ_B	σ_F	δ_c
	e (m)	E (MPa)	ν	e (m)	E (MPa)	ν	e (m)	E (MPa)	ν	e (m)	E (MPa)	ν	(kPa)	(kPa)	(mm)
1	0,25	200	0,2	n.a.			0,3	500	0,2	3,0	60	0,4	114,5	50,1	1,69
2				0,20	150	0,2	0,3	160					108,3	43,6	1,67
3				n.a.			0,3	160					113,0	52,9	1,80
4							0,2	160					116,1	54,7	1,78

ABGE – Agregado Britado de Granulometria Extensa; BC – Balastro Contaminado; MAC – Mistura Agregado Cimento; σ_B – tensão vertical máxima entre a travessa e o balastro; σ_F – tensão vertical máxima na fundação; δ_c – máxima deflexão vertical do carril; e – espessura da camada; E – Módulo de deformabilidade; ν - coeficiente de Poisson.

Admitiu-se no modelo o carregamento vertical de duas rodas que, devido às condições de simetria, reproduzem a solicitação de 4 eixos de 205 kN de um bogie da locomotiva GE DASH 9. Estas cargas verticais foram aplicadas no topo do carril, como indicado na anterior Figura 12.

Os valores calculados das tensões (Figura 14) e deformações foram analisados de forma a se poder comparar a resposta das distintas estruturas. No Quadro 2 apresentam-se os valores de algumas grandezas que usualmente se utilizam no dimensionamento deste tipo de estruturas. No que se refere aos valores da tensão vertical que se instalam nas camadas, estes estão dentro dos limites usualmente aceites para este tipo de estruturas. Em particular, no que se refere à tensão vertical no contacto entre travessa e balastro, e no topo da fundação (sob as camadas de reforço), os valores máximos obtidos foram semelhantes nas várias configurações, e inferiores aos valores usualmente considerados como limite máximo admissível (Selig e Waters, 1994; Esveld, 2001). As configurações 1, 2 e 3, conduzem a uma ligeira redução no valor da tensão vertical máxima no topo da fundação, quando comparado com o obtido na configuração 4, o que se deve à ausência, nesta última, da camada de reforço.

No que se refere aos valores de deflexão do carril (δ_c), eles estão dentro dos limites que são considerados aceitáveis para vias férreas com características semelhantes, tendo em conta estudos realizados por outros autores (Selig e Waters, 1994; Esveld, 2001).

Como seria de esperar, os resultados obtidos nas configurações que consideram as camadas de reforço (1 a 3) indicam um melhor comportamento estrutural, quando comparados com os obtidos na configuração 4. Nas configurações 1 a 3, ocorre uma melhor distribuição das cargas impostas pelos eixos, conduzindo a uma diminuição da tensão vertical máxima ao nível do topo da fundação (Quadro 2). Assim, as soluções de reforço analisadas, em particular a configuração 2, podem ser

relevantes nas situações em que as condições de fundação sejam ainda mais desfavoráveis, ou onde seja necessário elevar o nível da rasante da via, devido à presença de níveis freáticos elevados. Tendo em conta os resultados obtidos, nos casos em que as condições sejam semelhantes às que foram ensaiadas, parece poder concluir-se que a configuração 3 constitui uma solução de reabilitação adequada, tendo em conta a proteção que proporciona aos solos de fundação, quando comparada com a configuração 4, e a mais fácil execução e o menor custo, quando comparada com as configurações 1 e 2.

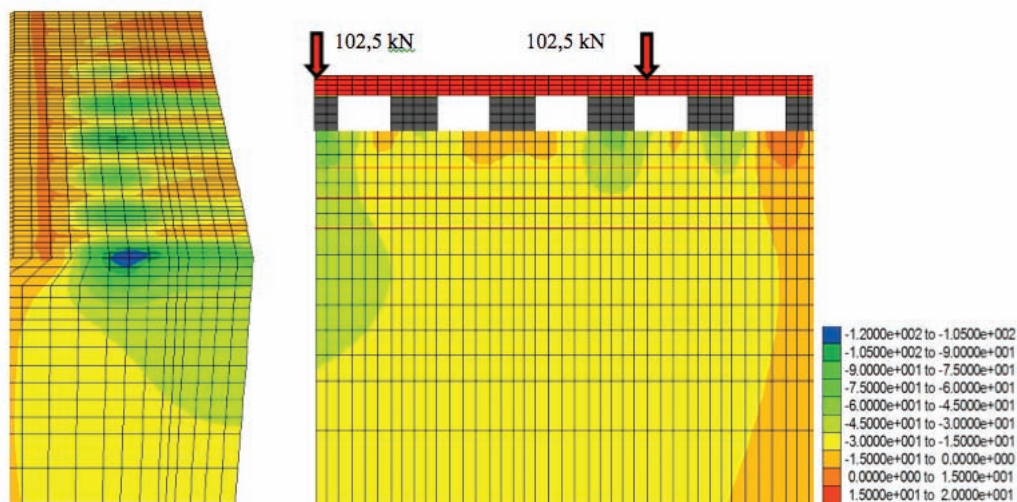


Fig. 14 – Exemplo das tensões verticais (kPa) obtidas na modelação numérica.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A modernização de linhas férreas em operação exige, habitualmente, a reabilitação da via-férrea, quer da superestrutura quer, em particular, da respetiva plataforma. Neste tipo de atividade pode incluir-se, nomeadamente, a construção de camadas de reforço.

Neste estudo, o procedimento adotado para a caracterização da via existente permitiu a determinação da espessura das camadas e das características dos materiais que as constituem, assim como do módulo de deformabilidade da plataforma antiga.

As configurações estruturais de reforço da plataforma que foram construídas num trecho experimental de uma via desativada, com condições semelhantes às mais fracas que foram identificadas na via a reabilitar (em termos geotécnicos), permitiram avaliar o processo construtivo e as características mecânicas de cada uma delas. Em particular, concluiu-se que misturando e compactando uma camada de 10 cm de espessura de um agregado de granulometria extensa com o balastro contaminado com solos se obtinha uma camada de reforço sobre a qual se mediu um módulo de deformabilidade (100 a 120 MPa) adequado ao suporte da nova camada de balastro.

Atendendo aos resultados obtidos na modelação numérica tridimensional da via-férrea, para as distintas configurações estruturais de reforço, é possível concluir que qualquer delas constitui uma boa solução de reabilitação.

É de notar que o estudo que se apresentou focou, essencialmente, a resposta da via a curto prazo, nomeadamente o comportamento resiliente dos materiais em determinadas condições de estado. Embora seja corrente admitir que o comportamento a longo prazo se relaciona com a rigidez

que as camadas da estrutura exibem, seria interessante desenvolver estudos de avaliação das deformações permanentes acumuladas, para vários milhões de ciclos de carga, em diversas condições de estado dos materiais. Contudo, estes estudos são ainda de difícil execução, em particular, quando se pretende simular adequadamente as condições existentes *in situ*.

5 – AGRADECIMENTOS

Parte deste estudo foi desenvolvido no âmbito da atividade do Grupo de Trabalho 4 – “Subestrutura da via-férrea, incluindo zonas de transição” - da Comissão Portuguesa de Geotecnia nos Transportes (CPGT) da Sociedade Portuguesa de Geotecnia.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO M 145-91 (2004). *Classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes*. Standard Specifications for Transportation Material and Methods of Sampling and Testing. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- ASTM D 2487-06 (2006). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. American Society for Testing and Materials.
- AFNOR NF P 94-117-1 (2000). *Module sous chargement statique à la plaque (EV2)*. Association Française de Normalisation.
- Castro, G. (1988). *Penetrómetros. Penetrómetro estático tipo holandês (CPT). Penetrómetros dinâmicos (SPT) e (PDL) ou (DPL)*. Informação Técnica, Geotecnia, ITG 11 - LNEC, Lisboa.
- Cruz, N. (2010). *Modelling geomechanics of residual soils by DMT tests*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Esveld, C. (2001). *Modern Railway Track*. Ed. 2, MRT-Productions, Zaltbommel.
- Fortunato, E. (2005). *Renovação de plataformas ferroviárias. Estudos relativos à capacidade de carga*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Fortunato, E.; Pinelo, A.; Mateus da Silva, J. (2001). *The strengthening and upgrade of railway infrastructures: Geotechnical aspects*. Proceedings of the XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, vol. 3, pp. 2069-2072, Istambul.
- Fortunato, E.; Resende, R. (2006). *Mechanical behaviour of railway track structure and foundation – three dimensional numerical modelling*. Proc. of RailFound 06 - International Conference on Railway Track Foundations, pp. 217-227, Birmingham.
- Fortunato, E.; Pinelo, A.; Matos Fernandes, M. (2010). *Characterization of the fouled ballast layer in the substructure of a 19th century railway track under renewal*. Journal of the Japanese Geotechnical Society: Soils and Foundations, vol. 50, n° 1, p. 55-62.
- Fortunato E.; Paixão, A.; Fontul, S. (2012). *Improving the use of unbound granular materials in railway sub-ballast layer*. Proc. of the 2nd Int. Conference on Transp. Geotechnics, Sapporo.
- Gomes Correia, A.; Roque, A.J.; Reis Ferreira, S.M.; Fortunato, E. (2012). *Case Study to Promote the Use of Industrial Byproducts: The Relevance of Performance Tests*. Journal of ASTM International; Vol. 9; n° 2; pp. 1-18.

- Itasca FLAC3D (2006). *Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 D*. Itasca Consulting Group.
- ISO 22476-2 (2005). Geotech. investigation and testing-Field testing-Part 2: Dynamic probing.
- ISSMFE (1989). Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soils - TC 16, with Reference to Test Procedures; Appendix C: “*International reference test procedure for dynamic probing (DP)*”. Information 7, 20-23, Swedish Geotechnical Institute Linköping.
- Lim, S.; Zollinger, D. (2003). *Estimation of the Compressive Strength and Modulus of Elasticity of Cement-Treated Aggregate Base Materials*. Transp. Research Record (1837), pp. 30-38.
- Muromachi T.; Kobayashi, S. (1982). *Comparative study of static and dynamic penetration tests currently used in Japan*. Proc. of the 2nd European Symposium on Penetration Tests, ESOPT-2, Amsterdam.
- Paixão, A.; Fortunato, E. (2010). *Rail track structural analysis using three-dimensional numerical models*. Proc. of 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp. 575-580, Trondheim.
- Selig, E.T.; Waters, J.M. (1994). *Track geotechnology and substructure management*. Thomas Telford, London.
- UIC (2008) CODE 719R. *Earthworks and track bed for railway lines*, Union Internationale des Chemins de Fer, Paris.

MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DA ESPESSURA DO REVESTIMENTO DAS ESTRADAS DE TERRA

Design method for road surface thickness of earth roads

Saul Barbosa Guedes*

Roberto Quental Coutinho**

António Viana da Fonseca***

RESUMO – No Brasil, verifica-se que grande parte da rede viária, 79,9% do total das rodovias, é composta por estradas não pavimentadas – “estradas de baixo-custo”. Observa-se que parte do orçamento de gestão da rede rodoviária do país é utilizada na manutenção rotineira dessas estradas após períodos de chuva. Entretanto, estes gastos poderão ser minimizados pela construção de uma superfície de rolamento de baixo custo, resistente tanto às intempéries da região quanto aos esforços desenvolvidos pelo tráfego. A finalidade deste trabalho é divulgar o método de dimensionamento desenvolvido pelo Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul, nos EUA, para determinação da espessura do revestimento primário das estradas de terra, direcionando-o ao território Brasileiro. Com base no método, o projetista, para além de obter uma significativa redução dos custos da construção destas infraestruturas, pode também estimar com maior exatidão as ações de reparação da seção construída, durante o ciclo de vida da estrada, priorizando a durabilidade da mesma e reduzindo os custos de manutenção.

SYNOPSIS – In Brazil, a large extent of the road network, 79.9% of the total, consists of unpaved tracks – “low cost roads”. A significant amount of the public budget for road management resources is used in the routine maintenance of these roads after rain periods. However, these high costs can be minimized by constructing a bearing surface with low cost investments, but resistant to regional weather actions, sometime stormy, as well as to the actions induced by traffic. The purpose of this work is to present the design method developed by the Local Transportation Assistance Program of South Dakota – USA, for determining the thickness of the primary coating of earth roads, and to adapt it to the Brazilian territory. Based on this method, besides obtaining a significant cost reduction in the construction of these road infrastructures, the designer can estimate with confidence the ideal timing for repair operations, during the road life cycle, giving priority to durability and reducing of the cost of maintenance.

PALAVRAS CHAVE – Estradas de Terra de Baixo-Custo, Dimensionamento, Revestimento Primário.

1 – INTRODUÇÃO

No Brasil, verifica-se que a grande extensão da rede viária, 79,9 % do total das rodovias, é composta por estradas não pavimentadas também chamadas “estradas vicinais”, que são aquelas não revestidas por qualquer tipo de tratamento superficial (DNIT, 2011). Essas vias, além de serem responsáveis pelo acesso

* Pós-Doutorando, Universidade Federal de Pernambuco. E-mail: saulbguedes@yahoo.com.br.

** Professor Associado 4, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco.
E-mail: rqc@ufpe.br

*** Professor Associado com Agregação, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. E-mail: viana@fe.up.pt

dos moradores rurais aos serviços básicos como educação, saúde e lazer disponíveis nos grandes centros urbanos, são também responsáveis pelo escoamento da produção agropecuária.

Mesmo possuindo essa importante função para o bem estar, assim como para a economia do país, observa-se um descaso na construção e conservação dessas vias. Como consequências desses fatores percebem-se o aparecimento de certos problemas ambientais, sendo um dos principais a perda de solo e consequentemente o assoreamento de cursos d'água, devido ao surgimento de processos erosivos nessas estradas.

De acordo com Duque Neto (2004) o Brasil tem utilizado grande parte de seus recursos rodoviários na manutenção rotineira das estradas não pavimentadas com a repetição do patrolamento a cada novo período de chuva. Estes gastos poderão ser minimizados pela construção de uma superfície de rolamento de baixo custo e que seja ao mesmo tempo resistente às intempéries da região e aos esforços conduzidos pelo tráfego, ao invés de ficar esperando por elevados recursos necessários para implantação de um pavimento tradicional, que nem sempre é a necessidade da via em questão.

Para reduzir a necessidade de novos investimentos rodoviários tem-se procurado utilizar, cada vez mais, os solos disponíveis no leito da construção, com o intuito de diminuir os custos de transporte desses materiais. Entretanto, nem sempre os solos existentes, mesmo incorporados com outros (estabilização granulométrica), atendem às especificações e às exigências regionais. A utilização de materiais para revestimento primário de estradas de terra, mesmo atendendo a determinadas especificações técnicas, como por exemplo, critérios normativos de resistências mecânicas, torna-se ineficaz quando aqueles são aplicados sem critérios de dimensionamento.

Dessa forma, com vista a uma solução do problema, tem-se procurado determinar a espessura necessária do revestimento primário conforme critérios técnicos e econômicos, viabilizando a construção das estradas de baixo volume de tráfego, com eficiência, operacionalidade e menor custo de conservação.

2 – REVISÃO DE LITERATURA

2.1 – Importância das estradas não pavimentadas

As estradas não pavimentadas conhecidas também como estradas de terra, estradas vicinais, estradas rurais ou estradas de chão, são uma necessidade básica para prover uma determinada localidade de um fluxo regular de mercadorias e serviços. Permitem o desenvolvimento das comunidades por elas servidas e por consequência garantem a melhoria de sua qualidade de vida.

De acordo com Baesso e Goncalves (2003) um substancial elenco de evidências constatado em vários países confirma o vital papel desempenhado pelas estradas rurais no desenvolvimento da agricultura, e, segundo os autores, estudos realizados pelo Banco Mundial no ano de 1993 concluíram que a implantação de melhoramentos na rede viária rural tem um efeito imediato não somente na redução do custo operacional de veículos como também permitem uma expansão dos serviços públicos nessas regiões. Com o resultado, constatou-se que a frequência escolar cresceu substancialmente e o acesso aos profissionais de saúde tornou-se bastante regular. Nos países em desenvolvimento e naqueles cuja economia experimenta períodos de transição, 60 a 80 % do transporte de passageiros e de carga utiliza-se da rede de estradas rurais. As mesmas proporcionam acesso à grande maioria das comunidades rurais.

Com base na importância desse tipo de estrada para o desenvolvimento de uma região, percebe-se notoriamente que as mesmas devem permanecer com suas superfícies de rolamento em boas condições de trafegabilidade durante todas as épocas do ano.

2.2 – Elementos necessários para melhorar o desempenho de uma estrada vicinal

Para uma estrada de terra obter maior durabilidade e proporcionar boas condições de trafegabilidade durante todas as estações do ano, as mesmas devem conter alguns elementos; são eles:

- Acostamento (faixa lateral): consiste num espaço adjacente às faixas de tráfego que é destinado à parada emergencial de veículos, não sendo em geral dimensionado para suportar o trânsito de veículos, que pode ocorrer em caráter esporádico.
- Plataforma: é a porção da estrada compreendida entre as bordas externas dos acostamentos, acrescidas das sarjetas e/ou larguras adicionais, conforme se trate de seções de corte, de aterro ou mistas.
- Saia do aterro: consiste na superfície (geralmente inclinada) que resulta da conformação de uma seção de aterro; a interseção dessa superfície com o terreno natural é denominada “pé do aterro”, sendo sua interseção com a plataforma denominada “crista de aterro”.
- Sarjeta: consiste num dispositivo de drenagem superficial que tem o objetivo de coletar as águas da superfície, conduzindo-as longitudinalmente para fora da estrada.
- Valeta de proteção de corte: é definida como sendo um dispositivo de drenagem superficial disposto a montante das seções de corte, cujo objetivo é interceptar as águas superficiais que correm em direção à rampa do corte, conduzindo-as longitudinalmente para fora das seções de corte. Geralmente são pequenas valas simplesmente cavadas no terreno natural, sendo o material resultante da escavação depositado a jusante da valeta, construindo um pequeno dique denominado “banqueta de proteção do corte” que tem como objetivo servir como barreira para prevenção quanto a eventuais extravasamentos da valeta.
- Superfície de rolamento: é definida como sendo o espaço dimensionado e destinado à passagem de um veículo por vez em cada sentido, que pode ser revestida ou não, cujas larguras são ajustadas para as dimensões de roda/eixo dos veículos de projeto.

Com os dispositivos citados, contribui-se para a diminuição do grau de severidade de vários tipos de defeitos existentes ou até mesmo evitar o aparecimento dos mesmos. Os defeitos que uma estrada de terra pode apresentar são: areiões, atoleiro, buracos, corrugações, drenagem inadequada, erosão, excesso de pó, rocha aflorante, segregação de agregados (perda de agregados), seção transversal inadequada e afundamento de trilha de roda.

2.3 – Técnicas e materiais utilizados para construção da superfície de rolamento de uma estrada não pavimentada

Na maioria dos casos, apesar da construção dos dispositivos citados, para melhorar a durabilidade da superfície de rolamento e garantir condições de trafegabilidade satisfatória, faz-se necessário a construção de um revestimento primário, que consiste em uma camada de material colocada sobre o reforço do subleito ou diretamente sobre este, obtida pela compactação de uma mistura (natural ou preparada) de material argiloso com material granular (na proporção em torno de 1,0 de argila para 2,5 de material granular) de espessura variando entre 10,0 e 20,0 cm (Santos *et al.*, 1985).

O material argiloso atua como ligante e regularizador da superfície final de rolamento, enquanto o material granular, cuja dimensão máxima ideal dos grãos é de aproximadamente 2,50 cm, serve para aumentar o atrito da pista com as rodas dos veículos.

De acordo com o Departamento de Estradas do Estado de Dakota do Sul – USA, para que a camada de revestimento primário seja composta por uma composição granulométrica recomendada para a respectiva aplicação, a mesma deve admitir as características detalhadas no Quadro 1.

Outras duas técnicas existentes que servem para minimizar os eventuais defeitos que podem surgir na superfície de rolamento de uma estrada não pavimentada consistem na construção do agulhamento e do encascalhamento.

Quadro 1 – Faixa granulométrica de materiais para revestimento primário (Fonte: South Dakota Local Transportation – US citado por Baesso e Gonçalves, 2003).

Peneiras	3/4"	Nº 4	Nº 8	Nº 40	Nº 200
Aberturas	19,1 mm	4,8 mm	2,4 mm	0,42 mm	0,075 mm
% Passando	100	50 - 78	37 - 67	13 - 35	4 - 15
Índice de Plasticidade (IP): 4 - 12 (%)					

O agulhamento é definido como sendo a cravação, por compactação, de material granular grosseiro diretamente no subleito, se este for argiloso, ou sobre uma camada argilosa colocada sobre o subleito. O encascalhamento consiste no simples lançamento de material granular sobre o leito da estrada.

As técnicas citadas para melhorar a durabilidade da superfície de rolamento, contra a ação das intempéries e dos esforços produzidos pelo tráfego, de maneira geral apresentam as seguintes desvantagens:

- pouca durabilidade;
- baixa eficiência técnica;
- forte impacto ambiental, pois, tanto na fase de construção quanto na de manutenção, é necessária a exploração de jazidas para extração de materiais;
- custo elevado, devido aos gastos com a compra dos materiais e com o transporte dos mesmos;
- ausência de critérios de dimensionamento para determinar a espessura necessária do revestimento.

Por meio da Figura 1 ilustram-se exemplos da ineficiência das técnicas citadas quando aplicadas na estrada que dá acesso ao monumento histórico conhecido por Forte Castelo do Mar que está inserido numa área de preservação ambiental pertencente ao Parque Metropolitano Armandio de Holanda Cavalcanti (PMAHC) localizado no município do Cabo de Santo Agostinho, distante 41 km da cidade do Recife/Pernambuco-Brasil.



Fig. 1 – a) Agulhamento; b) Encascalhamento.

Com o intuito de eliminar as desvantagens das técnicas citadas anteriormente, um projeto de pesquisa foi implantado e teve como objetivo geral desenvolver uma metodologia de melhoramento da superfície de rolamento das estradas de terra, existentes na área do PMAHC, com base na melhoria das características mecânicas do próprio solo do subleito por meio da incorporação de dois produtos, o cimento Portland e as fibras de polipropileno, aliado ao emprego de um método de dimensionamento de espessura de revestimento primário de estradas não pavimentadas, desenvolvido pela instituição governamental americana FHWA (*Federal Highway Administration*). Neste trabalho apresenta-se o método de dimensionamento adotado pelos autores do presente estudo para determinação da espessura necessária do revestimento primário.

2.4 – Métodos de dimensionamento da espessura do revestimento primário

A literatura rodoviária existente no país é bastante carente de elementos que permitam aos técnicos do setor estabelecer com mais propriedade as espessuras de revestimento primário necessárias a atender a demanda por tráfego, levando em consideração, por exemplo, parâmetros que possam proporcionar maior confiabilidade ao lidar com estradas apresentando as mais variadas características (Baesso e Gonçalves, 2003).

Com base na escassez nacional de métodos para dimensionamento da espessura adequada de camadas de revestimento primário para estradas não pavimentadas, recorreu-se à literatura estrangeira, onde foi encontrado um manual pertencente à instituição governamental americana FHWA, divulgado em novembro de 2000, versando sobre a manutenção e projeto de estradas rurais não pavimentadas, intitulado “Gravel Road Thickness Design Methods”.

No citado manual existem três métodos de dimensionamento, dos quais, os autores do presente artigo recomendam a utilização de apenas um, o qual foi desenvolvido pelo Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul (SD – LTAP). O referido método diferencia dos demais por estabelecer parâmetros relativamente complexos e apurados para determinação das espessuras mais apropriadas para o revestimento primário. O método leva em consideração, por exemplo, demandas de tráfego futuro na estrada, módulo resiliente dos materiais utilizados, corrugações permissíveis e perda de agregados na mistura do revestimento, entre outros.

Os métodos de dimensionamento contidos no manual são descritos nos pontos que se seguem.

2.4.1 – Método de dimensionamento 1

O presente método determina a espessura necessária do revestimento primário que se deve colocar sobre o subleito da estrada em função de três parâmetros: o primeiro parâmetro relaciona-se com o nível de solicitação do eixo padrão (eixo simples de roda dupla com carga de 18 000 libras = 8,20 tf); o segundo relaciona-se as seis condições climáticas existentes nas regiões Norte Americana; o terceiro parâmetro refere-se a qualidade do solo do subleito.

Os níveis de tráfego são definidos em função do número de solicitações do eixo padrão, caracterizados, portanto, da seguinte maneira:

- Tráfego Alto – 60 000 a 100 000 solicitações do eixo padrão;
- Tráfego Médio – 30 000 a 60 000 solicitações do eixo padrão;
- Tráfego Baixo – 10 000 a 30 000 solicitações do eixo padrão.

De acordo com Baptista (1980) as qualidades dos solos do subleito encontram-se relacionadas com o índice de suporte Califórnia (CBR - *Califórnia Bearing Ratio*), da seguinte forma:

- Solo Muito Bom – $\text{CBR} \geq 30\%$
- Solo Bom – $20\% \leq \text{CBR} \leq 30\%$;

- Solo Regular – $10\% \leq \text{CBR} \leq 20\%$;
- Solo Fraco – $5\% \leq \text{CBR} \leq 10\%$;
- Solo Muito Fraco – $\text{CBR} \leq 5\%$.

Em se tratando das condições climáticas existentes nas seis regiões dos Estados Unidos, as mesmas são caracterizadas de maneira seguinte (Skorseth e Selim, 2000):

- Região I – Clima úmido, sem gelo;
- Região II – Clima úmido, com ciclo de gelo e degelo;
- Região III – Clima úmido com gelo intenso, descongelando na primavera;
- Região IV – Clima seco, sem gelo;
- Região V – Clima seco, com ciclo de gelo e degelo;
- Região VI – Clima seco, com gelo intenso, descongelando na primavera.

No Quadro 2 encontram-se as espessuras mínimas necessárias a serem utilizadas como revestimento primário em função dos parâmetros descritos.

Quadro 2 – Espessuras (cm) de agregados para camadas de revestimento primário (Skorseth e Selim, 2000).

Qualidade do Solo do Subleito	Nível do Tráfego	Regiões Climáticas dos Estados Unidos					
		I	II	III	IV	V	VI
Muito Bom	Alto	20	25	38	18	23	38
	Médio	15	20	28	13	18	28
	Baixo	10		15	10		15
Bom	Alto	28	30	43	25	28	43
	Médio	20	23	30	18	23	30
	Baixo	10	13	18	10	13	18
Regular	Alto	33	35	43	30	33	43
	Médio	28		30	25		30
	Baixo	15		18	13		18
Fraco	Alto	15		18	13		18
	38						
	Baixo	23	25	23	20		23
Muito Fraco	Alto	23	25	23	20		23
	Médio						
	Baixo	28	28	25			

2.4.2 – Método de dimensionamento 2

Este método é utilizado em algumas regiões do estado de Dakota do Sul. O método é considerado bastante simples por utilizar apenas dois parâmetros para determinar a espessura do revestimento primário, o volume estimado de veículos pesados trafegando diariamente na estrada e a capacidade de suporte do subleito, obtida pelo método do índice de suporte Califórnia. No Quadro 3 detalha-se o método citado por Skorseth e Selim, Skorseth e Selim (2000).

Quadro 3 – Espessuras (cm) de agregados para camadas de revestimento primário (Skorseth e Selim, 2000).

Volume Estimado de Veículos Pesados Diariamente	CBR do Subleito (%)	Espessura Sugerida (cm)
0 a 5	≤ 3	16,5
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	14,0
	$\text{CBR} > 10$	11,5
5 a 10	≤ 3	21,5
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	18,0
	$\text{CBR} > 10$	14,0
10 a 25	≤ 3	29,0
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	23,0
	$\text{CBR} > 10$	18,0
25 a 50	≤ 3	37,0
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	29,0
	$\text{CBR} > 10$	21,5

2.4.3 – Método de dimensionamento 3

O presente método de dimensionamento de revestimento de estrada de terra foi desenvolvido pelo Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul (SD – LTAP). Este método encontra-se inserido no Apêndice – A do Manual de Dimensionamento e Manutenção de Estradas de Terra do Departamento de Transporte dos Estados Unidos (Skorseth e Selim, 2000).

Por meio do presente método de dimensionamento, o projetista pode estimar a quantidade de materiais necessários para a construção de uma seção da estrada. Além de obter o orçamento da construção, o projetista, com base nas condições estabelecidas no projeto, pode também estimar o período necessário para que ocorra a manutenção da seção construída, priorizando dessa maneira a durabilidade da mesma assim como a redução no seu custo de manutenção.

O método leva em consideração: futuro tráfego previsto, módulo resiliente do subleito e das camadas de base e sub-base, efeitos da duração do clima na região, perda de serventia da superfície da estrada, condição admissível da superfície da mesma e perda de agregado da superfície da estrada.

Um exemplo do dimensionamento utilizando o método proposto encontra-se no tópico a seguir.

3 – MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO PROPOSTO PARA DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA DO REVESTIMENTO PRIMÁRIO NAS ESTRADAS DE TERRA

De modo geral, vários fatores são considerados influentes na durabilidade de um revestimento primário, os principais fatores são:

- a) Carga por eixo;
- b) Característica dos agregados da superfície (materiais utilizados);
- c) Drenagem subterrânea;
- d) Congelamento e degelo;
- e) Propriedades mecânicas do subleito;
- f) Alterações de umidade;
- g) Módulo de resiliência dos materiais.

Dentre os fatores citados, o fator carga por eixo é considerado de extrema importância para o método de dimensionamento proposto. No presente método, considera-se que os automóveis de passeio e os caminhões leves (por exemplo, ônibus e utilitários) possuem pouca influência na determinação da espessura, pois provocam pouco dano na estrutura de um pavimento devido às baixas pressões desenvolvidas pelos pneus dos mesmos em contato com a superfície da estrada.

3.1 – Detalhes dos fatores de influência existentes no método proposto

Para um melhor entendimento do método de dimensionamento, é necessário que o projetista conheça os seguintes termos:

3.1.1 – Futuro tráfego previsto – FTP

Todo pavimento é dimensionado para suportar um determinado número de solicitações em sua estrutura provocada pelas passagens dos veículos durante um período de tempo estabelecido de projeto. Devido à presença de um tráfego misto na estrada, ou seja, automóveis de passeio, utilitários, ônibus, caminhão, carreta, etc., o acúmulo do volume de tráfego deve ser representado por um eixo equivalente de carga.

O eixo equivalente de carga, estabelecido pela AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), adotado também no Brasil, conhecido como eixo padrão rodoviário, consiste em um eixo simples de rodas duplas (Figura 2) com as seguintes características:

- Carga por Eixo (P): 18 Kips = 8165 Kgf;
- Carga por roda (P/4): 4,5 Kips = 2041 Kgf;
- Pressão de Enchimento dos Pneus (p): 80 lb/Pol² = 549 kPa;
- Pressão de Contato Pneu-Pavimento (q): 80 lb/Pol² = 549 kPa;
- Raio da Área de Contato Pneu-Pavimento (r): 0,108 m;
- Afastamento entre Pneus por Roda (s): 0,324 m.

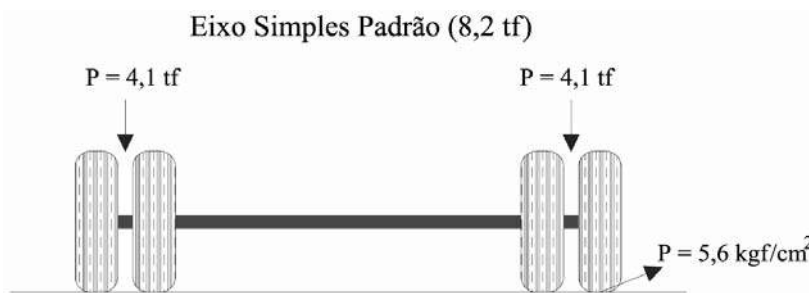


Fig. 2 – Exemplo do eixo padrão rodoviário.

3.1.2 – Módulo resiliente do subleito – *MRS*

Todo material apresenta alguma deformação quando submetido a um estado de tensão. A relação entre a tensão e a deformação pode ser expressa como módulo de resiliência quando a carga é repetida.

Define-se como módulo de resiliência (MR) a relação entre a tensão desvio aplicada axial e ciclicamente em um corpo de prova e a correspondente deformação específica vertical recuperável ou elástica conforme a expressão seguinte:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (1)$$

onde:

$\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ = tensão desvio aplicada repetidamente no eixo axial;

σ_1 = tensão principal maior;

σ_3 = tensão principal menor ou tensão de confinamento;

$\sigma_3 = \delta_r/L$ deformação específica axial resiliente (recuperável ou elástica);

δ_r = deslocamento recuperável;

L = altura do corpo de prova submetido às tensões.

3.1.3 – Efeitos da duração do clima na região – *EDCR*

Clima é um conjunto de fenômenos meteorológicos que caracteriza, durante um longo período, o estado médio da atmosfera e sua evolução em determinado lugar. Portanto, clima é o resultado de uma combinação de nebulosidade, umidade, temperatura, vento, pressão barométrica, etc. (Medina e Motta, 2005).

Um dos fatores que afeta o desempenho de um pavimento é a duração de um determinado tipo de clima. Como exemplo, na Figura 3 ilustra-se como os Estados Unidos encontra-se dividido em seis diferentes regiões climáticas.

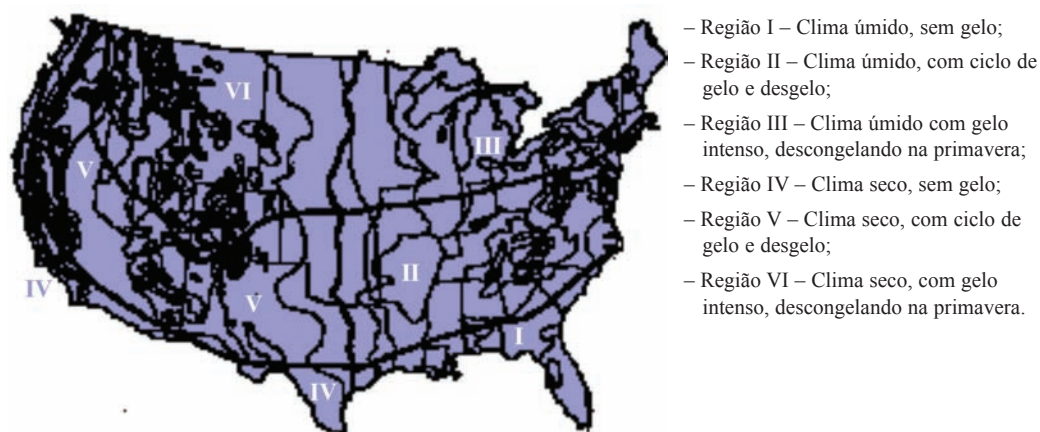


Fig. 3 – As seis regiões climáticas existentes nos Estados Unidos da América (Skorseth e Selim, 2000).

Baseando-se nas diferentes características climáticas existentes nos EUA o Quadro 4 foi desenvolvido contendo o tempo de duração, em meses, das quatro estações do ano e a condição correspondente em que se encontra o subleito da estrada.

Quadro 4 – Período de duração das estações do ano para cada região climática existente nos EUA (Skorseth e Selim, 2000).

Estações do Ano com as Respectivas Condições do Subleito				
Regiões Climáticas	Inverno (Subleito Congelado)	Primavera/Desgelo (Subleito Saturado)	Primavera/Outono (Subleito Seco)	Verão (Subleito Úmido)
I	0,0	0,0	7,5	4,5
II	1,0	0,5	7,0	3,5
III	2,5	1,5	4,0	4,0
IV	0,0	0,0	4,0	8,0
V	1,0	0,5	3,0	7,5
VI	3,0	1,5	3,0	4,5

Nota - os números representam o período de duração da estação em meses por ano.

No Quadro 5 encontram-se as qualidades atribuídas ao solo do subleito em função dos valores dos módulos de resiliência sazonais obtidos para cada sequência de estações do ano.

Quadro 5 – Qualidade relativa do solo do subleito (Skorseth e Selim, 2000).

Qualidade Relativa do Solo do Subleito	Inverno (Subleito Congelado)	Primavera/Desgelo (Subleito Saturado)	Primavera/Outono (Subleito Úmido)	Verão (Subleito Seco)
Muito Bom	20 000	2500	8000	20 000
Bom	20 000	2000	6000	10 000
Razoável	20 000	2000	4500	6500
Ruim	20 000	1500	3300	4900
Muito Ruim	20 000	1500	2500	4000

Nota - os valores de módulos de resiliência encontram-se em psi, onde: 1 psi $\approx$ 6894,8 Pa.

3.1.4 – Módulo de resiliência dos materiais das camadas de base (E_{Base}) e sub-base ($E_{Sub-Base}$)

É importante lembrar que, em estudos já relatados, na caracterização resiliente obtida em laboratório, alguns fatores influenciam na obtenção do MR de materiais granulares tais como: tensões, grau de compactação, granulometria, umidade, tipo do agregado e forma da partícula, história das tensões e o número de ciclo de cargas, duração, frequência e seqüência da carga aplicada (Preussler, 1983).

O estado de tensões é um dos fatores que mais influem no comportamento resiliente dos materiais granulares. Modelos matemáticos que melhor representam a dependência do MR ao estado de tensões atuante para materiais granulares são definidos principalmente em função das tensões confinantes (σ_3) ou da soma das tensões principais ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$).

3.1.4.1 – Modelo: $k - \sigma_3$

Este modelo relaciona o módulo de resiliência com a tensão confinante, uma vez que o MR aumenta com a pressão confinante e é pouco influenciado pela tensão desvio.

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (2)$$

onde:

σ_3 = pressão confinante;

k_1 e k_2 = coeficientes de regressão; derivados de resultados de ensaios em laboratório e dependem do tipo de material e das propriedades físicas da amostra durante o ensaio.

3.1.4.2 – Modelo: $k - \theta$

Este modelo relaciona o módulo de resiliência de materiais granulares ao somatório das tensões principais. Propõe relacionar o módulo de resiliência com o primeiro invariante de tensões.

$$MR = k_1' \cdot \theta^{k_2'} \quad (3)$$

onde:

θ = primeiro invariante das tensões sob máxima tensão desvio, no caso de compressão triaxial, ou seja, $\theta = \sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3$;

k_1' e k_2' = são coeficientes de regressão.

Na maioria dos procedimentos de dimensionamento, o modelo $k-\theta$ é o mais usado internacionalmente, por utilizar o somatório das tensões. Porém, no Brasil, o modelo $k-\sigma_3$ é o mais utilizado por apresentar um coeficiente de correlação (R^2) elevado, próximo de um. O coeficiente de correlação (R^2) é obtido através de regressão linear.

3.1.5 – Perda de serventia da superfície da estrada – PS

No presente contexto, serventia é definida como sendo uma condição de conforto ao rolamento que um trecho de estrada fornece aos seus usuários. A utilidade deste parâmetro é indicar a condição em que se encontra atualmente a estrada por meio de valores estabelecidos, os quais determinam a necessidade da realização de uma manutenção ou não na superfície do pavimento.

A perda de serventia é o principal critério para determinar a necessidade de uma manutenção, podendo admitir valores entre 0 e 5, onde o valor 0 indica que no estado em que se encontra a estrada é impossível dirigir, enquanto o valor 5 indica que a estrada encontra-se em perfeita condição de tráfego.

O menor valor de PS que um motorista pode tolerar, antes da degradação total da superfície da estrada, é chamada de Serventia Terminal (ST).

Os valores comumente adotados para a serventia terminal são $ST = 2,5$ ou superior quando utilizada para projeto de rodovias principais, e $ST = 2,0$ quando utilizada para estradas de baixo volume (Skorseth e Selim, 2000).

De acordo com Skorseth e Selim (2000) o nível mínimo de serventia depende do critério de aceitação da maioria dos usuários. Existem alguns valores de ST, que foram estabelecidos a partir de testes desenvolvidos pela AASHTO, esses valores encontram-se no Quadro 6.

Quadro 6 – Relação entre nível de serventia terminal (ST) e aceitações de usuários (Skorseth e Selim, 2000).

Nível de Serventia Terminal (ST)	3,0	2,5	2,0
Porcentagens de Pessoas Afirmando Inaceitável	12%	55%	85%

Para pequenas rodovias não pavimentadas, onde a agricultura é o fator principal da economia, o dimensionamento deve ser realizado levando em consideração a redução do tráfego ou o tempo de durabilidade da superfície da estrada, em vez de reduzir o nível de serventia terminal de um número menor do que 2.

3.1.6 – Condições admissíveis da superfície da estrada – CASE

Uma forma de avaliar a qualidade da superfície de rolamento de uma estrada de terra baseia-se nas altas velocidades usadas pelos condutores. Se as trepidações, desenvolvidas pela formação de ondulações ao longo das trilhas das rodas nas estradas, forem elevadas, torna-se difícil o controle do veículo. Em geral certa quantidade de trepidações é tolerável sem causar qualquer risco ou perigo aos usuários da via. Dessa maneira, o projetista responsável pelo dimensionamento da estrutura da estrada deve decidir uma profundidade admissível das ondulações. O valor típico admissível que uma ondulação deve possuir, em uma estrada de terra, deve estar contido entre 1,0 (0,025 m) e 2,0 (0,050 m) polegadas de profundidade (Skorseth e Selim, 2000).

3.1.7 – Perda de agregado da superfície da estrada – PASE

É inevitável a perda de agregado na superfície de uma estrada de terra. A perda de agregados é provocada por fatores tais como a ação desagregadora produzida pelo atrito dos pneus dos veículos em contato com a superfície da estrada, erosão, precipitação (efeito *splash*), etc. A ação desses fatores leva à rápida deterioração da superfície da estrada. Assim, esta perda de agregados deve ser tida em consideração durante o projeto de dimensionamento da mesma, sendo importante estimar a espessura total perdida durante o período de vida útil estabelecido em projeto.

3.2 – Exemplo do dimensionamento da espessura do revestimento primário

Para um melhor entendimento do presente método de dimensionamento, o mesmo será apresentado através de um exemplo dividido em 10 etapas.

Para calcular a espessura total de material a ser colocado sobre o subleito, o método adota um critério de tentativa e erro. Inicialmente adota-se uma espessura, em seguida, com base no comportamento mecânico (módulo de resiliência do subleito e dos materiais de base e sub-base) dos materiais a serem utilizados, das condições climáticas atuantes na região (período de duração das quatro estações do ano) e de determinadas condições requeridas pelo próprio modelo do método (futuro tráfego previsto, perda de serventia, condições admissíveis da superfície e perda de agregado da superfície), é simulada a influência desses fatores na estrutura do pavimento a ser construído, e logo em seguida, verificado o grau de deterioração da mesma.

Se o grau de deterioração do pavimento admitir valores menores que 100%, durante o período de vida útil determinado (12 meses), isto indica que a estrutura do pavimento foi superdimensionada, pois, para as condições estabelecidas no projeto, o pavimento não obteve uma degradação julgada suficiente para exigir manutenção, ou seja, não sofreu degradação total (100%) de modo que fosse necessário realizar um reparo na superfície (revestimento primário) da estrada.

Caso o grau de deterioração do pavimento admita valores maiores que 100% durante o período de vida útil, a estrutura do pavimento foi subdimensionada, ou seja, para as condições estabelecidas no projeto, o pavimento teve uma degradação prematura, a qual requer necessidade de manutenção na superfície da estrada antes do período estabelecido de projeto (12 meses).

Por último, sendo o grau de deterioração do pavimento igual a 100%, isto indica que a estrutura do pavimento foi corretamente dimensionada, pois, para as condições estabelecidas no projeto, o pavimento obteve uma degradação julgada suficiente, para que ao final do período de vida útil estabelecido, haja uma necessária atividade de manutenção. Portanto, a espessura que admitir um grau de deterioração de 100% é definida como espessura de projeto.

A seguir descrevem-se as etapas do método de dimensionamento proposto por meio da realização de um exemplo detalhado no Apêndice A do manual Gravel Roads (Skorseth e Selim, 2000). O exemplo descrito é realizado com uma das regiões climáticas existente nos EUA.

3.2.1 – Exemplo

Determine a espessura necessária de uma base de material a ser colocado sobre o subleito de uma estrada não-pavimentada de modo que a mesma funcione como revestimento primário.

Adote o método desenvolvido pelo Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul, disposto no Apêndice – A do Manual de Dimensionamento e Manutenção de Estradas de Terra do Departamento de Transporte dos Estados Unidos (Skorseth e Selim, 2000).

Os dados fornecidos ao projetista são:

- 1) Futuro tráfego previsto: FTP = 35 000 (número de repetições do eixo padrão);

- 2) Qualidade relativa do solo do subleito: MRS = Bom (em relação aos valores dos módulos de resiliência estimados para as quatro estações do ano, obtido na segunda linha do Quadro 5);
- 3) Módulo de resiliência do material a ser utilizado como base: $E_{Base} = 25\ 000\ \text{psi} = 172,37\ \text{MPa}$;
- 4) Módulo de resiliência do material a ser utilizado como sub-base: $E_{Sub-Base} = 15\ 000\ \text{psi} = 103,42\ \text{MPa}$;
- 5) Região climática dos Estados Unidos onde será construído o pavimento: Região VI (Clima seco, com gelo intenso, descongelando na primavera).

3.2.2 – Solução

3.2.2.1 – Passo 1: Adotar uma espessura inicial para a camada de base

A espessura final de projeto será obtida por meio de tentativas, portanto, no processo de cálculo espessuras serão atribuídas. Cada espessura irá resultar em uma resposta, do tipo ponto, que será plotado com os demais para formar uma curva do tipo: *Danos Totais versus Espessura de Base*. Quanto maior a quantidade de pontos (com o número mínimo de quatro pontos o dimensionamento é considerado satisfatório) melhor será o ajuste da curva, conseqüentemente mais preciso será o dimensionamento.

Neste exemplo, adotaram-se cinco espessuras, 10, 11, 12, 13 e 14 pol, ou seja, 0,25, 0,28, 0,30, 0,33 e 0,36 m, para a base, as quais foram suficientes para determinar a espessura de projeto.

Utiliza-se um modelo padrão de tabela, que armazenará todos os dados dos parâmetros a serem utilizados.

3.2.2.2 – Passo 2: Adotar dois valores padrão para PS e CASE.

Adota-se um valor para a perda de serventia da superfície da estrada (PS) e outro para a condição admissível da superfície da mesma (CASE).

No presente exemplo, os valores adotados para os parâmetros citados foram:

- Perda de serventia da superfície da estrada: $PS = 2,0$;
- Condição admissível da superfície da estrada: $CASE = 2,0\ \text{pol} = 0,05\ \text{m}$.

3.2.2.3 – Passo 3: Obter módulos de resiliência do subleito e camada de base.

- a) O primeiro parâmetro está relacionado com a determinação dos módulos sazonais de resiliência do subleito ($MR_{Subleito}$), obtidos em função da qualidade relativa do solo do subleito, diante da variação de umidade, para cada estação do ano. Com base nos dados fornecidos de projeto ($MR_{Subleito} = \text{Bom}$), e fazendo uso do Quadro 5, obtêm-se, portanto, os valores dos módulos sazonais de resiliência.
- b) O segundo parâmetro a ser obtido consiste no módulo de resiliência do material da camada de base, (MR_{Base}) o qual também foi fornecido nos dados de projeto. Os valores encontrados para os parâmetros citados são:
 - MRS = BOM – Quadro 5: inverno ($MR = 20\ 000\ \text{psi} = 138\ \text{MPa}$); primavera/desgelo ($MR = 2000\ \text{psi} = 13,8\ \text{MPa}$); primavera/outono ($MR = 6000\ \text{psi} = 41,4\ \text{MPa}$) e verão ($MR = 10\ 000\ \text{psi} = 68,9\ \text{MPa}$);
 - $MR_{Base} = 25\ 000\ \text{psi} = 172,4\ \text{MPa}$.

Nos países tropicais, como o Brasil, o módulo resiliente dos materiais de base e sub-base deve ser obtido no laboratório conforme norma específica (DNER-ME 131/94), e os corpos de prova devem encontrar-se nas condições prováveis de campo (saturado, parcialmente saturados, etc.).

3.2.2.4 – Passo 4: Determinar o tráfego sazonal de veículos

O tráfego sazonal estimado de veículos é calculado em função do número total de solicitações do eixo padrão rodoviário (N), no período doze meses, e do tempo de duração de cada estação do ano, na região onde se localiza a estrada. O cálculo é realizado da seguinte maneira:

- Primeiramente, estima-se o número total de solicitações do eixo padrão durante o período de um ano (futuro tráfego previsto – FTP) na estrada. No presente exemplo, o valor estimado foi de $FTP = 35\ 000$. Este valor pode ser determinado pelo método típico de determinação do valor N.
- Em seguida, com base no tempo de duração (em meses) das estações climáticas atuantes na região, divididas pelo número de meses do ano, obtêm-se a proporção de duração da estação de maneira anual. Neste exemplo, a região climática escolhida foi a Região VI (Clima seco, com gelo intenso, descongelando na primavera), com período de duração das estações no Quadro 4.
- Por último, de posse dos parâmetros citados, realiza-se a multiplicação do FTP para cada período de duração das estações (ver Quadro 7).

Quadro 7 – Cálculo do tráfego sazonal.

Estação	Inverno	Primavera/Desgelo	Primavera/Outono	Verão
Tráfego Sazonal	$35\ 000 \times (3/12) = 8750$	$35\ 000 \times (1,5/12) = 4375$	$35\ 000 \times (3/12) = 8750$	$35\ 000 \times (4,5/12) = 13\ 125$

3.2.2.5 – Passo 5: Estimar o número permitido de solicitações do eixo padrão (Figura 4)

O quinto passo consiste em determinar o número permitido de solicitações do eixo padrão rodoviário (N), antes da necessidade da atividade de manutenção, para cada período de estação, levando em consideração o parâmetro perda de serventia da superfície da estrada (PS).

Para determinação do número $N_{\text{Admissível}}$ em função do parâmetro PS, realiza-se a seguinte sequência de operação: 1) espessura da camada de base → 2) módulo de resiliência do material da camada de base (E_{Base}) → 3) módulo de resiliência sazonal do subleito (MR_{Subleito}) → 4) perda de serventia da superfície da estrada (PS) → 5) número de solicitação estimado antes da necessidade de manutenção. Para valores de N maiores do que 400 000 assumir o valor prático de 500 000 solicitações.

Na Figura 4 ilustra-se o gráfico de determinação do número permitido de solicitações do eixo padrão com base no parâmetro perda de serventia (PS).

3.2.2.6 – Passo 6: Determinar o dano sazonal na superfície da estrada, provocado pelas passagens dos veículos, considerando o número de solicitações admissíveis obtido no parâmetro da perda de serventia (PS)

Para determinação do dano sazonal, considerando o parâmetro perda de serventia, basta apenas dividir o tráfego sazonal de veículos (FTP), obtido na coluna 04, pelo tráfego admissível antes da necessidade da atividade de manutenção, coluna 05.

O resultado da divisão é colocado na coluna 06, e em seguida realiza-se o somatório dos danos, que representa o dano total sofrido pela superfície da estrada no período de um ano.

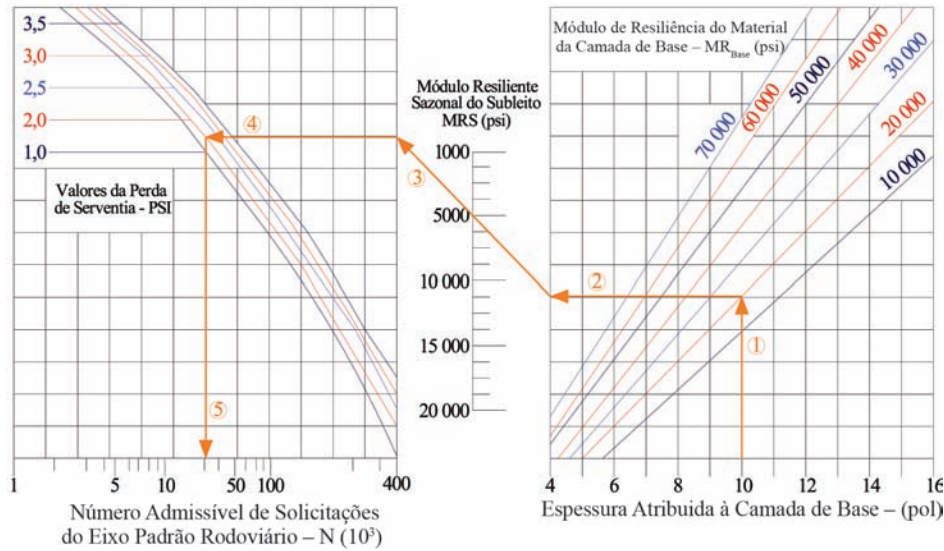


Fig. 4 – Gráfico de determinação do número permitido de solicitações do eixo padrão com base no parâmetro perda de serventia (PS) (Skorseth e Selim, 2000).

3.2.2.7 – Passo 7: Determinar o número permitido de solicitações do eixo padrão com base na profundidade das ondulações

O sétimo passo consiste em determinar o número de solicitações do eixo padrão rodoviário (N), o qual deteriora a superfície da estrada de maneira significativa, ou seja, o número N de solicitação o qual requer a necessidade da atividade de manutenção, para cada estação do ano, levando em consideração a profundidade das ondulações existente na superfície da estrada (CASE).

Para determinação do número $N_{Admissível}$, em função da profundidade das ondulações, realiza-se a seguinte sequência de operação: 1) espessura da camada de base → 2) profundidade das ondulações (CASE) → 3) módulo de resiliência sazonal do subleito ($MR_{Subleito}$) → 4) módulo de resiliência do material da camada de base (MR_{Base}) → 5) número de solicitação (N) estimado antes da necessidade de manutenção. Para valores de N maiores do que 400 000 assumir o valor prático de 500 000 solicitações.

Na Figura 5 ilustra-se o gráfico de determinação do número permitido de solicitações do eixo padrão com base na profundidade das ondulações (CASE).

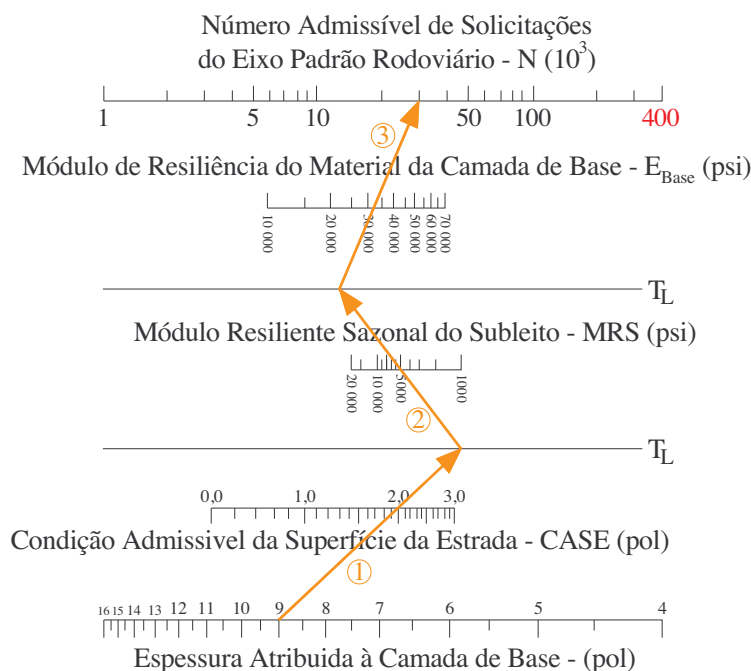


Fig. 5 – Gráfico de determinação do número permitido de solicitações do eixo padrão com base na profundidade das ondulações (CASE) (Skorseth e Selim, 2000).

3.2.2.8 – *Passo 8: Determinar o dano sazonal na superfície da estrada, provocado pelas passagens dos veículos, considerando o número de solicitações necessárias para obtenção da deterioração da mesma*

Para determinação do dano sazonal, considerando o parâmetro profundidade das ondulações, basta apenas dividir o tráfego sazonal estimado de veículos (FTP), obtido na coluna 04, pelo tráfego que requer a necessidade da atividade de manutenção, coluna 07.

O resultado da divisão é colocado na coluna 08, e em seguida realiza-se o somatório dos danos, que representa o dano total sofrido pela superfície da estrada no período de um ano.

Com base nos passos anteriormente detalhados foram construídas os Quadros de 8 a 12 correspondentes a este exemplo.

Quadro 8 – Resultados obtidos para a espessura de 10 pol.

Espessura Adotada do Camada de Base: 10,0 pol					Perda de Serventia (PS): 2,5		Condição Admissível da Superfície da Estrada: 2,00 pol	
Colunas	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de Clima:	Condição do Subleito:	MRS (psi)	E_{Base} (psi)	FTP	Tráfego Admissível	Danos Sazonais	Tráfego Admissível	Danos Sazonais
1) Inverno	Congelado	20 000	25 000	8750	400 000	0,022	80 000	0,109
2) Prim vera	Saturado	2000	25 000	4375	6804	0,643	5800	0,754
3) Primavera/Outono	Úmido	6000	25 000	8750	25 000	0,350	19 000	0,461
4) Verão	Seco	10 000	25 000	13 125	67 000	0,196	31 500	0,417
Tráfego Total (FTP) =				35 000	Somatório dos Danos:	1,211	Somatório dos Danos:	1,741

Quadro 9 – Resultados obtidos para a espessura de 11 pol.

Espessura Adotada do Camada de Base: 11,0 pol					Perda de Serventia (PS): 2,5		Condição Admissível da Superfície da Estrada: 2,00 pol	
Colunas	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de Clima:	Condição do Subleito:	MRS (psi)	E _{Base} (psi)	FTP	Tráfego Admissível	Danos Sazonais	Tráfego Admissível	Danos Sazonais
1) Inverno	Congelado	20 000	25 000	8750	400 000	0,022	80 000	0,109
2) Primavera	Saturado	2000	25 000	4375	10 000	0,438	7300	0,599
3) Primavera/Outono	Úmido	6000	25 000	8750	32 000	0,273	23 000	0,380
4) Verão	Seco	10 000	25 000	13 125	90 000	0,146	38 000	0,345
Tráfego Total (FTP) =				35 000	Somatório dos Danos:	0,879	Somatório dos Danos:	1,435

Quadro 10 – Resultados obtidos para a espessura de 12 pol.

Espessura Adotada do Camada de Base: 12,0 pol					Perda de Serventia (PS): 2,5		Condição Admissível da Superfície da Estrada: 2,00 pol	
Colunas	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de Clima:	Condição do Subleito:	MRS (psi)	E _{Base} (psi)	FTP	Tráfego Admissível	Danos Sazonais	Tráfego Admissível	Danos Sazonais
1) Inverno	Congelado	20 000	25 000	8750	400 000	0,022	100 000	0,088
2) Primavera	Saturado	2000	25 000	4375	14 000	0,313	8500	0,515
3) Primavera/Outono	Úmido	6000	25 000	8750	40 000	0,219	29 000	0,302
4) Verão	Seco	10 000	25 000	13 125	110 000	0,119	48 000	0,273
Tráfego Total (FTP) =				35 000	Somatório dos Danos:	0,672	Somatório dos Danos:	1,177

Quadro 11 – Resultados obtidos para a espessura de 13 pol.

Espessura Adotada do Camada de Base: 13,0 pol					Perda de Serventia (PS): 2,5		Condição Admissível da Superfície da Estrada: 2,00 pol	
Colunas	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de Clima:	Condição do Subleito:	MRS (psi)	E _{Base} (psi)	FTP	Tráfego Admissível	Danos Sazonais	Tráfego Admissível	Danos Sazonais
1) Inverno	Congelado	20 000	25 000	8750	400 000	0,022	140 000	0,063
2) Primavera	Saturado	2000	25 000	4375	18 500	0,236	11 000	0,398
3) Primavera/Outono	Úmido	6000	25 000	8750	54 000	0,162	32 000	0,273
4) Verão	Seco	10 000	25 000	13 125	130 000	0,101	50 000	0,263
Tráfego Total (FTP) =				35 000	Somatório dos Danos:	0,521	Somatório dos Danos:	0,996

Quadro 12 – Resultados obtidos para a espessura de 14 pol.

Espessura Adotada do Camada de Base: 14,0 pol					Perda de Serventia (PS): 2,5		Condição Admissível da Superfície da Estrada: 2,00 pol	
Colunas	1	2	3	4	5	6	7	8
Tipo de Clima:	Condição do Subleito:	MRS (psi)	E _{Base} (psi)	FTP	Tráfego Admissível	Danos Sazonais	Tráfego Admissível	Danos Sazonais
1) Inverno	Congelado	20 000	25 000	8750	400 000	0,022	170 000	0,051
2) Primavera	Saturado	2000	25 000	4375	22 000	0,199	12 000	0,365
3) Primavera/Outono	Úmido	6000	25 000	8750	66 000	0,133	40 000	0,219
4) Verão	Seco	10 000	25 000	13 125	170 000	0,077	68 000	0,193
Tráfego Total (FTP) =				35 000	Somatório dos Danos:	0,431	Somatório dos Danos:	0,828

3.2.2.9 – Passo 9: Determinar a espessura média com que a camada de base deve ser construída levando em consideração as condições estabelecidas de projeto

Para obtenção da espessura, faz-se necessário a construção de um gráfico que contenha o somatório dos danos totais, tanto para o número (N) de solicitações que não provocam deterioração significativa (que não requer necessidade de manutenção) quanto para as que provocam, em função de cada espessura adotada.

O gráfico possui no eixo das abscissas o valor da espessura adotada (em polegadas), e no eixo das ordenadas, os respectivos valores dos somatórios dos danos (Figura 6).

A primeira curva (linha vermelha) representa a deterioração sofrida pela superfície da estrada, diante do número de solicitações do eixo padrão, sem que haja a necessidade de manutenção, levando em consideração o parâmetro da perda de serventia (PS).

A segunda curva (a azul) representa a deterioração total sofrida pela superfície da estrada, pelo número de solicitações do eixo padrão rodoviário, para que haja necessidade de manutenção, levando em consideração o parâmetro da condição admissível da superfície da estrada (CASE).

A espessura média da base, considerando os critérios dos danos citados, é determinada por meio da interpolação gráfica correspondente ao valor da espessura de base para o critério de danos

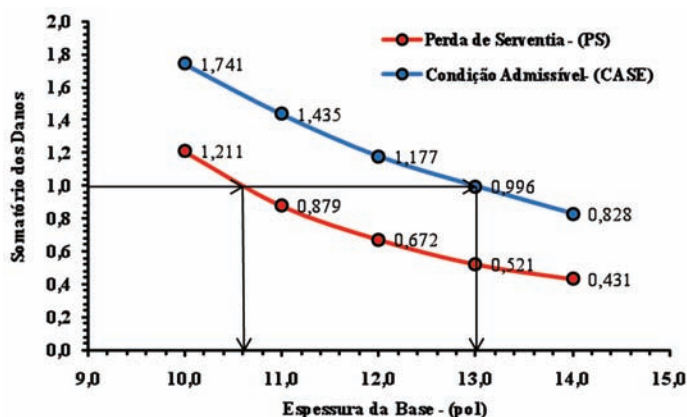


Fig. 6 – Danos totais vs. espessura da base para os critérios de serventia e deterioração.

totais igual a 1,0. No presente caso obteve-se uma espessura de 10,6 pol para o critério da perda de serventia e 13,0 pol para o critério da condição admissível. O valor adotado será o maior, portanto, 13,0 pol = 0,33 m.

3.2.2.10 – Passo 10: Determinar a espessura final de projeto levando em consideração a correção que deve ser realizada com base na perda por desagregação do material da base

Para cálculo da espessura de projeto utiliza-se a seguinte fórmula:

$$h_{\text{Base_Corrigida}} = h_{\text{Base}} + 0,5 \cdot GL \quad (4)$$

onde GL = Perda de Material (Aggregate Loss).

Assim, com base nas condições climatológicas da região da estrada, tráfego previsto, comportamento mecânico do material de base e do subleito e das condições estabelecidas de projeto, é necessário, portanto, uma espessura de 13,5 (0,35 m) polegadas para a camada de base, a ser colocada sobre o subleito, para que a estrada possua uma superfície de rolamento trafegável e duradora durante o período estimado de um ano:

$$h_{\text{Base_Corrigida}} = 13 + 0,5 \cdot 1 = 13,5 \text{ pol} = 0,35 \text{ m} \quad (5)$$

3.2.2.11 – Passo 11: Converter parte da espessura da base em uma espessura equivalente de sub-base

Em algumas situações, durante o projeto de dimensionamento, torna-se economicamente mais viável colocar sob a camada de base, um material de comportamento mecânico inferior como camada de sub-base. Este critério passa a ser considerado necessário quando o material da camada de base torna-se muito caro quando comparado com o material da sub-base. A substituição de um material nobre por um de custo inferior implica numa economia significativa no orçamento de construção de uma estrada.

Para transformar parte da espessura de base em uma espessura equivalente de sub-base, faz-se necessário o uso do ábaco ilustrado na Figura 7.

Com base no exemplo a seguir descreve-se o procedimento para conversão, utilizando outros dados dos materiais e tráfego:

a) Primeiramente faz-se necessário a obtenção dos seguintes parâmetros:

- Espessura total da camada de base: 11,0 pol (0,28 m);
- Espessura fixa da camada de base (escolhida arbitrariamente): 6,0 pol (0,16 m);
- Espessura a ser substituída da camada de base: 5,0 pol (0,127 m);
- Módulo de resiliência do material da camada de sub-base: 15 000 psi (103 MPa);
- Módulo de resiliência do material da camada de base: 30 000 psi (206 MPa);

b) De posse dos parâmetros citados, em seguida, utiliza-se o ábaco da Figura 7 obedecendo à seguinte sequência:

- primeiramente entra-se no ábaco com o valor da espessura fixa de base (0,16 m), e pela horizontal, em seguida, chega-se à linha que representa o módulo de resiliência do material da camada de sub-base (103 MPa);

- na vertical deste ponto obtêm-se a orientação da segunda seta com base nesses dois parâmetros citados, determina-se a espessura de base que será substituída (0,127 m);
- após obter a orientação da terceira seta, por último, escolhe-se o módulo de resiliência do material da camada de base (206 MPa);
- por fim, após obter a orientação da quarta e última seta, prolonga-se a mesma até interceptar o eixo da espessura requerida de sub-base.

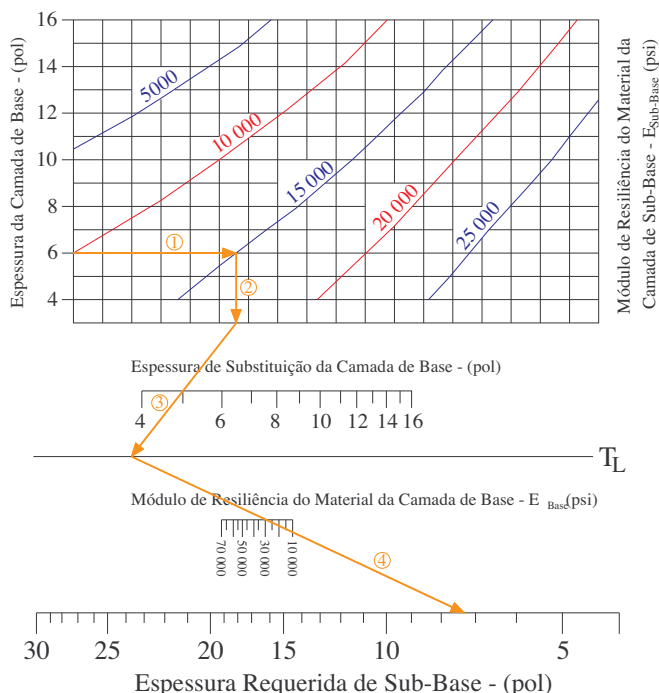


Fig. 7 – Ábaco de conversão de parte da espessura da camada de base em espessura equivalente de sub-base (Skorseth e Selim, 2000).

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo do presente trabalho foi divulgar um método de dimensionamento da espessura de revestimento primário de estradas de terra, para países que não possuem métodos eficientes. Por meio do respectivo método de dimensionamento, também pode-se estimar o período de vida útil do revestimento, assim como o período necessário para os serviços de manutenção do mesmo, aumentando, portanto, sua durabilidade e reduzindo os investimentos com manutenção.

A aplicação do respectivo método trará economias no setor de infraestrutura de transportes muito significativas, principalmente para países onde a grande extensão da rede viária é composta por estradas não pavimentadas, como no caso do Brasil.

A divulgação do respectivo método também servirá para incentivo científico de novos modelos de dimensionamento da espessura do revestimento primário, assim como proporcionará aos profissionais da área de construção e manutenção das estradas não pavimentadas uma abordagem inovadora no processo de dimensionamento da espessura do revestimento primário.

Pois, ao longo dos últimos anos, os órgãos rodoviários, ao acompanhar o desenvolvimento tecnológico do setor, passaram a exigir profissionais mais atualizados com as inovações impulsionadas pelas demandas da economia e dos usuários.

5 – AGRADECIMENTOS

O primeiro autor manifesta o seu agradecimento ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPE, a Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, a FACEPE, ao CNPq e aos professores orientadores do presente trabalho.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Baesso, D.P.; Gonçalves, F.L.R. (2003). *Estradas Rurais: Técnicas Adequadas de Manutenção*. Florianópolis: DER, 236 p.
- Baptista, C. N. (1980). *Pavimentação*: Tomo I, 4ª ed.. Ed. Globo, Porto Alegre.
- DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2011). *Plano Nacional de Viação/PNV*. Disponível em: <http://www.dnit.gov.br/plano-nacional-de-viacao/pnv-2011-atual>. Acessado em 14/04/2011.
- Duque Neto, F. da S. (2004). *Proposição de Metodologia para Escolha de Solo e Dosagem de Antipó com Emulsão de Xisto*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa em Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 293 p.
- Medina, J.; Motta, L.M.G. (2005). *Mecânica dos Pavimentos*. 2ª. ed. Rio de Janeiro, 574 p.
- Preussler, E.S. (1983). *Estudo da Deformação Resiliente de Pavimentos Flexíveis e Aplicação ao Projeto de Camadas de Reforço*. Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- Santos, Á.R.; Pastore, E.L.; Júnior, F.A.; Cunha, M.A. (1985). *Estradas Vicinais de Terra: Manual Técnico para Conservação e Recuperação*. São Paulo: IPT, 129 p.
- Skorseth, K.; Selim, A.A. (2000). *Gravel Roads: Maintenance and Design Manual*. U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, 104 p.

APLICAÇÃO DE UM SISTEMA DE SUPORTE À DECISÃO EM PLATAFORMA WEB PARA ACOMPANHAMENTO TÉCNICO DE UMA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA

A decision support system on web platform for technical monitoring of underground excavation

Talita Caroline Miranda*

Claudio Fernando Mahler**

Anna Laura Lopes da Silva Nunes***

RESUMO – O Acompanhamento Técnico de Obra (ATO) especialmente na construção de túnel em NATM é fundamental para a garantia de qualidade, segurança e prazo/custo. Além de muita experiência, o profissional responsável pelo ATO deve relacionar, interpretar e disponibilizar as informações da instrumentação e do cotidiano para os envolvidos na obra. Este trabalho descreve a implementação e a aplicação de uma ferramenta online de suporte à tomada de decisão, desenvolvida para auxiliar o trabalho do ATO na execução do Túnel Dois Leões, na cidade de Salvador, Brasil. Além disto, o trabalho também apresenta o uso de geoestatística para a análise da variação espacial dos dados de instrumentação da obra.

SYNOPSIS – In NATM tunnel construction, the Technical Assistance Team (TAT) is fundamental for ensuring quality, safety, time and cost of excavation execution. It is necessary that the TAT has much experience in excavation operations to collect, interpret and provide instrumentation and project development information for all involved in the construction. This paper describes the implementation and application of an online tool to support decision making, developed to assist the work of the TAT in excavating the Two Lions tunnel in Salvador, Brazil. Furthermore, the paper presents the use of geostatistics applied to the spatial variation analysis of the instrumentation data.

PALAVRAS CHAVE – Túneis, geoprocessamento, acompanhamento técnico, segurança.

1 – INTRODUÇÃO

As incertezas geológicas exigem constantes adaptações e alterações no projeto ou anteprojeto de uma obra subterrânea. O Acompanhamento Técnico da Obra (ATO) é decisivo para garantir a qualidade, a segurança, o prazo de execução e, consequentemente, o custo. A fim de se determinar soluções técnicas apropriadas de execução da escavação, o ATO deve reunir todos os envolvidos na obra tais como projetista, consultores, empreiteira e o proprietário, de forma a oferecer respostas às solicitações impostas pelos condicionantes geológico/geotécnicos do maciço no entorno da escavação subterrânea.

* Engenheira Civil, Bolsista de doutorado na Universidade Federal do Rio de Janeiro.

E-mail: talitamiranda@coc.ufrj.br

** Engenheiro Civil, D.Sc, Professor Associado IV, COPPE-Universidade Federal do Rio de Janeiro.

E-mail: mahler@coc.ufrj.br

*** Engenheira Civil, PhD, Professora, COPPE- Universidade Federal do Rio de Janeiro.

E-mail: alaura@coc.ufrj.br

O responsável geotécnico integrante do ATO deve participar do estabelecimento dos critérios para o desenvolvimento da obra, impondo as metodologias que garantam a sua correta execução, com as necessárias condições de segurança e de menor custo (Moreno Tallón, 1996).

As principais metodologias utilizadas para o acompanhamento técnico, conforme Kochen (2009), são: (i) análise prévia do projeto e das soluções propostas indicando possíveis alternativas e melhorias às soluções do projeto; (ii) estabelecimento dos planos gerais de acompanhamento e instrumentação e seus ajustes no decorrer da execução da obra; (iii) análise e interpretação dos dados obtidos durante a construção, avaliando o comportamento geotécnico da escavação e decidindo sobre a aplicação de alternativas para a adaptação do projeto às condições reais de execução; (iv) definição dos processos construtivos mais adequados para a escavação, suporte e tratamento dos terrenos, garantindo a estabilidade a curto e longo prazo; e, por fim, (v) análise e interpretação dos dados relativos ao controle de qualidade dos elementos de revestimento e métodos de execução.

Desta forma, o responsável pelo ATO em uma obra, é um profissional de importância vital para o adequado e eficiente andamento da escavação. A quantidade de variáveis (geológicas, logísticas, custo, segurança, entre outras), informações da instrumentação, modificação de projeto, requerem experiência e agilidade na interpretação e na tomada de decisão, já que na maioria das vezes o ritmo de construção é acelerado (Murakami, 2001).

Em caso de obras de túneis urbanos que envolvem várias frentes construtivas com centenas de instrumentos lidos diariamente e intervalos de respostas cada vez menores, Giannotti (2003) e Domingos *et al.* (1987) destacam a necessidade de criação e/ou uso de sistemas que permitam o gerenciamento das informações. Este gerenciamento incluiria as análises e interpretações imediatas dos dados coletados, permitindo uma avaliação mais dinâmica e rápida para a tomada das decisões.

Neste sentido, o desenvolvimento computacional de ferramentas para aglutinação das informações, além de ser de suma importância, traz agilidade e melhor interpretação dos resultados, influenciando diretamente no controle e na tomada de decisão, especialmente em eventos críticos na obra. Esta aglutinação e a apresentação gráfica destas informações atualmente são feitas através de plataformas que integram Sistemas de Base de Dados e Sistemas de Informação Geográfica. Além disto, associados a estas ferramentas computacionais, são acopladas metodologias de análise espacial de dados.

Este artigo apresenta uma ferramenta computacional baseada em plataforma *web*, desenvolvida para a disponibilização clara e rápida das informações da obra para os responsáveis, auxiliando diretamente na tomada de decisão. Apresenta também a aplicação da ferramenta desenvolvida para o controle e monitoramento da execução da escavação de um túnel na Cidade de Salvador, Bahia.

2 – SISTEMA DE ACOMPANHAMENTO TÉCNICO *ONLINE* DE SUPORTE À DECISÃO

O Sistema de Acompanhamento Técnico *Online* de Suporte à Decisão, intitulado G VX, foi desenvolvido e aplicado durante a execução de um túnel rodoviário na Cidade de Salvador, Bahia. Esse sistema nasceu da necessidade de aprimorar o ATO desta obra, em função das peculiaridades envolvidas na construção do túnel rodoviário curto, raso e em região densamente povoada.

A ideia inicial era disponibilizar os dados de forma a garantir o acesso às informações da obra ao maior número de pessoas envolvidas na execução (projetistas, consultores, fiscalização, construtor, proprietário da obra), além de servir como ferramenta de suporte à tomada de decisão. Estas informações poderiam ser disponibilizadas de duas maneiras: *software* ou *online* por meio de uma página da internet. Optou-se por uma plataforma *web* com o intuito de facilitar o uso da ferramenta, evitando os transtornos de instalação de *software* e a compatibilização de sistemas operacionais, associadas à aprendizagem e treinamento de profissionais para operação do novo *software*.

No decorrer da obra, o sistema de plataforma web sofreu diversos aprimoramentos em virtude de muitos fatores, destacando-se a variedade dos dados de instrumentação, os condicionantes geológicos enfrentados durante o processo de escavação do túnel e o reduzido tempo de execução da obra.

Dentre os aprimoramentos implementados, alguns podem ser considerados inovadores tais como a introdução de modelos geoestatísticos para a interpretação dos dados de instrumentação juntamente com as informações do processo construtivo e informação geológica-geotécnica. Este recurso representa um grande avanço quando comparado aos sistemas similares de acompanhamento técnico, tal como o sistema SACI (Sistema de Acompanhamento de Controle de Instrumentação), desenvolvido pela Companhia do Metropolitano de São Paulo.

A metodologia aplicada para o desenvolvimento do sistema compreendeu a construção de três módulos independentes na plataforma *web*. O primeiro módulo destina-se à coleta dos diferentes dados da obra, o segundo corresponde ao tratamento e análise das informações coletadas e, por fim, o processamento e visualização dos dados inseridos.

A Fig. 1 sintetiza as informações coletadas durante a construção do túnel. Essas informações são divididas em três categorias distintas: instrumentação geotécnica, informações geológicas e informações do cotidiano da obra.

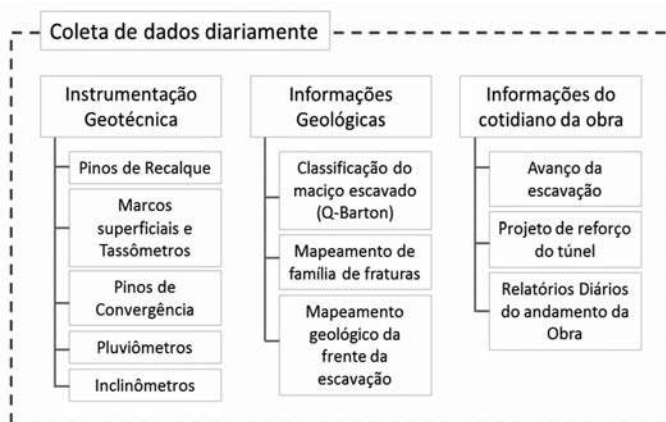


Fig. 1 – Conjunto de dados geotécnicos, geológicos e executivos coletados na obra.

A Fig. 2 apresenta as análises realizadas com as informações coletadas diariamente na obra. Os profissionais técnicos envolvidos eram alertados imediatamente pelo ATO atuante *in loco* na obra no caso de desconformidade dos dados, especialmente variações bruscas na tendência de comportamento indicada pela instrumentação (tanto ao longo do tempo quanto pela análise espacial por geoestatística), valores de instrumentação acima dos níveis de alerta da obra, ou avaliações geológicas que indicassem movimentações do maciço.

Após o tratamento dos dados, todas as informações eram integradas em um servidor *web* de dados espaciais com uma base de dados associada, ou seja, um Sistema de Informação Geográfica *online* (WebGIS). Em seguida ao processamento, as informações eram disponibilizadas e atualizadas diariamente no sistema *web* (Fig. 3). Destaca-se também a implementação de um “sistema de alerta simples”, associado a esta plataforma. A informação coletada na obra é processada pelo sistema, que compara o valor medido aos estabelecidos pelas premissas de projeto, emitindo um sinal de “alerta” para os responsáveis pela obra via e-mail. Os níveis de alerta são identificados por sistema de cores onde:

- (i) verde significa que o comportamento registrado pelo instrumento se situa na faixa de variação esperada;

- (ii) amarelo correspondente ao estágio de “atenção”, quando a primeira faixa de variação de leitura do instrumento é ultrapassada e, portanto, neste momento deve-se tomar alguma decisão em conjunto com os responsáveis da obra em relação à alteração do plano de avanço de escavação e ao plano de execução do reforço do túnel;
- (iii) vermelho que representa o estágio crítico, indicando que o nível máximo de movimentação do instrumento foi ultrapassado e uma medida mitigadora deve ser tomada para garantir a segurança, especialmente no que diz respeito ao colapso da estrutura e do maciço.



Fig. 2 – Tratamento e análises dos dados monitorados durante a execução da obra.



Fig. 3 – Processamento e visualização dos dados monitorados na obra.

Considerando esta metodologia, foram desenvolvidas as aplicações para o sistema na plataforma Web, divididas em seis grupos de funções: (i) Página principal; (ii) Diário de obra; (iii) Dashboard; (iv) WebGIS; (v) Gerenciador de arquivo; e (vi) Instrumentos.

2.1 – Página principal

Na página principal foi desenvolvido um acesso restrito aos responsáveis pela obra, através de *login* e senha, que garante o sigilo dos dados e contratos das obras. Além disto, as informações de acesso, representadas por responsável, data e hora, eram armazenadas e processadas. Em caso de variações súbitas ou quaisquer alterações de valores da instrumentação, verificadas pelos níveis de alerta ou por solicitação do ATO, o sistema emite mensagens (e-mails) de advertência para que o responsável acesse a nova informação.

Esta função fornece diariamente a visualização das imagens do andamento da obra, informações climatológicas e a indicação de alerta em função da análise dos dados da instrumentação, vistorias e acompanhamento técnico (Fig. 4). Também são apresentadas informações sobre a velocidade de avanço da escavação, mudanças de projeto, avaliação e surgimento de “surpresas geológicas”, conforme o mapeamento de frente da escavação e, mudanças na escavação e sistema de suporte do túnel.



Fig. 4 – Página inicial do sistema na plataforma Web.

2.2 – Diário de obra

Permite o acompanhamento e o relato das atividades executadas *in loco* e controle da evolução do projeto, elaborado pelo ATO. Também permite ao usuário a inserção de comentários sobre o relato e de arquivos de imagem e vídeos (Fig. 5).



Fig. 5 – Exemplo de um dos Relatórios Técnicos da obra do Túnel Dois Leões.

2.3 – Dashboard

É o painel de integração dos dados para análise gráfica dinâmica de um ou mais instrumentos, e a consulta aos dados em forma de tabela, por um único ou por um grupo de leituras de instrumentos (Fig. 6).

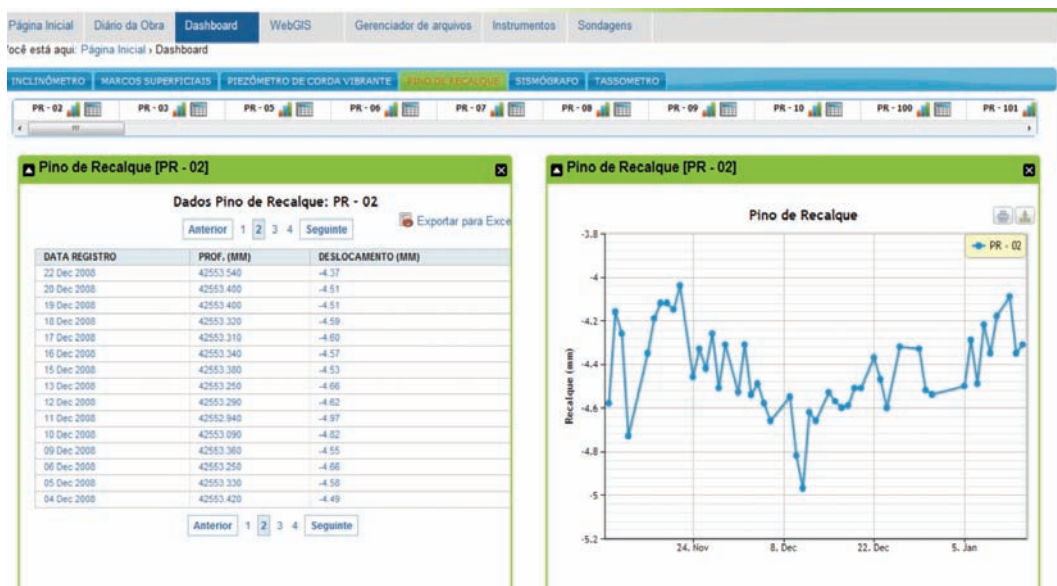


Fig. 6 – Exemplo de visualização dos dados do Pino de Recalque PR-02.

2.4 – WebGIS

Esta aplicação apresenta o Sistema de Informação Geográfica *Online* (Fig. 7), contendo: mapas dinâmicos em planta da configuração da obra (estaqueamento, topografia, avanço da escavação, etc.) e mapas do entorno da obra (ruas, edificações e estado de conservação das mesmas); distribuição espacial de ícones com a instrumentação geotécnica (associado a *links* para acesso ao *Dashboard* e Módulo de Alerta); e mapas de análise espacial dos dados da instrumentação (geoestatística e zonas de região sísmica).

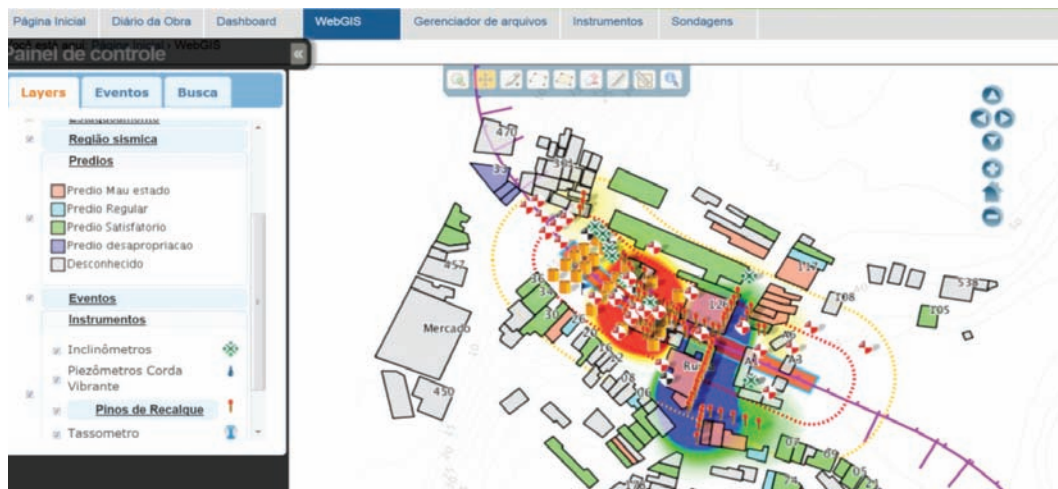


Fig. 7 – WebGIS do Túnel Dois Leões em Salvador - Brasil.

2.5 – Gerenciador de arquivo

Permite o ingresso ou descarregamento de todos os tipos de arquivos e imagens associadas ao projeto ou ao cotidiano da obra, dados de instrumentação, gerenciamento e configuração por instrumento.

2.6 – Instrumentos

O módulo de alerta do acompanhamento da obra permite a configuração de valores de níveis de alerta para cada tipo de instrumento e a localização do mesmo. Executa a verificação dos valores e a classificação de alerta das leituras diárias (Fig. 8).

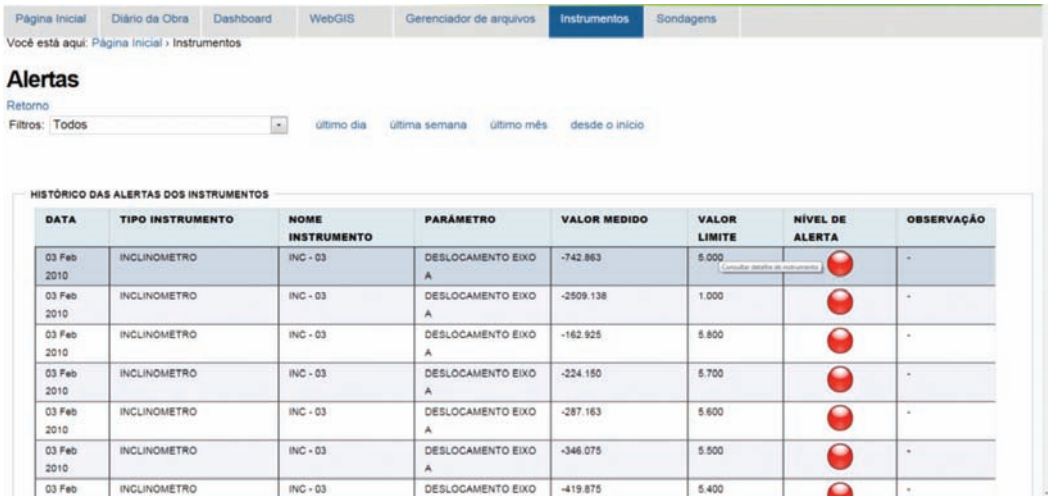


Fig. 8 – Alertas emitidos quando a informação de um instrumento passa de um limite estabelecido.

3 – ESTUDO DE CASO: ACOMPANHAMENTO TÉCNICO DE UMA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA

3.1 – Túnel Dois Leões

O Túnel Dois Leões está localizado na cidade de Salvador/Bahia em uma região do centro histórico densamente povoada. A maior parte dos imóveis encontra-se em péssimo estado de conservação e com sérios problemas estruturais. Além disto, o túnel atravessa a “Falha de Salvador”, correspondente à principal falha geológica da cidade de Salvador, de características muito complexas. Além do mais a geometria do túnel atravessa áreas de rocha muito fraturada, rocha branda e saprolito com baixa capacidade de suporte.

Esta obra é a primeira etapa de um projeto abrangente, chamado de Via Expressa de Acesso ao Porto de Salvador, que interligará o Porto de Salvador à rodovia BR 324, principal estrada para acesso à cidade. Esta obra compreende a construção de um túnel em NATM, interligando duas partes distintas da cidade, conhecidas por Cidades Alta e Baixa.

A principal dificuldade no desenvolvimento da obra é a garantia de estabilidade e da menor movimentação possível do maciço escavado, devido às características peculiares da região, tanto geológicas quanto geográficas.

O túnel possui 153 metros de extensão; 10,7 metros de largura média; 7,7 metros de altura e 6,50 metros de raio de curvatura. Ressalta-se que esta obra se iniciou em 2003 e foi paralisada em 2007 após a escavação de 100 metros da abóbada do túnel. A construção foi retomada em dezembro de 2008 com as escavações iniciadas em fevereiro e concluídas em julho de 2009. Este artigo apresenta o acompanhamento técnico durante o período de retoma da obra. Ressalta-se ainda que, concomitantemente com a escavação do túnel, foi construída uma cortina ancorada na saída do

emboque próximo ao acesso para a Cidade Baixa, que também foi monitorada pelo sistema de acompanhamento desenvolvido neste trabalho.

3.2 – Instrumentação

A instrumentação empregada na obra está dividida em três grupos principais:

- (i) Instrumentação interna ou de profundidade, para a verificação do desempenho construtivo e sua relação com as hipóteses de projeto e dimensionamento dos revestimentos. Os elementos de instrumentação correspondem aos pinos para medidas de convergência/divergência e nivelamento interno;
- (ii) Instrumentação externa para avaliação dos deslocamentos verticais e medidas de poropressão. Os elementos utilizados para medição foram os marcos de recalque profundo (tassômetros) e marcos superficiais para avaliação dos deslocamentos verticais, pinos de recalques para avaliação dos recalques diferenciais nas estruturas das edificações próximas à obra e piezômetros para avaliação da poropressão devida à construção ou aos sistemas de rebaixamento sobre os níveis freáticos;
- (iii) Instrumentação externa voltada para avaliação dos deslocamentos horizontais em profundidade na região do emboque/desemboque e escavação de cortina ancorada. Os instrumentos utilizados para este tipo de leitura foram os inclinômetros.

A leitura da instrumentação era diária, com o envio de boletins parciais à medida que cada um dos instrumentos era lido. Após a finalização das leituras era fornecido um boletim completo das leituras realizadas no dia. O ATO avaliava, inseria e disponibilizava estas informações no sistema de acompanhamento técnico *online*.

A frequência de leitura de cada elemento era relacionada aos fatores externos tais como, posicionamento da frente de escavação, comportamento do maciço escavado, ocorrência de indícios visuais (trincas em paredes ou estruturas, aclive em piso, entre outros), variação acentuada de leitura de algum elemento, ações especiais da equipe de produção, reclamação/solicitação dos moradores ou qualquer outro tipo de situação anormal em relação ao comportamento previsto em projeto ou pelo ATO.

Desta forma, a definição da periodicidade e frequência de leitura foi definida em comum acordo entre a equipe de instrumentação, o ATO, a empreiteira e o projetista. Em alguns momentos críticos, determinados elementos instrumentados foram lidos até três vezes ao dia, fornecendo subsídio para a interpretação da evolução das movimentações do maciço e para a tomada de decisão.

3.3 – Acompanhamento técnico da obra

Além das funções habituais de um ATO, descritas na literatura e vivenciadas na prática (Moreno Tallón, 1996; Kochen, 2009; Murakami, 2001; Cândido, 2010; Ribeiro Neto, 1999), devido à complexidade geológica, geográfica e social da obra, foram desenvolvidas ferramentas computacionais via web, para auxiliar o acompanhamento técnico, descrito anteriormente. Durante a execução desta obra o sistema foi criado, aprimorado e testado em relação à sua aplicabilidade.

Além disto, técnicas de geoestatística foram aplicadas para auxiliar o ATO na interpretação das informações da instrumentação e a relação entre as leituras dos diversos instrumentos. Isto resultou em uma ferramenta eficiente para avaliar a variabilidade espacial do dado e, desta forma, fornecer subsídios para uma tomada de decisão.

3.3.1 – Aplicação do sistema de suporte à decisão

O Sistema de Acompanhamento Técnico *Online* de Suporte à Decisão aplicado ao Túnel Dois Leões foi um sistema adicional ao trabalho do ATO. Comparando com o ATO habitual e os *softwares* existentes para a interpretação dos dados de instrumentação, as seguintes vantagens foram observadas:

- Acesso restrito e seguro somente para os responsáveis pela obra (projetistas, consultores, fiscalização, construtor e proprietário da obra);
- Ferramenta amigável e versátil, em função de ser uma página online, com links intuitivos às informações, não exigir a instalação de software e não necessitar de cursos técnicos para o uso;
- A associação de um WebGIS a uma base de dados permite organizar e acessar todas as informações da instrumentação da obra de forma eficiente e rápida. Além da inserção da planta de localização da obra (*as built*) e da instrumentação, o WebGIS possibilita visualizar as análises geoestatísticas dos dados da instrumentação;
- O Relatório Diário de Obra online permite o compartilhamento das informações e comentários diários sobre o andamento da obra entre todos os responsáveis, além da descrição das análises da leitura dos instrumentos, observações das vistorias, do plano de escavação e do andamento da obra feitos pelo ATO;
- O acesso ao banco de dados e a combinação gráfica de vários instrumentos, conforme a necessidade do usuário, foi um grande diferencial possibilitando análises mais específicas e comparativas das leituras da instrumentação;
- A aglutinação de todas as informações em um só lugar, tanto do cotidiano da obra quanto da instrumentação e sua avaliação, foi de suma importância para tomadas de decisão, intervindo diretamente na logística, na velocidade de avanço da escavação do túnel e na execução do reforço.

Algumas desvantagens também foram identificadas tais como: os dados de convergência não foram disponibilizados para o usuário no WebGIS em planta e em seção, pois a inserção da leitura era manual e não havia ferramenta para análise geoestatística no próprio WebGIS. Outra desvantagem importante foi a ausência de parâmetros de alerta para alguns instrumentos pelos responsáveis da obra. Portanto, não foi possível aplicar este recurso para emissão de alertas, tampouco verificar se as condições reais de movimentação do maciço e de capacidade de suporte do reforço se encontravam na faixa de valores previstos em projeto.

3.3.2 – Análise geoestatística

A geoestatística tem tido aplicação crescente na geotecnia tanto no Brasil quanto no exterior. A maioria dos trabalhos avalia a variação espacial de parâmetros de resistência do solo (Schuler *et al.*, 2007; Miqueletto e Dyminski, 2004; Dyminski *et al.*, 2002; Carvalho e Cavalheiro, 2000; Xavier, 1999; Sturaro, 1994; Mackean e Rosenbaum, 1990). Na engenharia de túneis, Veldkamp *et al.* (2001) mostram a aplicação das técnicas de geoestatística, krigagem e simulação estocástica, em informações de banco de dados de ensaios CPT do túnel de *Heinenoord* na Holanda. Os autores obtêm um modelo de malha tridimensional de resistências, indicando as zonas de elevada e baixa resistência atravessadas pelo túnel. Com isto, nota-se que a geoestatística tem sido aplicada na geotecnia habitualmente para avaliar e caracterizar um determinado parâmetro de resistência e sua variação espacial.

Esta pesquisa propõe o uso de técnicas de análise espacial do dado para auxiliar o ATO na interpretação do dado da instrumentação. O objetivo deste tipo de análise é verificar, para uma mesma data de leitura, o comportamento de vários instrumentos de mesmo tipo (por exemplo, pinos de recalque em edificações) e avaliar a variação espacial do dado em função do avanço da escavação. Dentre os diversos métodos de avaliação da variação espacial do dado, optou-se por utilizar a metodologia de krigagem ordinária, uma vez que representa o método que permite estimar o valor desconhecido associado a um ponto, área ou volume, a partir de um conjunto de n dados disponíveis.

Para a análise geoestatística foi utilizado a função do ArcGIS: Geostatistical Analyst & Geostatistical Wizard, com geração e calibração do semi-variograma, determinação dos dados “vizinhos” e por fim a análise da validade do modelo adotado através dos gráficos do modelo de previsão, erro associado a este modelo, erro normalizado e do gráfico Normal QQPlot, o qual plota o valor do dado real e do erro normalizado.

Neste trabalho, a krigagem ordinária foi aplicada para diferentes dados de instrumentação externa da obra: (i) Pinos de Recalque com o intuito de avaliar a variação à movimentação diferencial das edificações e (ii) Marcos e Tassômetros com o intuito de avaliar o adensamento do maciço. Para esta análise, foi utilizado o *software* ArcGIS 8.0 para a geração do mapa de isovalores dos dados de recalque, que em seguida era inserido no WebGIS.

Esta metodologia foi aplicada diariamente, com a chegada da informação da instrumentação. Tendo em vista o grande volume de dados analisados, este trabalho apresenta somente os resultados em algumas datas específicas, conforme indicadas no Quadro 1. Estas datas foram escolhidas em função do histórico de movimentação do maciço.

Quadro 1 – Datas específicas para apresentação da análise geoestatística.

Datas	Evento Ocorrido na Obra
17/2/2009	Início do Acompanhamento Técnico da Obra
03/03/2009	Execução das linhas de enfilagens no Emboque Rainha
31/03/2009	Início da escavação do Emboque Porto
19/05/2009	Proximidade do encontro das duas frentes de escavação, grande movimentação da instrumentação de recalque (Marcos e Tassômetros e Pinos de Recalque)
02/06/2009	Abertura total do túnel e reforço
08/07/2009	Término da execução do rebaixo e última leitura da instrumentação

3.3.2.1 – Análises geoestatísticas dos marcos e tassômetros das seções de instrumentação externas

Alguns resultados das análises geoestatísticas em datas específicas da obra, considerando os dados das Seções Externas de Instrumentação, são apresentadas no Quadro 2. Comparando as Figuras 9 e 10, observa-se a evolução do assentamento do maciço e o valor do recalque máximo atingido em relação à localização das seções de instrumentação.

Quadro 2 – Resumo dos resultados da análise geoestatística dos marcos e tassômetros - Seções Externas.

Datas	Faixa de valores máximos de recalque (mm)	Área crítica
17/2/2009	10,62 - 12,00	Seção SE-07 entre os MS-03 e MS-04, incluindo o TS-01
03/03/2009	11,00 - 12,40	Seção SE-07 entre os MS-03 e MS-05, incluindo o TS-01
31/03/2009	19,10 - 21,40	Seção SE-07 entre os MS-03 e MS-06, incluindo o TS-01
19/05/2009	27,66 - 30,90	Seção SE-08 entre os MS-03 e MS-04, incluindo o TS-01
02/06/2009	45,50 - 50,70	Seção SE-08 entre os MS-03 e MS-04, incluindo o TS-01
08/07/2009	48,76 - 54,30	Seção SE-08 entre os MS-03 e MS-05, incluindo o TS-01

Considerando os resultados obtidos nas análises geoestatísticas dos marcos e tassômetros das seções externas com as informações coletadas durante o acompanhamento técnico da obra, observa-se que:

- A região mais crítica de escavação já era esperada no trecho do túnel onde estão localizadas as seções SE-07 e SE-08. Isto se deve ao fato do maciço de cobertura apresentar, no máximo, 12 metros e ainda se situar na região da falha geológica de Salvador, com materiais de baixa capacidade de suporte (saprolito e rocha alterada mole). A cada avanço da escavação, comparava-se a evolução da distribuição espacial dos recalques. Os resultados indicaram que as seções SE-07 e SE-08 sofreram os maiores recalques durante a execução da escavação da calota e do rebaixo. O estudo geoestatístico dos dados indicou ao ATO a localização e os tipos de instrumentos nos quais as leituras deviam ser obtidas com maior frequência e, principalmente, identificou a região crítica que deveria receber maior atenção durante a visita técnica diária;
- Entre os dias 19/05/2009 e 22/06/2009, os instrumentos da seção SE-08 apresentaram a maior variação dos recalques, atingindo aproximadamente 51mm. Durante este período, a escavação foi executada muito rapidamente e os reforços previstos em projeto não foram instalados conforme as recomendações. A análise geoestatística foi fundamental para o ATO justificar os riscos impostos pela escavação. Por duas vezes, a escavação foi interrompida para a execução dos reforços faltantes e a estabilização das leituras da instrumentação. Além disto, o projeto foi revisto e ajustado com menor espaçamento entre as cambotas e maior rigidez do concreto;
- A análise do dia 08/07/2009 com os últimos dados coletados da instrumentação, após o término da escavação do túnel e execução de todos os reforços estruturais, indicou que o maciço atingiu o valor máximo de recalque, de aproximadamente 55mm, no marco superficial MS-04 da seção SE-08. Este valor é muito elevado quando comparado com o estabelecido em projeto, de apenas 1mm. A análise geoestatística também permitiu identificar que os instrumentos que mais recalcaram (MS-03, MS-04 e TS-01 da SE-08) estavam exatamente no eixo do túnel e próximos a sua abóbada, indicando uma área específica de plastificação do maciço.

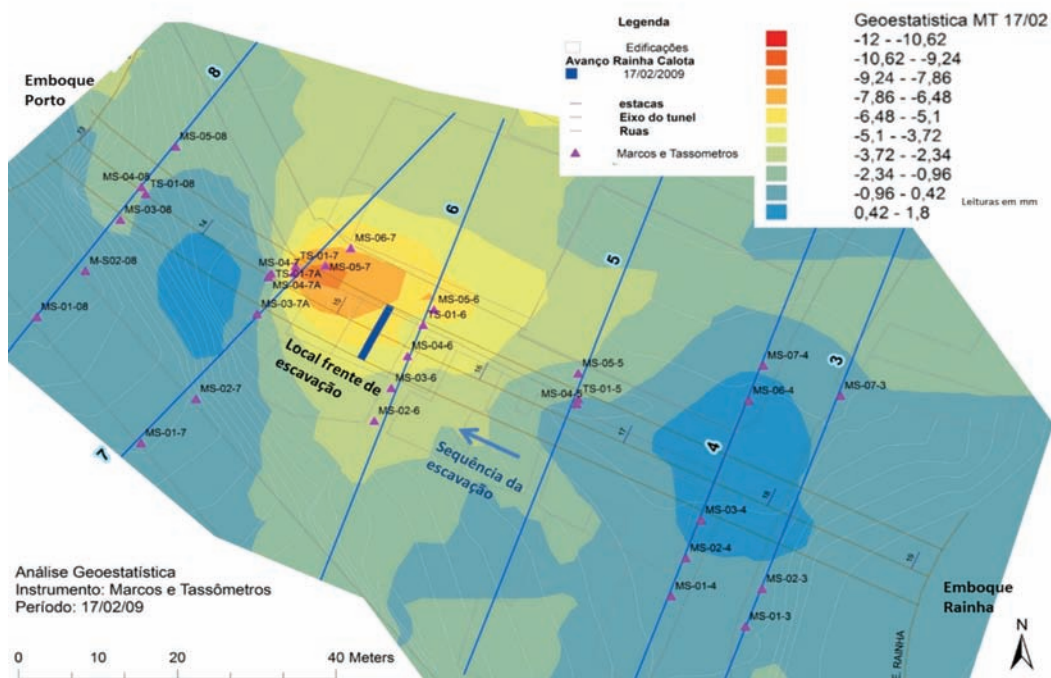


Fig. 9 – Análise geoestatística dos recalques medidos por marcos e tassômetros - 17/02/2009.

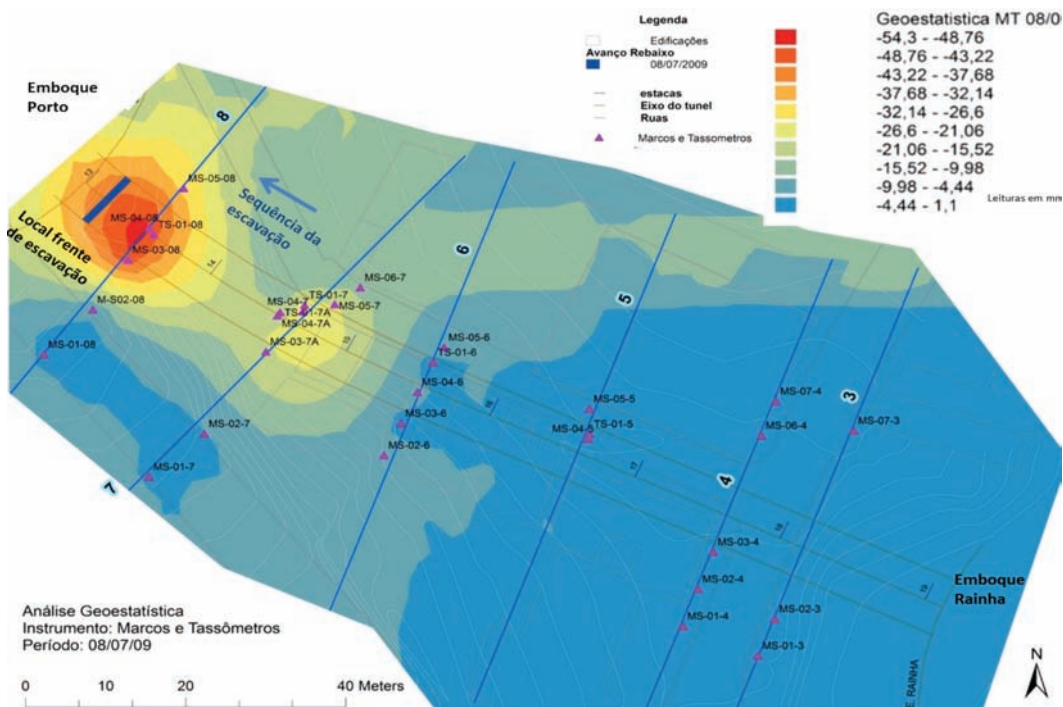


Fig. 10 – Análise geoestatística dos recalques medidos por marcos e tassômetros - 08/07/2009.

3.3.2.2 – Análises geoestatísticas dos pinos de recalque nas edificações

As análises geoestatísticas dos pinos de recalques em datas específicas da obra, considerando os dados das Seções Externas de Instrumentação, são apresentadas no Quadro 3. Comparando as Figuras 11 e 12, observa-se a evolução do assentamento do maciço, o recalque diferencial nas edificações e o valor do recalque máximo atingido em relação à localização das seções de instrumentação.

Quadro 3 – Resumo dos resultados da análise geoestatística dos pinos de recalque - Seções Externas.

Datas	Faixa de valores máximos de recalque (mm)	Área crítica
17/2/2009	5,63 - 6,90	Pinos PR-106, PR-100, PR-89 e PR-88
03/03/2009	6,26 - 7,60	Pinos PR-106, PR-100, PR-90, PR-89, PR-88 e PR-87
31/03/2009	13,70 - 15,94	Pinos PR-100, PR-91, PR-90, PR-89, PR-88 e PR-87
19/05/2009	14,24 - 16,50	Pinos PR-90 e PR-89
02/06/2009	18,4 - 21,10	Pinos PR-100, PR-90 e PR-89
08/07/2009	18,52 - 21,00	Pinos PR-100, PR-90 e PR-89

Considerando os resultados obtidos das análises geoestatísticas dos pinos de recalque das edificações e as informações coletadas durante o acompanhamento técnico da obra, observa-se que:

- A análise da leitura inicial em 17/02/009 mostrou que os pinos dos edifícios A e B apresentaram os maiores recalques, mesmo não sendo os pinos mais próximos da frente de escavação. Isto indicou ao ATO os edifícios que já apresentavam recalque diferencial e que mereceriam maior controle e vistorias;
- Com o avanço da frente de escavação e a variação de rocha sã para rocha alterada, individualizada no mapeamento geológico/geotécnico, a análise geoestatística mostrou uma aceleração na evolução dos recalques diferenciais nos edifícios A e B, especialmente no período de 17/02/2009 a 31/03/2009. Isto ocorreu em virtude da frente de escavação avançar exatamente abaixo destes edifícios;
- A análise geoestatística do dia 31/03/2009 indicou que, mesmo com a frente de escavação já distante das edificações de cerca de 30m, os mesmos ainda sofriam recalques, sem tendência de estabilização. Em virtude disto, a obra foi interrompida para a realização de um reforço na área de ocorrência dos recalques. Estas informações foram fundamentais para o ATO justificar a interrupção da escavação e a execução dos reforços faltantes até a estabilização das leituras da instrumentação;
- Após este período crítico, com o reforço completamente executado, as leituras dos pinos de recalque se estabilizaram, não mais sendo influenciados pelo avanço da frente de escavação. No entanto, ressalta-se que o recalque diferencial, especialmente no Edifício B, atingiu cerca de 21mm, resultando no aparecimento de trincas nas paredes destas edificações.

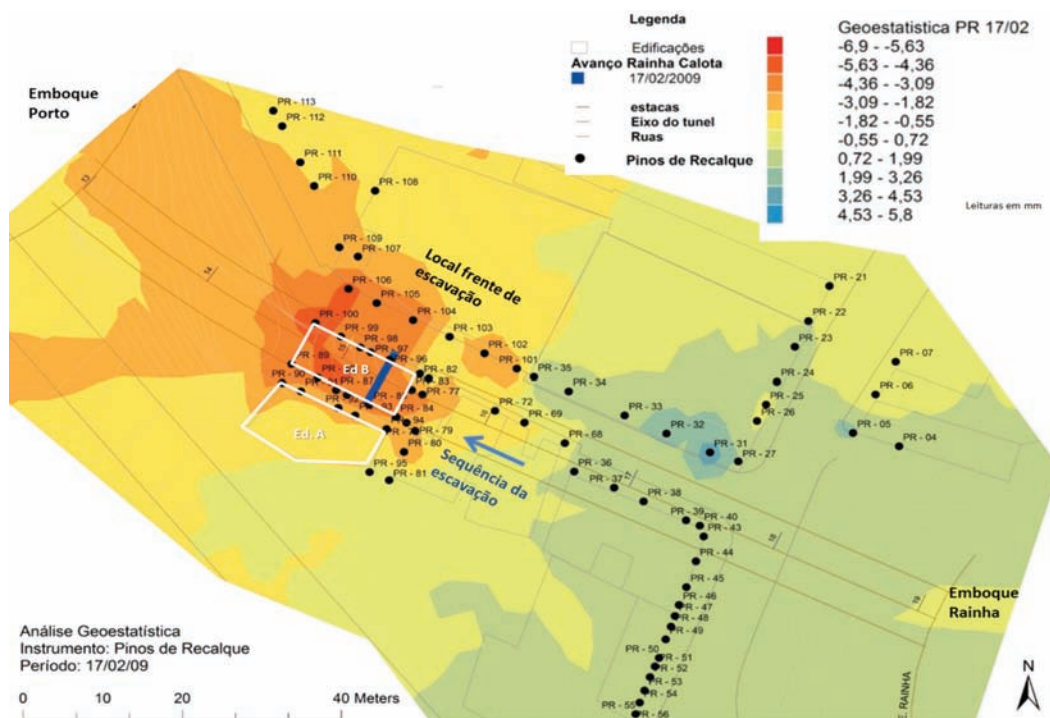


Fig. 11 – Análise geoestatística dos recalques medidos por pinos – 17/02/2009.

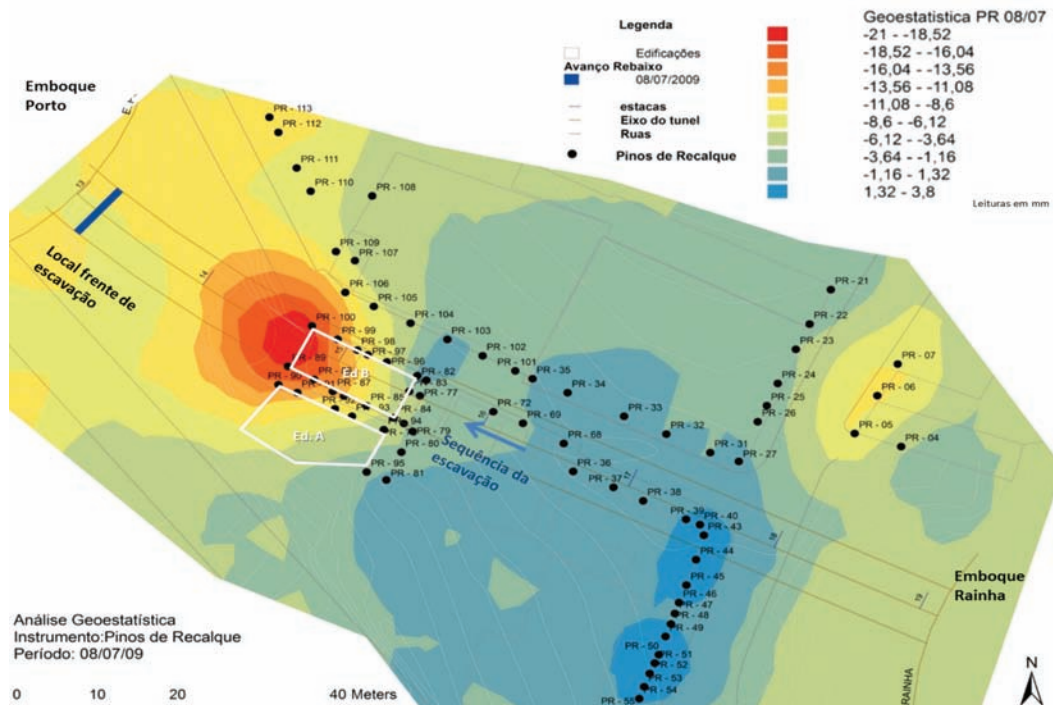


Fig. 12 – Análise geoestatística dos recalques medidos por pinos - 08/07/2009.

3.3.2.3 – *Análise da aplicação da geoestatística*

As principais contribuições da aplicação da geoestatística para a avaliação diária da variação espacial dos dados durante o acompanhamento técnico da execução do Túnel Dois Leões, foram:

- Identificação da zona de influência da frente de escavação e a sua movimentação espacial;
- Avaliação da influência da frente de escavação em relação a ocorrência de recalques diferenciais das edificações e orientação do ATO quanto à frequência de vistorias das estruturas;
- Avaliação temporal da evolução da movimentação do maciço, através da comparação das análises diárias;
- Identificação das zonas do maciço menos resistentes e/ou mais deformáveis, indicando a necessidade de atenção ao plano de avanço da escavação e reforço estrutural;
- Possibilidade de análise da evolução dos dados de recalque em diferentes tipos de instrumentos, no caso comparação entre os Pinos de Recalque e as Seções de Instrumentação Externas (Marcos e Tassômetros). Mesmo apresentando magnitudes diferentes de medidas, pode-se avaliar, conforme o avanço da escavação, a zona de influência da obra, no maciço e nas edificações;
- Neste estudo as análises das seções de instrumentação externas, compostas por marcos superficiais e tassômetros, indicaram que as maiores movimentações ocorreram nas seções SE-07 e SE-08 e que o instrumento que mais se movimentou foi o marco superficial MS-04 nas duas seções analisadas, atingindo um valor máximo de recalque igual a 54,3mm. A análise dos pinos de recalque também indicaram que os Edifícios A e B sofreram recalques diferenciais da ordem de 10mm em direção ao eixo do túnel.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

O Sistema de Acompanhamento Técnico *Online* de Suporte à Decisão, desenvolvido neste trabalho foi fundamental para o monitoramento da execução do Túnel Dois Leões, na cidade de Salvador. O sistema facilitou o entrosamento e a comunicação entre a construtora, o projetista e o acompanhamento técnico. As decisões em relação ao andamento da obra, projeto, logística, plano de fogo, avanço da escavação e execução de reforço de projeto do túnel foram tomadas em conjunto, visto a facilidade de visualização e de integração dos dados oferecida pela ferramenta amigável e versátil.

Este trabalho não teve como objetivo comparar metodologias de análise espacial de dados, apenas indicou a possibilidade do uso de geoestatística para auxiliar o ATO. Utilizando tal análise como subsídio técnico para avaliar a distribuição dos recalques, tanto no maciço quanto nas estruturas do entorno da obra. Pois, juntamente com a base de dados em GIS, permitiram a identificação e acesso a informações dos instrumentos próximos a frente de escavação pelo ATO. Além disto auxiliou na identificação de locais que mereciam uma vistoria mais cuidadosa e atenta, principalmente na detecção de trincas em paredes e pisos.

Destacam-se ainda os benefícios tecnológicos relacionados com a aplicação deste sistema na obra do Túnel Dois Leões: (i) Redução do risco envolvido na operação e, consequentemente, a maximização do investimento e aumento da segurança na obra; (ii) Grande contribuição para a tomada de decisão por meio da integração da equipe técnica responsável, uma vez que todas as informações da obra e da empresa são armazenadas em um único ambiente; e (iii) Ferramenta de fácil acesso, ágil, clara e integradora de todos os documentos, arquivos, imagens e leituras de instrumentação.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a CAPES-MEC pelo apoio à pesquisa e o auxílio das empresas: Terratek, Odebrecht e GeoVoxel.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cândido, M.A.F. (2010). *Contributo para a gestão do risco geotécnico na construção de túneis*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia), Dep. Ciências da Terra, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 235 p.
- Carvalho, J.M.C.M.; Cavalheiro, A.A.T. (2000). *Geostatistics applied to SPT data – A case study*. Geostats 2000, Cape Town, South Africa.
- Domingos, L.C.S.; Burin, S.M.; Celestino, T.B.; Esquivel, E.R. (1987). *SACI - Sistema para Acompanhamento e Controle de Instrumentação*. Congresso Latino Americano e Ibérico sobre Métodos Computacionais para Engenharia. Rio de Janeiro, PUC-Rio.
- Dyminski, A.S.; Romanel, C.; Veiga, J.E.; Inoue, N. (2002). *Distribuição espacial dos valores de NSPT por métodos geoestatísticos e redes neurais*. Anais do XII COBRAMSEG, São Paulo.
- Giannotti, W.J. (2003). *Instrumentação de Túneis Urbanos*. TFC Engenharia Civil - Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo.
- Kochen, R. (2009). *Gerenciamento de riscos em obras subterrâneas de engenharia*. Engenharia, v. 595, pp. 100-107.
- Mackean, R.A.N.; Rosenbaum, M.S. (1990). *Geostatistical Characterisation of the SPT*. 6th Int. Congress IAEG. Balkema, Rotterdam.
- Miqueletto, M.; Dyminski, A.S. (2004). *Mapeamento do NSPT do subsolo da região central de Curitiba usando modelo neural de dois estágios*. IV Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul – Geosul 2004, ABMS–NRPR/SC, Curitiba/PR.
- Moreno Tallón, E. (1996). *La asistencia técnica durante la construcción de túneles*. Revista Ingeopres, Madrid.
- Murakami, C.L. (2001) *Noções Básicas para o acompanhamento técnico de obras de túneis*. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Ribeiro Neto, F. (1999). *Segurança, ruptura e colapso de túneis urbanos em NATM*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Schuler, A.R.; Bastos, C.A.B.; Folle, D.E.; Ribeiro, K. (2007). *Abordagens estatísticas do subsolo de Rio Grande/RS a partir de um sistema de informações geográficas de sondagens do SPT e CPT dinâmico*. Ijuí/RS: GEO-RS, Congresso Regional de Geotecnia.
- Sturaro, J.R. (1994). *Mapeamento geoestatístico de propriedades geológico-geotécnicas obtidas de sondagens de simples reconhecimento*. São Carlos-SP: Tese de Doutorado em Geotecnia, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos.
- Veldkamp, J.G.; Bremmer, C.N.; Hack, H.R.G.K.; Hendriks, M.A.N.; Kronieger, R.; Ozmutlu, S.; Van Deen, J.K. (2001). *Combination of 3D GIS and FEM modelling of the 2nd Heinenoord tunnel, the Netherlands*. In: Int. Symp. Engineering Geological Problems of Urban Areas, EngGeoCity 2001, Yekaterinburg, Russia. IAEG/IUGS/UralTICIZ, p. 8.
- Xavier, S.R. (1999). *Estudo Geoestatístico do Subsolo da Usina Nuclear de Angra 2*, RJ. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Brasil, 229 p.

tgeotecnia
na génese da
construção

dstgroup



Onde a engenharia começa.

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

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

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

tgeotecnia
Na génese da construção.

a dst group company

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



15

Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

Fundada há mais de 150 anos na Alemanha, a Huesker é hoje uma referência mundial em geossintéticos. Aqui no Brasil, adicionamos um toque bem brasileiro a toda a qualidade e tecnologia dos nossos produtos.

Proximidade, envolvimento e flexibilidade são os fatores que, nestes 15 anos, nos permitiram desenvolver soluções sob medida para cada caso e manter relações duradouras com nossos clientes.

Isso é a **tecnologia alemã** e o **abraço brasileiro** a seu serviço.

Fale com a Huesker:
www.huesker.com.br
huesker@huesker.com.br
(12) 3903 9300

 **HUESKER**
Tecnologia alemã, *Deutsche Technologie,*
abraço brasileiro. *brasilianische Umarmung.*

CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE



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
- Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais e Pluviais
- Agricultura e Desenvolvimento Rural
- Infra-estruturas Rodoviárias, Ferroviárias e Aeroportuárias
- Ambiente
- Estruturas Geotécnicas
- Cartografia e Cadastro
- 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) 210 125 000, (351) 217 925 000
Fax: (351) 217 970 348
E-mail: coba@coba.pt
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6º.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1º.
4450-203 MATOSINHOS
Tel.: (351) 229 380 421
Fax: (351) 229 373 648
E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA

Praceta Farinha Leitão, edifício nº 27, 27-A - 2º Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222 338 513
E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

MOÇAMBIQUE

Centro de Escritórios. Pestana Rovuma Hotel.
Rua da Sé nº 114, 4º Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: coba.mz@gmail.com

ARGÉLIA

09, Rue des Frères Hocine
El Biar - 16606, ARGEL
Tel.: (213) 21 922 802
Fax: (213) 21 922 802
E-mail: coba.alger@coba.pt

BRASIL

Rio de Janeiro
Rua Buenos Aires 68, 25º
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel.: (55 21) 3553 67 30
Tel.: (55 21) 8366 00 06
E-mail: geral@coba.com.br

Fortaleza

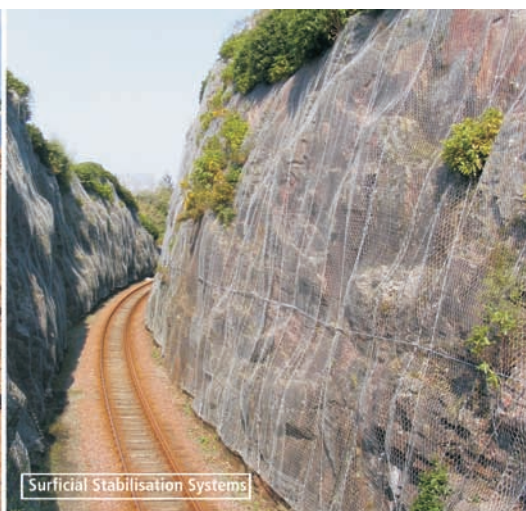
Av. Senador Virgílio Távora 1701, Sala 403
Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251
Tel.: (55 85) 3244 32 85
Fax: (55 85) 3244 32 85
E-mail: coba1@eisenhower.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

LLJ Business Center, Al Jazeera Stadium
PO Box 38360, Abu Dhabi - U.A.E.
Tel.: (971) 2 495 0675
Fax: (971) 2 4454672



Construction over Soft Soils



Surficial Stabilisation Systems

SOILS AND ROCKS PROBLEMS? WE HAVE THE SOLUTION



Rockfall Protection Barriers



Foundation and Basal Reinforcement

BRASIL
Phone: 55 (11) 4525-5000
Fax: 55 (11) 4599-4275
maccaferri@maccaferri.com.br
www.maccaferri.com.br

PORTUGAL
Phone: (351) 218 968 282
Fax: (351) 218 968 078
portugal@abianchini.pt
www.abianchini.es

MACCAFERRI

Engineering a better solution



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

CENOR Consultores, S. A.

PORTUGAL | ANGOLA | ARGÉLIA | BRASIL | CABO VERDE | COLÔMBIA
MALAWI | MARROCOS | MOÇAMBIQUE | TIMOR LESTE | VENEZUELA

Rua das Vigias, 2. Piso 1 | Parque das Nações | 1990-506 LISBOA . PORTUGAL

T +351.218 437 300 | F +351.218 437 301 | E cenor@cenor.pt





PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

- Ideal para qualquer capacidade de carga.
- Economia, segurança e rapidez na execução.
- Indicado para todos os tipos de fundação.
- Pioneira mundial em prova de carga estática bidirecional.

"Há 44 anos desenvolvendo nossas tecnologias, soluções inteligentes e criativas dentro da engenharia de solos."

REFORÇO DE FUNDAÇÕES

MICROESTACA ARCOS®:

- Ideal para reforço de fundações e cravação de estacas em locais de difícil acesso.
- Economia, segurança e rapidez na execução.



Desde 1969

+55 31 3274.0155 | www.arcos.eng.br
Belo Horizonte - MG - Brasil

ARCOS 44
engenharia de solos anos



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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



Geotecnia e Reabilitação

TEIXEIRA DUARTE ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

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

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

• Argélia
 Parc Miremont – Rua A, N°136 - Bouzareah
 16000 Alger
 Tel.: (+213) 219 362 83
 Fax: (+213) 219 365 66

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

• Espanha
 Avenida Alberto Alcocer, nº24 – 7º C
 28036 Madrid
 Tel.: (+34) 915 550 903
 Fax: (+34) 915 972 834

• Moçambique
 Avenida Julius Nyerere, 130 - R/C
 Maputo
 Tel.: (+258) 214 914 01
 Fax: (+258) 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

1. Mangaratiba RJ
2. Botafogo RJ
3. Copacabana, RJ



Recorde Mundial: impacto de 20 toneladas métricas à 103km/h contido!

A nova barreira para queda de rochas modelo GBE 8000A estabeleceu novo recorde mundial em teste realizado em Outubro, 2011 no campo de testes verticais em Wallenstadt na Suíça. Teste certificado realizado e resultados certificados obtidos de acordo com a norma do ETAG 027 :

- 8,000kj de energia de impacto
- 8.5 metros de deflexão da barreira
- 85% de altura residual da barreira

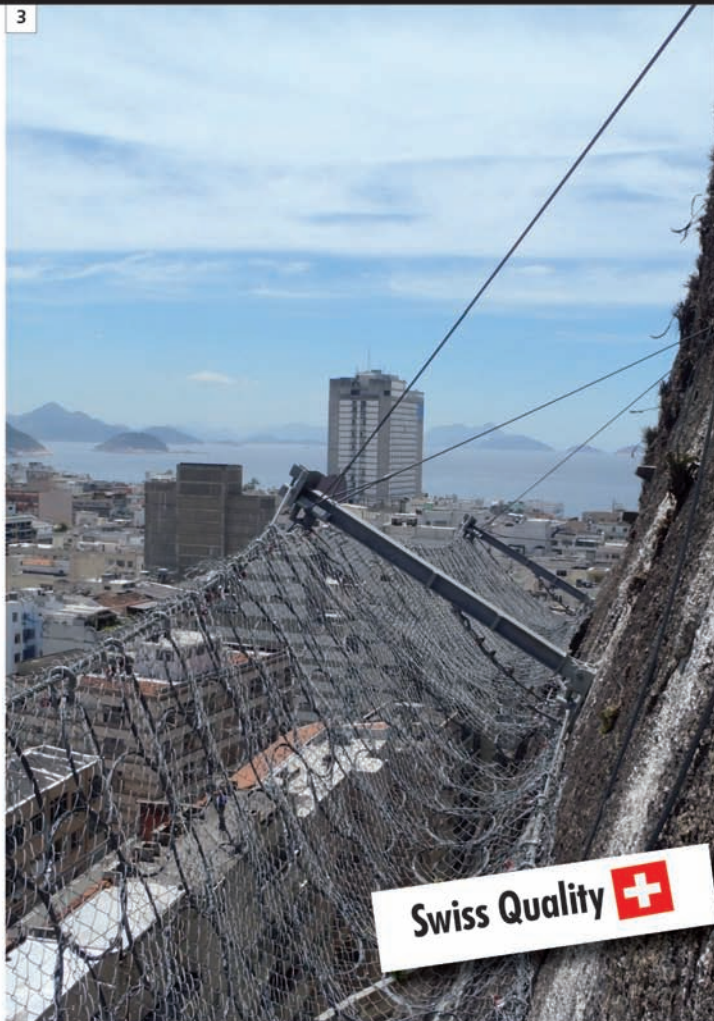
A barreira modelo GBE-8000A protege contra queda de grandes blocos de rocha que produzem altas cargas de energia cinética, são aplicáveis onde as barragens de retenção não são possíveis e excedem a capacidade de absorção da maioria das galerias de concreto.



Assista ou escaneie o filme do teste em:
www.geobrugg.com/GBE-8000A



Geobrugg AG
Geohazard Solutions
Rua Visconde de Pirajá, 82 sl.606
Ipanema - Rio de Janeiro • 22410-003
Fone: +55 21 3624.1449
Cel: +55 21 9979.1288
info@geobrugg.com • www.geobrugg.com



Swiss Quality 

SOLOS MOLES?

CPR[®]

CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL

**O MAIS RÁPIDO E EFETIVO
TRATAMENTO PARA SOLOS MOLES**

Processo de adensamento de solo mole, eficientemente controlado, monitorando-se o grau de consolidação desejado.



Vantagens do CPR

- 100% específico para solos moles;
- Mobilização rápida;
- Ausência de transtornos à obra;
- Ampla gama de aplicações;
- Ausência de aterros, refugos e lama;
- Técnica não destrutiva;
- Alternativa super econômica, além de prazos extremamente curtos em relação à substituição de solos, aterros temporários, colunas granulares e estaqueamentos;
- Alcança profundidades de tratamento onde técnicas clássicas são limitadas;
- Acesso a locais restritos, limitados e difíceis, sem interferência com a rotina do cliente;
- Melhor custo benefício;
- Perfeito para reforço de fundação.

www.engegraut.com.br

Para maiores informações, entre em contato com nosso departamento de geotecnia. A marca CPR[®] e a tecnologia Consolidação Profunda Radial são patentes da ENEGRAUT.

SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore)

IN-SITU TESTS

Seismic CPT
Cone Penetration Testing Undrained-CPTu (cordless system)
Vane Shear Testing (electrical apparatus)
Pressuremeter Testing (Menard)
Flat Dilatometer Test-DMT (Machetti)
Standard Penetration Test-SPT-T

INSTRUMENTATION

Instrumentation, installation and direct import
Routine Monitoring
Operation and Maintenance
Engineering analyses
Consultancy, design & geotechnical engineering services

SAMPLING

Soil sampling and monitoring
Groundwater sampling and monitoring
Field and laboratory testing

ENVIRONMENTAL

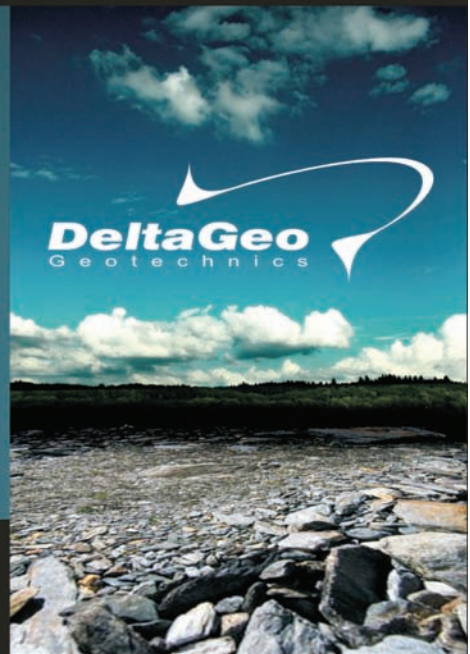
Environmental Services
Soil and groundwater sampling and monitoring
Field and laboratory testing

0800 979 3436

São Paulo: +55 11 8133 6030

Minas Gerais: +55 31 8563 2520 / 8619 6469

www.deltageo.com.br deltageo@deltageo.com.br



APRESENTAÇÃO DE ORIGINAIS

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

A decisão de publicar um trabalho na revista compete à Comissão Editorial, competindo-lhe também a respetiva classificação. Cada trabalho será analisado por pelo menos três revisores. Os pareceres dos revisores serão apresentados no prazo de um mês.

As Instruções para os Autores e o "Template" para formatação de originais podem ser obtidos de <http://www.spgeotecnia.pt>.

A submissão dos trabalhos à revista Geotecnia é efetuada através da página eletrónica com o endereço <http://www.revistageotecnia.com/>. Através dessa plataforma, far-se-á a comunicação entre a direção da revista, o corpo editorial e os autores para a revisão dos trabalhos. Outras informações e esclarecimentos adicionais podem ser pedidos a:

Direção da Revista Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal
E-mail: editor@revistageotecnia.com

PRESENTACIÓN DE ORIGINALES

Los trabajos para publicar en la revista Geotecnia se clasifican en "Artículos", "Notas Técnicas" y "Discusiones" de artículos anteriormente publicados en la revista. Se recomiendan especialmente artículos que describan el estudio de casos de obra que incorporen trabajos originales relevantes en la práctica de la ingeniería civil.

La decisión de publicar un trabajo en la revista compete a la Comisión Editorial, correspondiéndole también la respectiva clasificación. Cada trabajo será analizado por al menos tres revisores. Los revisores presentarán sus pareceres sobre los artículos en el plazo de un mes.

Las Instrucciones para los Autores y el "Template" para formatear originales pueden ser obtenidos en <http://www.spgeotecnia.pt>.

La remisión de los trabajos a la revista Geotecnia se efectúa a través de la página electrónica con la dirección <http://www.revistageotecnia.com/>. A través de esta plataforma se realizará la comunicación entre la dirección de la revista, el cuerpo editorial y los autores para la revisión de los trabajos. Informaciones y esclarecimientos adicionales pueden solicitarse a:

Dirección de la Revista Geotecnia
SPG, a/c LNEC
Av. Brasil, 101
1700-066 Lisboa
Portugal
E-mail: editor@revistageotecnia.com

- 3 **Editorial**
José Couto Marques
- 5 **Cálculo de la estabilidad de un vertedero impermeabilizado con geosintéticos**
José Estaire, Fernando Pardo de Santayana, Gracia Olivenza
- 29 **Análise de cartas de suscetibilidade à erosão em diferentes escalas para a gestão ambiental de rodovias**
José Luís Ridente Júnior, Leandro Eugenio Silva Cerri
- 57 **Evolução da concentração de nitrato nas águas subterrâneas da região norte de Natal, Nordeste do Brasil**
Guttenberg Martins, Vera Lúcia Lopes de Castro
- 69 **Reforço de solos moles em Deep Soil Mixing para fundação de aterro. Modelação de um caso de estudo**
Sara Sanches, António Viana da Fonseca, Agostinho Mendonça, Sara Rios
- 95 **Reabilitação de uma linha férrea de mercadorias - Aspetos geotécnicos da via**
Eduardo Fortunato, Simona Fontul, André Paixão, Nuno Cruz, Jorge Cruz, Francisco Asseiceiro
- 113 **Método de dimensionamento da espessura do revestimento das estradas de terra**
Saul Barbosa Guedes, Roberto Quental Coutinho, António Viana da Fonseca
- 135 **Aplicação de um sistema de suporte à decisão em plataforma web para acompanhamento técnico de uma escavação subterrânea**
Talita Caroline Miranda, Claudio Fernando Mahler, Anna Laura Lopes da Silva Nunes