

139 março
marzo
march
2017

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 ASOCIADO / ASSOCIATE EDITOR	
António Gomes Correia, UMinho, Portugal	Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil	Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, España
COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA / EXECUTIVE BOARD		
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil	César Sagaseta, U. Cantabria, España	José Estaire, CEDEX, España
Nuno Guerra, UNL, Portugal	Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	Paulo Pinto, 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. 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 publicando ininterrumpidamente. 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.

"Geotecnia" was published for the first time in June 1971. Its founder was Úlpio Nascimento and its first Editor was José Folque. Since that date it has been continuously published. From March 2007 it became published jointly by the Geotechnical Societies of Portugal and Brazil: SPG, ABMS and ABGE. From January 2011 it was published by SPG and ABMS and, since June 2014 it is published by the Geotechnical Societies of Portugal, Brazil and Spain: SPG, ABMS and SEMSIG.

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL/EDITORIAL BOARD 2017-2018

André P. Assis, U. Brasília, Brasil Antonio Gens Solé, U P. Cataluña, Barcelona, España António Silva Cardoso, FEUP, Porto, Portugal Antonio Soriano Peña, U. P. Madrid, España António Viana da Fonseca, FEUP, Portugal Claudio Olalla Marañón, U P. Madrid, España Carlos Oteo Mazo, U. Coruña, España César Sagaseta Millán, U. Cantabria, Santander, España Daniel Dias, U. Grenoble, França Eduardo Alonso Pérez de Ágreda, U. P. Cataluña, Barcelona, España Ennio Palmeira, U. Brasília, Brasil Emanuel Maranhã das Neves, IST, Lisboa, Portugal Fernando Danziger, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil Fernando Marinho, U. São Paulo, São Paulo, Brasil Fernando Schnaid, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil	Helder Chaminé, U. Aveiro e ISEP, Porto, Portugal Jorge Zornberg, U. Texas, Austin, EUA José Luis de Justo Alpañés, U. Sevilla, España José Vieira de Lemos, LNEC, Lisboa, Portugal Leandro Alejano Monge, U. Vigo, España Manuel Pastor Pérez, U. P. de Madrid, España Manuel Romana Ruiz, U. P. Valencia, España Márcio S. Almeida, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil Nilo Consoli, U. F. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil Paulo da Venda Oliveira, FCT, U. Coimbra, Portugal Pedro Alves Costa, FEUP, Porto, Portugal Ricardo Oliveira, COBA/LNEC/U. Nova Lisboa, Portugal Tácio M.P. Campos, PUC-Rio, Rio de Janeiro, Brasil Tarcísio B. Celestino, U. São Paulo, São Carlos, Brasil Willy A. Lacerda, COPPE, U. F. Rio de Janeiro, Brasil
--	---

 SPG A/c LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 3859 Fax: (+351) 21 844 3021 E-mail: spg@lnec.pt http://www.spgeotecnica.pt	 ABMS Av. Queiroz Filho, 1700 – Torre A, Sala 106 05319-000 São Paulo, SP, Brasil Tel.: (+55 11) 3833 0023 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 António Gomes Correia
- 5 Probabilidade de ruína de estacas helicoidais nas fundações de torres de linhas de transmissão Alessandro Marques das Neves
Jeselay H. C. Reis
Failure probability of helical foundation piles of transmission towers
- 29 Uma abordagem experimental para obtenção da taxa de erosão de solos através de um aparato do tipo pistão Gabriel Baldanza Mantovanelli
Patrício José Moreira Pires
Aloysio Portugal Maia Saliba
Carlos Barreira Martinez
An experimental approach to obtain the erosion rate of soils through a piston-type apparatus
- Artigos das Conferências dos 15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia*
- Articles of the Keynote Lectures of the 15th National Geotechnical Conference and 8th Portuguese-Brazilian Geotechnical Conference*
- 49 25 anos de investigação na FEUP no domínio dos geossintéticos Maria Lurdes Lopes
25 years of research on geosynthetics at FEUP
- 77 Obras de melhoramento e reforço de solos Paulo José Gil Natário
Soil improvement and reinforcement works
- 99 A Geotecnia no ciclo de vida das infraestruturas de transporte António Pinelo
Geotechnics throughout the life cycle of the transportation infrastructures

Editorial

António Gomes Correia

Editor da Revista Geotecnia

Este volume constitui o primeiro do actual mandato com a nova Comissão Editorial (2017/2018) a quem gostaria de saudar e agradecer a disponibilidade para, em conjunto com os Editores Associados e a Comissão Executiva, trabalhar no objetivo principal desta Direção que é a integração da Revista Geotecnia nas principais bases de dados de indexação. A notoriedade internacional e os indicadores de publicação da Comissão Editorial são garantes para os requisitos da indexação que se traduzirão numa qualidade técnica e científica dos artigos publicados e consequentemente no interesse dos mesmos pelos pares e geração futura de citações. Este desiderato de indexação obrigará também à implementação de outros requisitos cujos primeiros passos foram já iniciados neste número que agora se publica, bem como no portal da Revista Geotecnia (<http://www.spgeotecnia.pt/content.asp?startAt=2&categoryID=1318>). A estratégia de atração de artigos de todas as proveniências na área da geotecnia será trabalhada por toda a equipa Editorial nos fóruns em que participa com a divulgação pela comunidade técnica, científica e profissional. Não obstante, prevê-se a publicação de volumes temáticos de periodicidade anual sob a responsabilidade de Editores convidados. O primeiro volume temático será sobre “Aplicação de métodos numéricos em obras de Engenharia Geotécnica”, tendo como Editores convidados os colegas José Vieira de Lemos (pela SPG), Márcio Muniz de Farias (pela ABMS) e César Sagaseta (pela SEMSIG). Este volume será publicado em março de 2018 com o número 142.

Este volumen es el primero del mandato actual con la nueva Comisión Editorial (2017/2018) a quién querría saludar y agradecer la disponibilidad para, junto con los Editores Asociados y la Comisión Ejecutiva, trabajar en el objetivo principal de esta Dirección que es la integración de la Revista Geotecnia en las principales bases de datos de indexación. La proyección internacional y los indicadores de publicación de la Comisión Editorial aseguran los requisitos de indexación, mediante el incremento de la calidad técnica y científica de los artículos publicados y, por consiguiente, el aumento esperable de su interés para la comunidad geotécnica así como de las citaciones. Este objetivo de indexación también requiere la implantación de otros requisitos, para los cuales ya se han iniciado los primeros pasos en esta edición que ahora se publica, así como en la página web de la Revista Geotecnia (<http://www.spgeotecnia.pt/content.asp?startAt=2&categoryID=1318>). La estrategia de atraer artículos de todas las fuentes en el campo de la ingeniería geotécnica será abordada por todo el equipo Editorial en los foros en los que participa, divulgando la revista entre la comunidad técnica, científica y profesional. Además, está previsto publicar volúmenes temáticos de periodicidad anual bajo la responsabilidad de Editores invitados. El primer volumen temático será sobre "Aplicación de métodos numéricos en obras de Ingeniería Geotécnica", teniendo como Editores invitados a los colegas José Vieira de Lemos (por la SGP), Márcio Muniz de Farias (por la ABMS) y César Sagaseta (por la SEMSIG). Este volumen será publicado en marzo de 2018, con el número 142.

This volume is the first of the new Editorial Board (2017/2018), whom I would like to welcome and thank their availability to work with the Associate Editors and the Executive Committee in the main objective to include Geotecnia Journal on the main indexation database. The international notoriety and the publication indexes of the Editorial Board members are fundamental

to the indexation requirements, which will be reflected in a technical and scientific quality of the articles that will ensure interest of the peers and future citations. This indexation objective has other requirements, and the first steps to satisfy them are already present in this issue as well as in the Geotecnia Journal web page (<http://www.spgeotecnia.pt/content.asp?startAt=2&categoryID=1318>). The strategy of attracting articles from all origins in the geotechnical field will be addressed by all the editorial team in all participating meetings, promoting the journal in the technical, scientific and professional communities. Annual theme issues under the responsibility of guest editors are planned. The first theme issue will be on the “application of numerical methods in geotechnical engineering works” and the guest Editors will be José Vieira de Lemos (SPG), Márcio Muniz de Farias (ABMS) and César Sagaseta (SEMSIG). This issue will be published in March 2018 (issue 142).

Prof. A. Gomes Correia

EDITOR

PROBABILIDADE DE RUÍNA DE ESTACAS HELICOIDAIS NAS FUNDAÇÕES DE TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

Failure probability of helical foundation piles of transmission towers

Alessandro Marques das Neves*

Jeselay H. C. Reis**

RESUMO – Nos projetos de linhas de transmissão são inúmeras as variabilidades devido ao fato da linha de transmissão consistir em uma obra que pode se estender por vários quilômetros, passando por diversas unidades geológicas e diferentes microclimas. As mudanças de unidade geológicas causam variabilidade na resistência e as mudanças de microclimas inserem variabilidades nas solicitações. Desta forma, neste trabalho faz-se uma avaliação da probabilidade de ruína e da segurança de um trecho da Linha de Transmissão de alta tensão 230 kV executada em sua maioria com torres do tipo estaiadas e fundações em estacas helicoidais. O cálculo das solicitações das torres foi feito pelo software Tower considerando os mapas de vento da região. As resistências foram determinadas com base no torque de instalação das estacas, calibrados a partir de ensaios de arrancamento. Obteve-se como resultados a probabilidade de ruína e os coeficientes de segurança que permitiram concluir que quando as estacas helicoidais são executadas tendo como referência na instalação o torque de projeto a probabilidade de ruína é praticamente nula; porém, quando se toma como referência durante a instalação a profundidade mínima prevista em projeto, a probabilidade de ruína da Linha de Transmissão aumenta consideravelmente.

SYNOPSIS – In the transmission line projects there are countless amounts of variability due to the fact that the transmission line consists on a work that can be extended by a few kilometers, going through a variety of geological units and different microclimates. The geological unit changes cause variability of the ground strength and microclimates changes insert variability in the actions. This way, the work assess the failure probability and security of a patch from LT high voltage 230 kV performed mostly with the type guyed towers and foundations in helical piles. The calculation of the loading on the towers was done by the software Tower considering the wind maps of the region. Resistances were determined based on the torque installation of piles, calibrated from pullout tests. The failure probability was obtained and the safety coefficients showed that when the helical piles are performed with reference to the installation design torque the failure probability is practically nil; however, when taking as reference the minimum installation depth defined in the project, the failure probability increases considerably.

Palavras Chave – Linhas de transmissão. Fundações. Estacas helicoidais.

Keywords – Transmission lines. Foundations. Helical piles.

1 – INTRODUÇÃO

O transporte de energia elétrica entre a fonte geradora e o consumidor é realizado através de linhas de transmissão de energia elétrica de alta potência (LTs). Essas linhas de transmissão de

* Eng. Civil, Mestrando em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá.

E-mail: alessandro.cap@hotmail.com

** Professor Dr., Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá.

E-mail: jeselay@hotmail.com

energia consistem em cabos aéreos devidamente afastados do solo apoiados por torres confeccionadas geralmente em aço.

As ações transferidas aos cabos e, conseqüentemente, às torres são definidas basicamente pelo relevo da região e por suas condições climáticas, tais como vento e temperatura.

O projeto das torres deve garantir que as torres possam suportar os cabos em qualquer condição de vento e temperatura, sendo necessária, em todos os casos, a realização de combinação de carga e identificação da condição crítica de projeto.

A maioria das torres é construída em aço, constituindo-se em estruturas treliçadas, subdivididas em torres do tipo autoportantes e estaiadas, cuja função principal é manter uma distância de segurança mínima entre o solo e os cabos de alta tensão.

Os esforços provocados pela ação dos ventos nos cabos condutores de energia elétrica e cabos para-raios, bem como na própria torre, são transferidos às fundações, as quais devem ser dimensionadas para garantir a estabilidade da torre metálica e, conseqüentemente, da LT quando submetida, principalmente, aos esforços de arrancamento.

O tipo de fundação mais adequada para as torres em LT deve ser definido em função da grandeza das cargas, das condições do maciço de solos, da logística de implantação das mesmas, (mão-de-obra, equipamentos necessários para sua execução) e do relevo da superfície do terreno.

Neste sentido, praticamente todos os tipos de fundação podem ser usados para apoiar torres metálicas treliçadas (grelhas, blocos, sapatas, tubulões, estacas metálicas, estacas de concreto e estacas helicoidais).

Segundo Mitsch e Clemence (1985), as estacas helicoidais são estruturas formadas por uma haste central na qual são soldadas hélices circulares.

A capacidade de carga de estacas helicoidais é uma função da resistência das camadas de solos e do grau de perturbação encontrado provocado durante a instalação. Deste modo é importante fazer a escolha de um modelo adequado de cálculo e dos parâmetros geotécnicos envolvidos. Aoki (2008) enfatiza o fato de que as fundações devem atender a critérios de segurança contra ruptura do elemento estrutural ou do maciço de solos (estado limite último ou de ruína) e não apresentar deslocamentos que comprometam a estética, a funcionalidade e durabilidade da obra (estado limite de serviço).

A abordagem de projeto com base na teoria dos estados limites é prevista e recomendada por diversas normas técnicas e consiste em estabelecer condições limites para situações típicas de projetos. Nesses casos, a segurança é garantida quando se impõe certo distanciamento da condição de projeto em relação às condições limites. Essa margem de distanciamento pode ocorrer por meio do uso dos coeficientes de segurança globais ou parciais. A margem de segurança exigida em uma determinada obra depende do grau de incerteza envolvido no caso, como por exemplo, as variabilidades envolvidas no cálculo das solicitações como vento, tipo de terreno, clima, etc. e também das variáveis envolvidas no cálculo dos esforços resistentes, como o modelo de estrutura a ser utilizado, tipo de fundações e solo.

Segundo Velloso e Lopes (2009), os parâmetros da resistência dos solos e das solicitações nas estruturas de fundação se constituem em duas grandezas independentes e aleatórias que, portanto, possuem suas variabilidades independentes. Desse modo, a segurança está intimamente ligada à identificação dessas variabilidades.

No projeto de linhas de transmissão essas variabilidades são muito maiores devido ao fato da linha de transmissão consistir em uma obra que pode se estender por vários quilômetros, passando por diversas unidades geológicas e diferentes microclimas que modificam as ações solicitantes às estruturas, de modo que é de fundamental importância a análise da segurança em base do estudo da confiabilidade e da probabilidade de ocorrência de ruína.

Neste sentido, esse trabalho faz uma avaliação da confiabilidade e probabilidade de ruína nas fundações das torres de uma linha de transmissão de 230 kV.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Geologia do local de instalação das estacas

As estacas analisadas correspondem às fundações de um trecho de linhas de transmissão executado na região rural da cidade de Assis – SP. Essa região tem como característica de relevo um planalto ondulado e suave, clima subtropical úmido, com temperatura média anual de 22 graus.

A caracterização dos solos foi feita com base em uma campanha de sondagens de simples reconhecimento com ensaios do tipo SPT. O perfil de sondagem obtido permite descrever a ocorrência de camada homogênea composta por uma areia argilosa de consistência fofa a mediamente compacta, sem ocorrência de nível d'água (Figura 1).

2.2 – Modelagem das estruturas e obtenção das cargas nas fundações dos estais

A escolha das estruturas analisadas teve como referência critérios como intensidade e tempo de retorno dos ventos e as cargas foram extraídas do software Tower que faz o cálculo dos esforços através do MEF. Nesse software cada estrutura é definida por um arquivo de dados, gerados por menus. Basicamente, deve-se fornecer a geometria da estrutura o tipo de isolamento (suspensão, ancoragem, “line-post”, cadeia “V”, etc.) e a aplicação (máximos ângulos de balanço para cadeias de suspensão, máximos vãos gravante e médio, e máximo ângulo para aplicação na linha de transmissão).

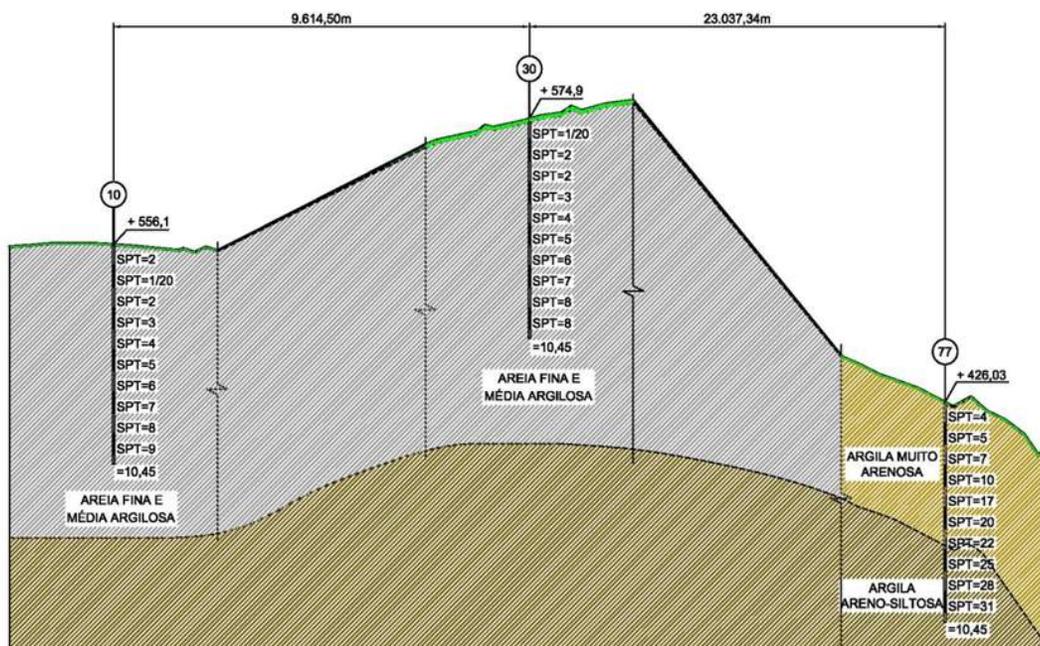


Fig. 1 – Perfil de sondagem (SPT) – Estruturas 10, 30 e 77

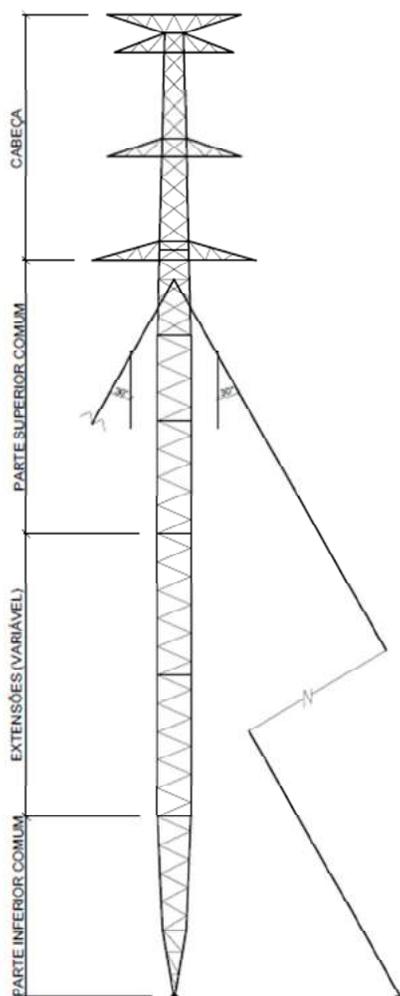


Fig. 2 – Silhueta estrutura modelada no software Tower

A torre foi modelada no programa Tower, utilizando diferentes condições de carregamento. Foram geradas árvores de carregamento adotando velocidade de vento entre 20 m/s e 30 m/s variando de 2 em 2 m/s e entre 30 m/s e 50 m/s, variando de 5 em 5 m/s. Foram adotados também ventos atuando de 0° a 360° variando de 10° em 10°, para cada uma das velocidades de vento utilizadas no projeto. Tendo como base a NBR 5422 - Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica, foram geradas árvores de combinações de 10 hipóteses de carregamento.

A Figura 2 apresenta a silhueta da estrutura analisada considerando cada hipótese de carregamento, onde foram obtidas as forças axiais resultantes nos estais e no mastro. As ações nas estruturas foram definidas considerando o terreno pouco acidentado sem muitas interferências, com altitude média da região de 500 m, temperatura mínima de -2°C, temperatura EDS de 20°C, temperatura coincidente de 16°C, temperatura de projeto de 83°C com período de retorno de 150 anos e período de integração de 30 segundos. A altura de atuação do vento foi considerada de 22 m, com fator n para correção da velocidade do vento em função da altura de 11 m. Os coeficientes de correlação para obtenção da velocidade de vento k_d , que se refere à correção do período de integração do vento, e k_r , que se refere à rugosidade do terreno, foram, respectivamente, 1,000 e 1,209. A velocidade de vento básico foi de 27,78 m/s e a velocidade de vento de projeto de 37,82

m/s. A massa específica do ar foi de $1,164 \text{ kg/m}^3$ e a pressão dinâmica de referência foi $84,89 \text{ kgf/m}^2$.

2.3 – Modelo da estaca em estudo

A estaca helicoidal é um sistema de fundação profunda segmentada com placas de rolamento helicoidais soldada em uma haste de aço (Figura 3). A carga é transferida a partir do eixo para o solo através destas placas de apoio. A primeira seção ou seção principal contém as placas helicoidais; esta seção pode consistir de uma única hélice ou até quatro hélices. Podem ser adicionadas hélices, se necessário, com o uso de extensões helicoidais. As seções são unidas por parafusos onde a profundidade de instalação é limitada apenas pela capacidade do solo verificada em projeto.

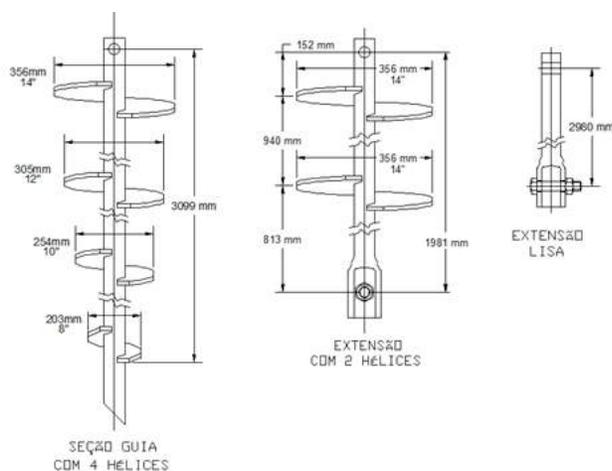


Fig. 3 – Modelo de estaca helicoidal utilizada

2.4 – Local e quantidade de ensaios

Os ensaios foram executados na região rural de Assis-SP em um trecho onde foram construídas torres metálicas do tipo estaiadas pertencentes a linha de transmissão 230kV. Foram ensaiadas as estacas pertencentes as fundações das torres 10, 30 e 77, onde foram executados ensaios de arrancamento utilizando como reação um tripé e estaca metálica helicoidal com diâmetros de 8", 10", 12" e 14".

As estacas foram instaladas por um rotor hidráulico conectado a uma retroescavadeira. O ângulo de instalação da estaca foi medido com um gabarito e um nível de bolha (Figura 4). As cargas foram aplicadas de forma axial às fundações e medidas com célula de carga inserida, em série, no topo do mesmo. Os deslocamentos do topo foram medidos com relógios comparadores com precisão de 0,01 mm (Figuras 5 e 6).

O equipamento para aplicação de carga foi constituído por um cilindro hidráulico alimentado por bomba manual atuando contra um sistema de reação estável; este cilindro hidráulico deve possuir capacidade mínima de 60 tf de carga e curso de êmbolo mínimo de 100 mm.

Um tripé de reação foi utilizado para apoiar o cilindro hidráulico, onde a distância do eixo da estaca ensaiada até o ponto mais próximo do apoio do tripé seja, no mínimo, igual a 3 vezes o diâmetro da estaca ($3 \times 3 \frac{1}{2}'' = 257,25 \text{ mm}$ ou 1,50 m) (ABNT NBR 12131, 2006).



Fig. 4 – Procedimento de instalação da estaca helicoidal



Fig. 5 – Tripé para aplicação das cargas axiais da estaca



Fig. 6 – Detalhes do equipamento para aferição do deslocamento da estaca

2.5 – Ensaios das estacas helicoidais

Foram realizados dois ciclos de carga como sugerido por Fellenius (1975): **1º Ciclo: 100% da carga máxima da estaca e 2º Ciclo: 130% da carga máxima da estaca.**

Antes da execução do 1º Ciclo e do 2º Ciclo de Carga, foi aplicada uma pré-carga com valor de 10% da carga máxima do ensaio, a fim de se retirar as folgas existentes no sistema. A pré-carga foi mantida por 1 minuto e, ao final desse período, foram feitos os ajustes nos equipamentos e registradas as leituras iniciais, para início efetivo do ensaio. O Ciclo de aplicação de carga deverá sempre partir da carga de ajuste (pré-carga).

O carregamento dos Ciclos de Carga foi feito em estágios de 10 em 10% até chegar a 100% ou 130% da carga máxima e intervalo de 5 minutos entre cada um. Ao final de cada estágio, foi registrado os deslocamentos ocorridos.

1º Ciclo:

O 1º Ciclo partiu da pré-carga (10% da carga máxima prevista), o primeiro estágio vai da pré-carga até 20% da carga máxima do ensaio, o segundo estágio vai deste ponto até 30% da carga máxima do ensaio, sucessivamente até chegar a 100%.

O descarregamento foi feito também em estágios com a seguinte sequência: 50% da carga máxima, 10% da carga máxima até ao descarregamento total. As respectivas leituras dos deslocamentos foram feitas ao final de 5 minutos, com exceção da última leitura no descarregamento total que foi feita depois de 10 minutos.

2º Ciclo:

O 2º Ciclo partiu da pré-carga (10% da carga máxima prevista), o primeiro estágio foi de 10 em 10% da carga máxima do ensaio até chegar a 100% da carga máxima de ensaio, o segundo estágio vai deste ponto até 130% da carga máxima do ensaio.

O descarregamento foi feito também em estágios na mesma sequência de 100%, 50% e 10% até ao descarregamento total. As respectivas leituras dos deslocamentos foram feitas ao final de 5 minutos. O último estágio correspondeu a pré-carga (10% da carga máxima prevista), considerada como leitura zero, com a respectiva leitura do deslocamento feita ao final do período de 10 minutos.

2.6 – Determinação da resistência com a profundidade das estacas

Mitsch e Clemence (1985) estudaram a superfície de ruptura do solo em torno de ancoragens helicoidais e observaram que para uma pequena relação de H_1/D_1 a superfície de ruptura acima da hélice de todo estendesse até a superfície do terreno. Nesta expressão, H_1 é a distância da hélice do topo até a superfície do terreno e D_1 é o diâmetro desta hélice.

O comportamento na ruptura das estacas helicoidais é separado em rasas e profundas, baseado na relação H_1/D_1 . Os valores limites da razão $H_1/D_1 = (H_1/D_1)_{cr}$ é dada em função do ângulo de atrito interno do solo. Já para solos argilosos, esta variação é dada em função da coesão (Das, 1990).

A depender do ângulo de atrito do solo e da relação H_1/D_1 a superfície de ruptura pode ou não atingir a superfície do terreno. Quando isto ocorre diz-se que a ancoragem é profunda (Das, 1990). Para Mitsch e Clemence (1985), nas areias com densidade relativa entre 44% e 90%, a relação $(H_1/D_1)_{cr}$ é 5. De acordo com Stephenson (2003), uma razão profundidade sobre o diâmetro da estaca H_1/D_1 igual a três será suficiente para que a ruptura seja considerada profunda, independentemente do tipo de solo. Hoyt e Clemence (1989) comentam que tem sido relatado por diversos pesquisadores que a razão crítica varia entre 3 e 8. A profundidade mínima é uma relação direta com o diâmetro das hélices da estaca sendo que a distância entre elas deve ser superior a 3

vezes o diâmetro e distância da última hélice até a superfície superior a igual 5 vezes o diâmetro, conforme a seguinte equação:

$$L_{\min} = 3(D_1 + D_2 + D_3 \dots + D_n) + 5D_u \quad (1)$$

em que L_{\min} é a profundidade mínima da estaca; D_1, D_2, D_n são os diâmetros das hélices e D_u é o diâmetro da última hélice.

Das (1990) apresenta valores de variação da razão crítica com o ângulo do atrito interno para solos granulares (Tabela 1). Para solos argilosos, o mesmo autor sugere uma função da coesão:

$$\left(\frac{H_1}{D_1} \right) = 0,107c + 2,5 \leq 7 \quad (2)$$

em que H_1 é a altura entre a superfície do solo e a última hélice; D_1 é o diâmetro da última hélice e c é o intersepto de coesão.

Tabela 1 – Valores de $(H_1/D_1)_{cr}$ em função do ângulo de atrito (Das, 1990)

Ângulo de atrito do solo, ϕ (°)	$(H_1/D_1)_{cr}$
25	3
30	4
35	5
40	7
45	9
48	11

2.7 – Determinação da resistência a tração – Métodos Empíricos (Hoyt & Clemence – 1989)

Segundo Carvalho (2007) os métodos empíricos calculam a capacidade de carga do sistema estaca-solo utilizando o torque de instalação medido relacionado com fatores empírico desenvolvidos de relações estatísticas e de resultados relacionando o torque e a capacidade de carga de provas de carga, válidos tanto para solos arenosos como argilosos.

Para Chance (1994), a capacidade de carga é determinada multiplicando a capacidade de suporte da unidade de solo na altura de cada hélice pela área projetada da mesma. Esta capacidade é geralmente definida como a capacidade de carga teórica final porque se baseia em parâmetros do solo que são diretamente medidos ou empiricamente derivados dos estudos de sondagem do solo.

Uma alternativa para o cálculo da capacidade de carga em função do torque de instalação foi desenvolvida por Hoyt e Clemence (1989). Esse método empírico relaciona a energia de torção requerida para instalar uma estaca helicoidal com sua capacidade de carga. A equação seguinte tem como parâmetro o fator K_t , cujos valores variam de 33 m^{-1} a 39 m^{-1} (Chance, 1994):

$$Q_u = K_t.T \quad (3)$$

Segundo Hoyt e Clemence (1989), o fator empírico K_t que relaciona o torque e a capacidade de carga à tração varia em função do diâmetro do fuste (Tabela 2). Por outro lado, Perko e Rupiper (2000), em um estudo sobre a relação entre torque e a capacidade de carga, apresentaram valores de K_t em função do diâmetro do fuste (Tabela 3).

Tabela 2 – Valores recomendados de K_t em função do diâmetro do fuste da estaca (Hoyt e Clemence, 1989)

Diâmetro do fuste	K_t
< 89mm	33 m ⁻¹
89mm	23 m ⁻¹
129mm	9,8 m ⁻¹

Tabela 3 – Valores recomendados de K_t em função do diâmetro do fuste da estaca (Perko e Rupiper, 2000)

Diâmetro do fuste	K_t
76mm	23 m ⁻¹
64mm	30 m ⁻¹

2.8 – Determinação da carga de ruptura pela extrapolação da curva carga x deslocamento

Conforme metodologia proposta por Perko (2009) para determinação da carga de ruptura durante os ensaios das estacas helicoidais, adotou-se como critério de ruptura a ordem de 10% do diâmetro da última hélice a penetrar no solo. Por exemplo, se o diâmetro da última hélice da estaca possui 35 cm, a carga de ruptura será determinada quando o deslocamento atingir o deslocamento de 3,5 cm (recalque diferencial máximo).

O método de Chin (1970) citado por Fellenius (1980) e Navajas e Niyama (1996) considera que a região próxima da ruptura da curva carga deslocamento pode ser descrita por uma função hiperbólica:

$$Q = \frac{w}{C_2 + C_1 \cdot w} \quad (4)$$

onde Q é a carga aplicada, w é o deslocamento e C_2 e C_1 são constantes de ajuste da função dependente da rigidez dos sistema estaca-solo e capacidade de carga, respectivamente. Os valores de carga são divididos pelos valores de recalque correspondentes e plotados em um gráfico versus recalque, como na Figura 7.

A Equação 4 pode ser linearizada como mostrado na Figura 7, onde as constantes C_2 e C_1 são definidas pelo intercepto com o eixo w/Q e a inclinação da reta no plano cartesiano w/Q versus w , respectivamente.

A carga de ruptura (R_u) é o limite desta expressão, quando $w \rightarrow \infty$, ou seja, é o inverso do coeficiente angular da reta:

$$R_u = \frac{1}{C_1} \quad (5)$$

O método de Chin é aplicável tanto em ensaios rápidos como nos lentos, desde que em cada estágio de carregamento os acréscimos de carga sejam mantidos durante intervalos de tempos iguais.

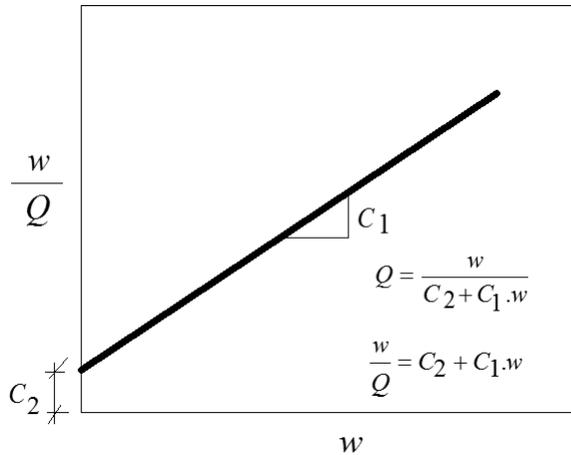


Fig. 7 – Equação de Chin linearizada (Alonso, 1991)

2.9 – Avaliação da probabilidade de ruína

Dada a variabilidade existente tanto na resistência (R) como na solicitação (S), pode-se fazer uma análise estatística e construir curvas das funções de densidade de probabilidade de resistência $f_R(R)$ e de solicitação $f_S(S)$, conforme ilustrado na Figura 8 para o caso da distribuição normal simétrica, onde se representa os valores médios de solicitação e de resistência ($S_{méd}$ e $R_{méd}$, respectivamente), bem como os pontos A e B, de inflexão das curvas S e R, que caracterizam os respectivos valores de desvio padrão (σ_s e σ_r), os quais quantificam a dispersão em torno do valor médio das variáveis independentes aleatórias $S_{méd}$ e $R_{méd}$ analisadas. Essa dispersão também pode ser expressa pelos coeficientes de variação:

$$V_S = \frac{\sigma_s}{S_{méd}} = \text{coef. de variação da solicitação} \quad (6)$$

$$V_R = \frac{\sigma_r}{R_{méd}} = \text{coef. de variação da resistência} \quad (7)$$

No entanto, o conceito de fator de segurança global (Fs) envolve a relação entre os valores médios de resistência ($R_{méd}$) e de solicitação ($S_{méd}$), conforme apresentado na equação a seguir.

$$F_S = \frac{R_{méd}}{S_{méd}} \quad (8)$$

Os valores característicos das resistências são determinados considerando-se a variabilidade dos resultados experimentais. Usualmente é de interesse a resistência característica inferior que corresponde ao valor de 5% da respectiva distribuição, ou seja pelo menos 95% dos valores das resistências dos resultados experimentais devem ser superiores à resistência característica calculada R_k (Fusco, 1977).

Na realidade, nas fundações, sempre ocorrerá variabilidade nos valores das resistências (R) e solicitações (S). Na Figura 8, pode-se constatar que o fator de segurança global indica não só o afastamento entre os valores médios de resistência e de solicitação, mas o próprio afastamento

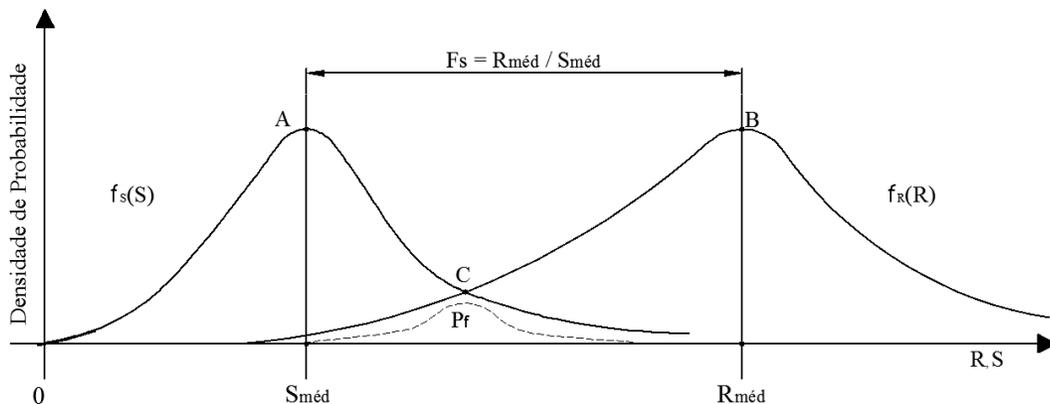


Fig. 8 – Representação gráfica da função probabilidade de ruína

entre as curvas ou a posição relativa entre elas. Quanto maior o fator de segurança global, maior a distância entre as curvas, e vice-versa.

Nessas curvas, que se interceptam no ponto C, constata-se haver pontos em que a solicitação supera a resistência, caracterizando uma situação de ruína. Incluindo-se a curva de densidade de probabilidade de ruína, representada pela linha pontilhada, na região de superposição, ou seja, abaixo da curva resistência à esquerda do ponto C e abaixo da curva de solicitação à direita desse ponto, a probabilidade total de ruína (P_f) da fundação corresponde a área situada abaixo dessa curva.

Cardoso e Fernandes (2001) apresentam uma expressão para o cálculo do parâmetro β , para correlação estatística da probabilidade de ruína considerando distribuição normal:

$$\beta = \left(1 - \frac{1}{F_s}\right) / \left[V_r^2 + \left(\frac{1}{F_s}\right)^2 V_s^2 \right]^{0,5} \quad (9)$$

Ang e Tang (1984) demonstram que a função probabilidade de ruína tem uma relação direta com β conforme pode-se verificar na equação seguinte:

$$P_f = 1 - \Phi(\beta) \quad (10)$$

onde Φ traduz-se estatisticamente como uma função de distribuição normal.

A letra f, subscrita em P_f , é a inicial da palavra inglesa “failure”, que nesse contexto de engenharia civil, significa falência, colapso, ruptura ou ruína. Na teoria geral de confiabilidade, independentemente da aplicação, essa palavra pode ser traduzida para o português como falha, resultado da expressão probabilidade de falha. Na aplicação em engenharia, porém, é mais adequada a probabilidade de ruína.

Nota-se que ao aproximar as curvas de solicitação e de resistência, ou seja, diminuir o fator de segurança global, aumenta-se a área correspondente à probabilidade de ruptura. Então pode-se deduzir que quanto menor o fator de segurança global (mais próximas as curvas de solicitação e de resistência), maior a probabilidade de ruína e, também, quanto maior for o fator de segurança global menor é a probabilidade de ruína. Portanto, há uma relação intrínseca entre F_s e P_f . Em toda

a fundação, caracterizadas as variabilidades de (R) e de (S), tem-se uma probabilidade de ruína implicitamente a cada valor especificado de Fs.

3 – RESULTADOS

3.1 – Cargas atuantes nas estruturas

Os esforços solicitantes nos estais das estruturas foram calculados através do software Tower, considerando os parâmetros das estações anemométricas da região da LT onde se resultaram as velocidades de vento de projeto (Tabela 4), foram consideradas para o cálculo das solicitações nos estais as hipóteses mais críticas de carregamento da estrutura (vento máximo a 75° e vento máximo a 90°), considerando um período de retorno de 150 anos com tempo de duração de 10 minutos (Figura 9).

Tabela 4 – Velocidades de vento de projeto, terreno tipo B, medições a 10m de altura

Período de retorno (anos) / tempo de média	Velocidades (km/h)	Pressões (kgf/m ²)
150 / 10 minutos	115	60.00
150 / 3 segundos	170	131.10
50 / 10 minutos	100	45.37
50 / 30 segundos	120	65.33
30 / 30 segundos	115	60.00
2 / 30 segundos	90	36.75

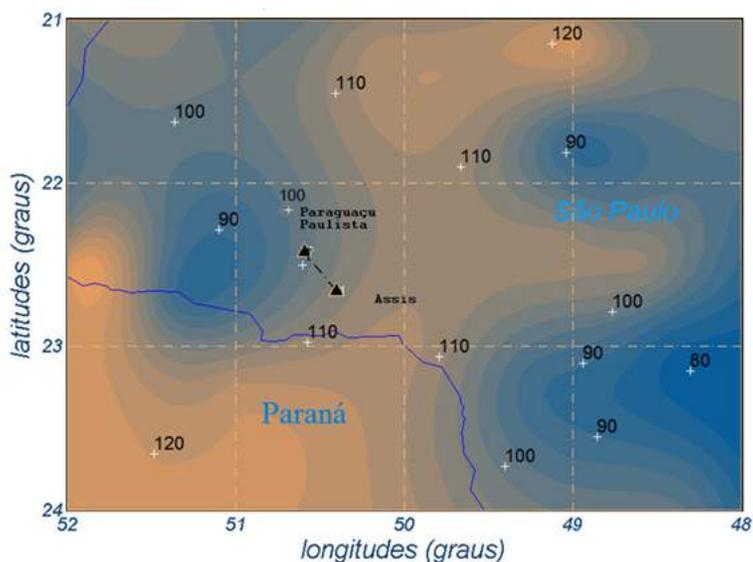


Fig. 9 – Isótopas (km/h) para 150 anos / 10 minutos

3.2 – Cargas resultantes nas estruturas em cada estai

Na Tabela 5 podem-se verificar as cargas solicitantes nos estais de cada uma das estruturas pertencentes à linha de transmissão em cada hipótese de carregamento. Em seguida são apresentados os dados estatísticos e na Figura 10 mostra-se o gráfico de distribuição e frequência referente às solicitações.

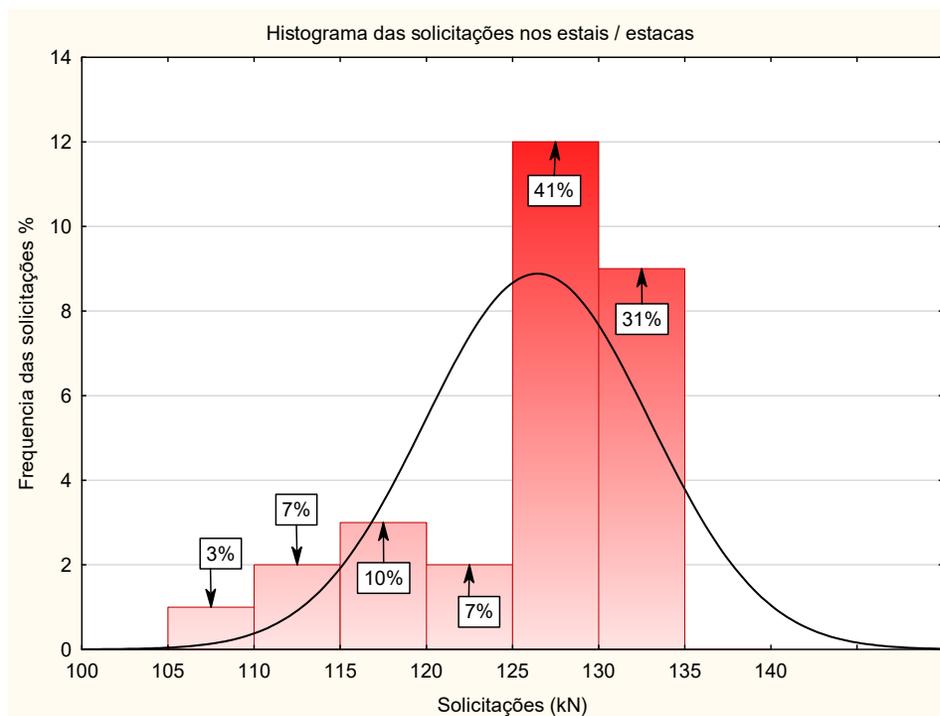


Fig. 10 – Histograma das solicitações nos estais considerando vento máximo atuante nas torres em função de sua altura

De acordo com a Tabela 5, tem-se que a solicitação média ($S_{méd}$) foi de 128,64 kN, com desvio padrão das solicitações (σ_s) de 6,511, correspondendo ao coeficiente de variação das solicitações (V_s) de 0,051.

3.3 – Ensaios nas estacas

Nas Figuras 11 a 13 estão apresentados os resultados dos ensaios mostrados pelas curvas cargas x deslocamento das estacas helicoidais das torres 10, 30 e 77 para os dois ciclos de carregamento.

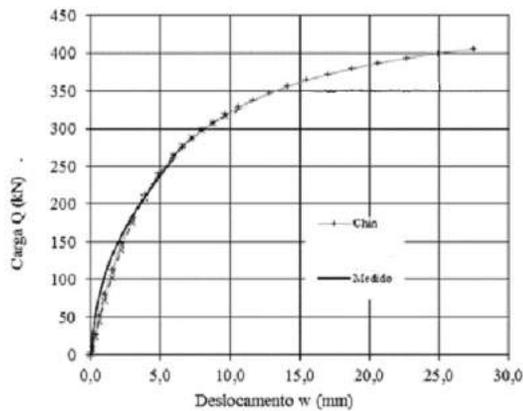
Observa-se que cada ensaio da estaca da torre corresponde a dois ciclos de carregamento o primeiro ciclo corresponde a carga máxima de ensaio de 260 kN e o segundo ciclo corresponde aos 130% da carga máxima de ensaio igual a 338 kN.

Tabela 5 – Hipóteses de carregamento em cada estrutura

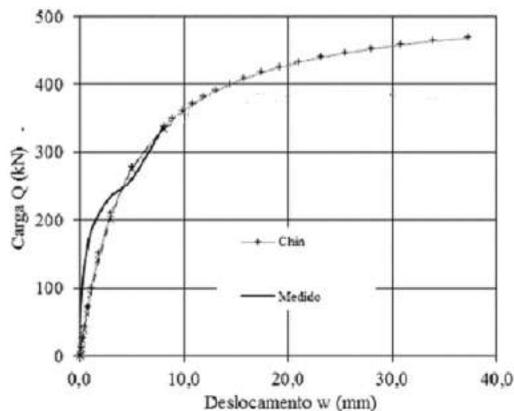
Torres	Altura das estruturas (m)	Hipóteses de carga	Estais mais solicitados	Força de tração resultante nos estais (kN)
T10	29,00	V.Max. 45 graus	E4	119,576
T18	29,00	V.Max. 45 graus	E4	117,424
T19	33,50	V.Max. 45 graus	E4	128,432
T20	36,50	V.Max. 45 graus	E4	133,294
T21	33,50	V.Max. 45 graus	E4	125,488
T22	36,50	V.Max. 45 graus	E4	128,931
T24	36,50	V.Max. 45 graus	E4	129,943
T30	33,50	V.Max. 45 graus	E4	127,526
T35	35,00	V.Max. 45 graus	E4	128,640
T36	36,50	V.Max. 45 graus	E4	131,262
T37	27,50	V.Max. 45 graus	E4	113,442
T39	36,50	V.Max. 45 graus	E4	128,282
T40	36,50	V.Max. 45 graus	E4	130,970
T41	36,50	V.Max. 45 graus	E4	129,173
T42	36,50	V.Max. 45 graus	E4	129,215
T43	36,50	V.Max. 45 graus	E4	129,793
T44	36,50	V.Max. 45 graus	E4	130,984
T45	36,50	V.Max. 45 graus	E4	131,362
T46	36,50	V.Max. 45 graus	E4	132,032
T47	36,50	V.Max. 45 graus	E4	130,649
T50	33,50	V.Max. 45 graus	E4	123,712
T54	27,50	V.Max. 45 graus	E4	114,482
T55	32,00	V.Max. 45 graus	E4	122,990
T56	21,50	V.Max. 45 graus	E4	106,872
T57	36,50	V.Max. 45 graus	E4	128,031
T62	36,50	V.Max. 45 graus	E4	130,906
T63	36,50	V.Max. 45 graus	E4	131,718
T64	36,50	V.Max. 45 graus	E4	128,553
T77	29,00	V.Max. 45 graus	E4	119,648

3.4 – Determinação da carga de ruptura e interpretação das provas de carga

Conforme metodologia proposta por Terzaghi (1942) para estacas pré-moldadas a determinação da carga de ruptura durante os ensaios das estacas helicoidais é obtida com a carga correspondente a um deslocamento numericamente igual a 10% do diâmetro da estaca. Neste trabalho, adotou-se como critério de ruptura 10% do diâmetro da última hélice a penetrar no solo, ou seja, quando a última hélice tiver, por exemplo, 35 cm o recalque diferencial máximo será de 3,5 cm sendo a carga de ruptura a observada neste deslocamento.

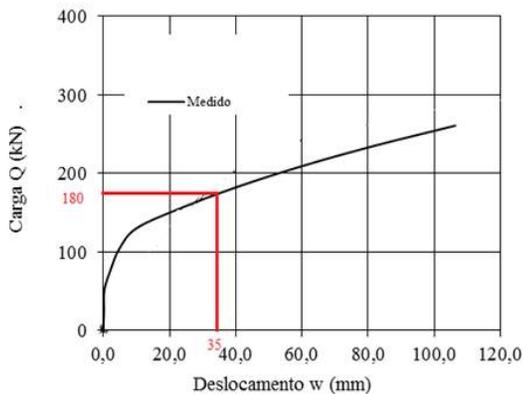


a) Primeiro Carregamento

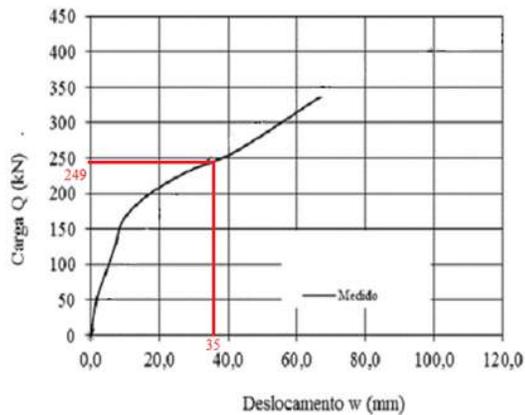


b) Segundo Carregamento

Fig. 11 – Curva carga versus deslocamento na estaca torre 10

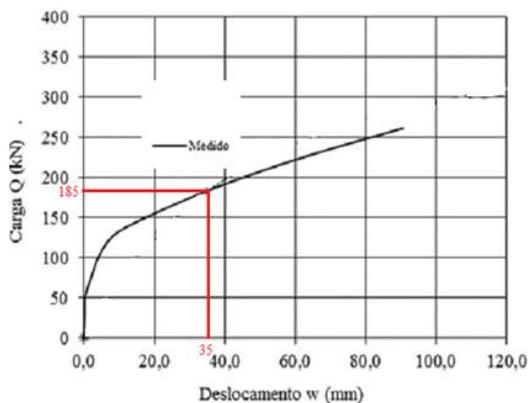


a) Primeiro Carregamento

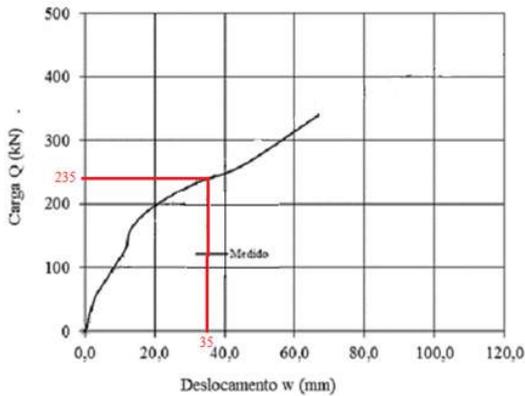


b) Segundo Carregamento

Fig. 12 – Curva carga versus deslocamento na estaca torre 30



a) Primeiro Carregamento



b) Segundo Carregamento

Fig. 13 – Curva carga versus deslocamento na estaca torre 77

Quando, durante o ensaio de arrancamento, a carga máxima não foi suficiente para mobilizar deslocamentos superiores à 10% do diâmetro da última hélice, extrapolou-se a curva carga x deslocamento usando a equação de Chin (1970).

A capacidade de carga obtida com a extrapolação da curva carga *versus* deslocamento foi usada para calibrar a relação empírica, determinando-se o coeficiente K_t (Figura 14).

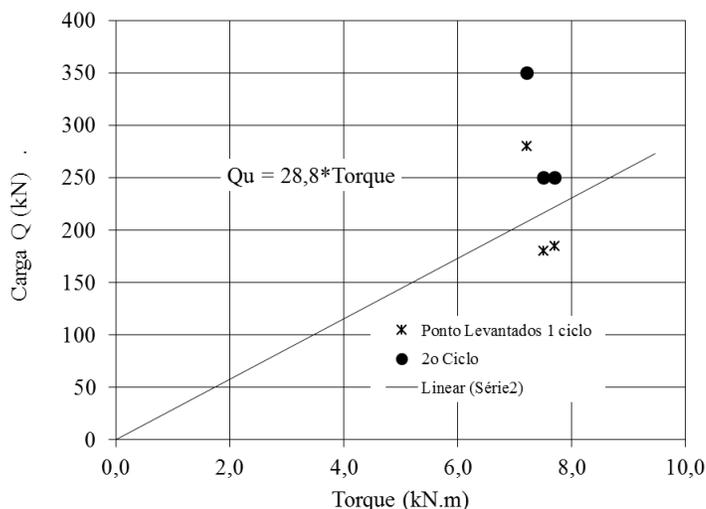


Fig. 14 – Relação $Q_u = K_t \cdot T$

3.5 – Torques aferidos e resistências calculadas conforme critério de ruptura

Realizou-se, no mesmo alinhamento do traçado da Linha de Transmissão, a instalação de mais 116 estacas correspondentes as fundações de 29 estruturas. Os torques coletados e utilizados nesse trabalho referem-se ao estai mais solicitado de cada estrutura, conforme verifica-se na Tabela 5. Os torques foram aferidos em duas situações distintas: durante a instalação das estacas, considerando uma profundidade mínima de 6,2 m (Tabela 6) e ao final da estaca, considerando torque de projeto estimado em 7,5 kN.m (Tabela 7).

A resistência ao arrancamento das estacas foi determinada com base na seguinte equação, obtida através da correlação entre o torque medido e a resistência obtida nos ensaios de arrancamento, o respectivo ajustamento da equação apresenta-se na Figura 14:

$$Q_u = 28,8 \text{ Torque} \quad (11)$$

A Figura 15 mostra o histograma de distribuição de resistência ao arrancamento calculada com os torques medidos correspondentes a profundidade mínima de projeto. A Figura 16 mostra o histograma de distribuição de resistência ao arrancamento calculada com os torques medidos no final da instalação ou torque de instalação final. Sobre esses histogramas foi ajustado o modelo de distribuição normal e determinados os parâmetros estatísticos correspondentes para cada caso (média, desvio padrão e coeficiente de variação).

Na Tabela 6 são mostrados os valores de resistência obtidos no final da instalação das estacas em sua profundidade mínima, de modo que se calculou a resistência média ($R_{méd}$) de 146,16 kN, com desvio padrão das resistências (σ_r) de 18,36 kN e coeficiente de variação das resistências (V_r) de 0,1256.

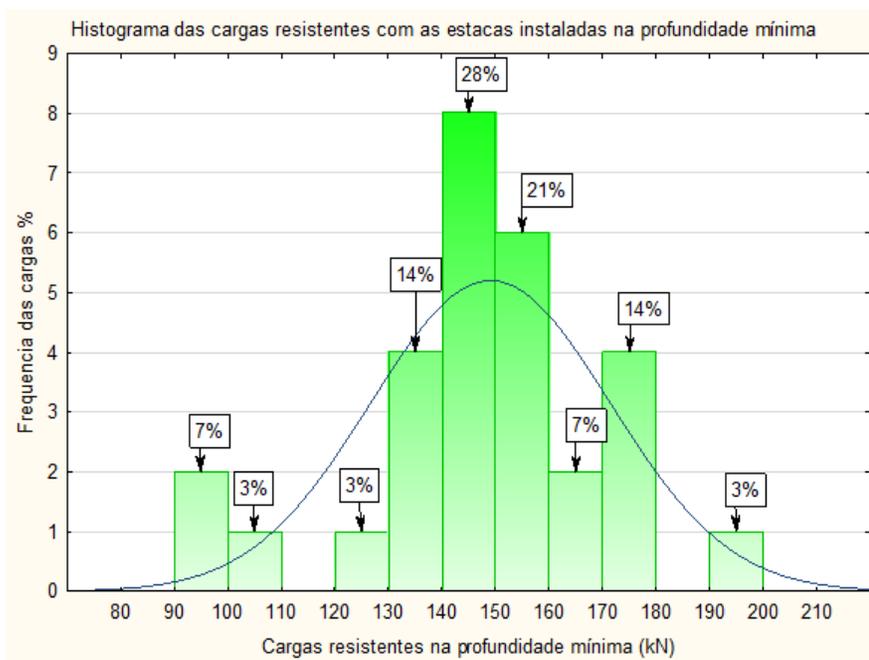


Fig. 15 - Histograma das cargas resistentes referentes a profundidade mínima

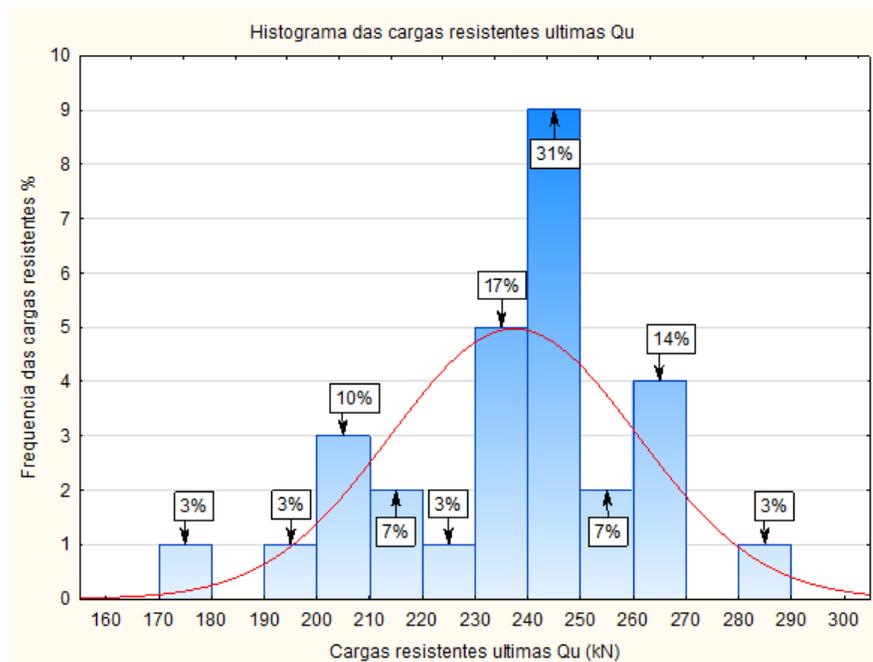


Fig. 16 - Histograma considerando os torques aferidos no final da instalação das estacas

Tabela 6 – Torques e Resistências calculadas considerando a profundidade mínima

Estacas instaladas referentes aos torques considerando profundidade mínima		
Estruturas	Torque (kN.m)	Resistência (kN)
T.10	4,75	136,80
T.18	5,43	156,24
T.19	5,43	156,24
T.20	4,75	136,80
T.21	5,08	146,16
T.22	5,08	146,16
T.24	4,62	133,06
T.30	5,43	156,24
T.35	4,40	126,72
T.36	5,08	146,16
T.37	5,43	156,24
T.39	4,75	136,80
T.40	6,00	172,80
T.41	5,08	146,16
T.42	5,75	165,60
T.43	5,08	146,16
T.44	5,43	156,24
T.45	5,08	146,16
T.46	5,80	167,04
T.47	6,10	175,68
T.50	6,10	175,68
T.54	5,08	146,16
T.55	5,08	146,16
T.56	4,30	123,84
T.57	6,10	175,68
T.62	4,75	136,80
T.63	5,43	156,24
T.64	3,73	107,28
T.77	6,78	195,12

Na Tabela 7 são mostrados os valores de resistência obtidos no final da instalação das estacas quando a mesma atingiu seu torque de projeto, de modo que se calculou a resistência média (R_m) de 242,21 kN, com desvio padrão das resistências (σ_r) de 23,28 kN e coeficiente de variação das resistências (V_r) de 0,0961.

3.6 – Coeficiente de segurança

Conforme a formulação de Fusco (1974), foi obtido o coeficiente de segurança de cálculo F_s . Os valores da resistência média e desvio padrão calculados conforme vimos no item anterior. Os valores da solicitação média e seu desvio padrão foram calculados com esses dados utilizando a formulação de Fusco (1974) e Cardoso e Fernandes (2001) e, assim, obtemos os seguintes resultados para cada caso de critério de ruptura:

a) Critério considerando a profundidade mínima de projeto: A probabilidade de risco obtida entre as solicitações máximas nas fundações e a resistência calculada considerando como parâmetro de cálculo o torque medido na profundidade mínima de projeto, conforme formulação

de Cardoso e Fernandes (2001) obtemos um coeficiente β igual a 0,899 e obtemos um coeficiente de segurança para as fundações de $F_s = 1,13$ para uma probabilidade de risco de ruína de 1/5, como pode-se visualizar no histograma solicitação versus resistência da Figura 17.

b) Critério considerando torque ultimo de instalação: Considerando-se o histograma da Figura 18, a probabilidade de ruína obtida foi de 1/754646, correspondente ao coeficiente β igual a 4,69, obtendo-se um coeficiente de segurança para as fundações de $F_s = 1,88$. Nota-se, na Figura 18, que a área abaixo da interseção entre as curvas de distribuição da resistência e solicitação praticamente não existe o que configura uma probabilidade de ruína muito baixa.

Tabela 7 - Torques medidos e resistência considerando os torques finais de instalação ou de projeto

Estacas instaladas com torques de projeto		
Estruturas	Torque (kN.m)	Resistência (kN)
T.10	7,20	207,36
T.18	8,41	242,21
T.19	8,27	238,18
T.20	8,41	242,21
T.21	8,27	238,18
T.22	8,13	234,14
T.24	8,41	242,21
T.30	7,50	216,00
T.35	8,95	257,76
T.36	8,95	257,76
T.37	8,00	230,40
T.39	9,08	261,50
T.40	9,08	261,50
T.41	9,08	261,50
T.42	8,13	234,14
T.43	8,68	249,98
T.44	8,41	242,21
T.45	8,41	242,21
T.46	8,41	242,21
T.47	9,36	269,57
T.50	6,24	179,71
T.54	7,21	207,65
T.55	7,05	203,04
T.56	9,76	281,09
T.57	7,40	213,12
T.62	6,91	199,01
T.63	8,68	249,98
T.64	8,54	245,95
T.77	7,70	221,76

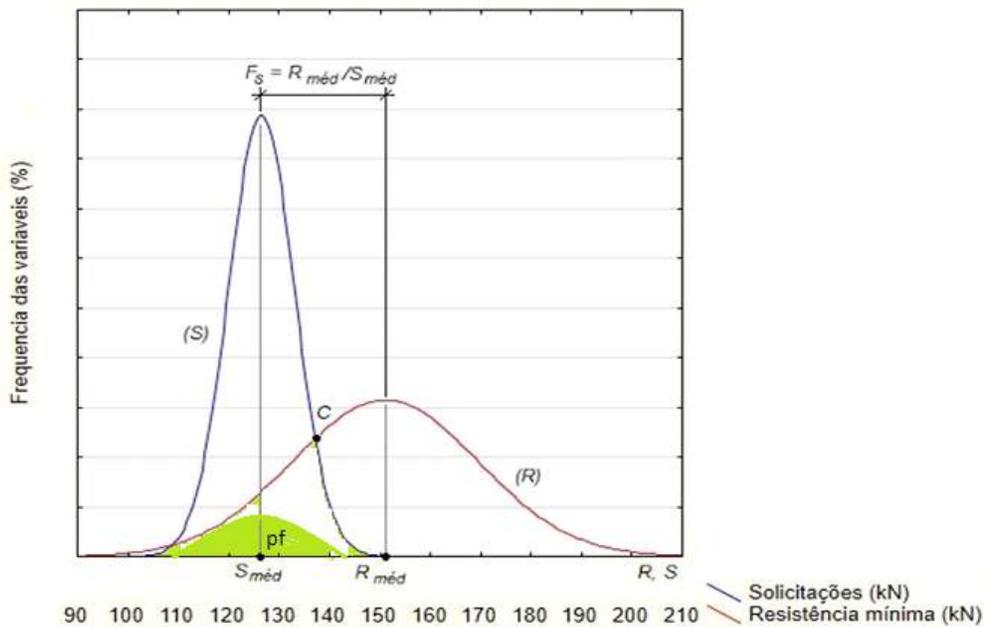


Fig. 17 – Representação gráfica da função de probabilidade de ruína para as estacas instaladas em sua profundidade mínima de projeto

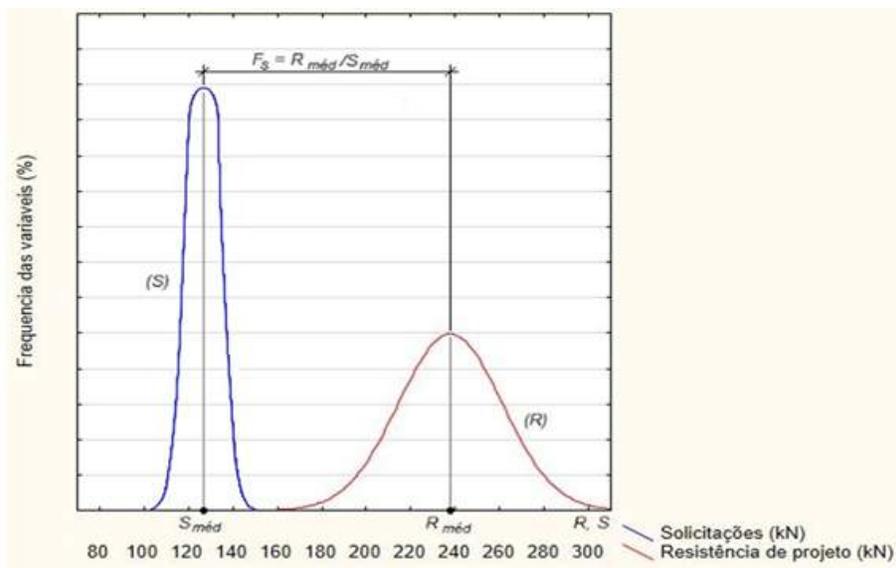


Fig. 18 - Representação gráfica da função de probabilidade de ruína para as estacas instaladas conforme torque de projeto

4 – DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os fatores de segurança obtidos não devem ser os únicos parâmetros para se definir a concepção dos projetos de fundações para linhas de transmissão devido ao grande número de variáveis que influenciam nos resultados dos coeficientes de segurança. Por isso é de fundamental importância considerar o tamanho da população na estimativa da probabilidade de ruína e também avaliar de forma criteriosa a dispersão ou desvio-padrão das amostras de dados a serem avaliadas.

A escolha do método adequado para avaliar a ruptura física, tanto na extrapolação da curva carga versus deslocamento, como na obtenção da ruptura do elemento estrutural de fundação fixando-se um deslocamento máximo para caracterizar a ruptura, é de fundamental importância para obtenção de uma correlação empírica coerente para o cálculo da resistência a tração do conjunto estaca e solo. A execução das provas de cargas ou chamados ensaios de convalidação evidenciam-se também por serem fatores de grande relevância para o sucesso do estudo da probabilidade de ruína de um elemento estrutural de fundação, para que se tenham resultados eficientes é primordial que os ensaios sejam executados com procedimentos e materiais adequados para que as informações aferidas durante o ensaio não sejam equivocadas.

Existem algumas incertezas referentes à profundidade exata em que cada estaca será instalada, isso ocorre devido a variabilidade do maciço de solo que nem sempre as sondagens do tipo SPT conseguem identificar. Pode-se constatar, pelos resultados obtidos, que o parâmetro mais adequado para se paralisar a instalação da estaca é o próprio torque de instalação que pode variar de acordo com a camada de solo que está atravessando e a profundidade.

A correlação empírica utilizada para calcular a capacidade de carga das estacas também pode influenciar de maneira significativa no dimensionamento das estacas e até a probabilidade de ocorrência de ruína da mesma. Por isso, quando se utiliza métodos empíricos para dimensionamento, é muito importante executar ensaios de arrancamento para calibração da correlação (K_t) e validação de acordo com as normas vigentes e com equipamentos e materiais adequados e aferidos. Além disso, também se torna necessário fazer um pré-dimensionamento da estaca utilizando uma metodologia adequada para o dimensionamento de acordo com a necessidade da obra.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na avaliação de probabilidade de ruína em LTs faz-se necessário definir cenários de análise para os quais se deve fazer o cálculo das solicitações nas fundações. Nesse caso, deve-se escolher como primeira hipótese de carregamento na torre, o vento máximo com duração de 10 minutos e período de retorno de 150 anos, fazendo-se as devidas correções para os fatores de rajada conforme exigido pelas normas internacionais IEC.

Quando se refere às fundações, a probabilidade de ruína é uma função da variabilidade do elemento estrutural de fundação considerando-se o conjunto estaca e solo. Como as LTs são obras com grande extensão, faz necessário um grande número de dados referentes às resistências ao arrancamento das fundações. Para o caso, de estacas helicoidais esses dados podem adquiridos na forma de torque no final da instalação, uma vez que essa medida pode ser feita em todas as estacas, consistindo em um controle de qualidade de execução.

Apesar disso, a validade do uso do torque como parâmetro para definição da resistência ao arrancamento necessita de calibração com os resultados de ensaios de tração.

Nesse trabalho, escolheu duas equações que consistem em métodos que representam ruptura física. Apesar disso, a qualidade do ajuste das curvas depende da quantidade de pontos medidos e do quanto o último nível de carregamento se aproxima da ruptura.

Outra variável que deve ser avaliada adequadamente nos ensaios de arrancamento é alongamento das hastes, força resistente da solda na ligação hélice e haste, e a força resistente do

sistema de conexão entre estai e estaca, todas essas variáveis citadas foram consideradas para absorverem a maior solicitação provocada pelo estai em sua hipótese com maior carregamento, onde o elo mais crítico para a ruptura ocorresse entre estai e elemento estrutural de fundação e não entre estai elementos que constituem a estaca helicoidal, como parafusos, manilhas e soldas.

Dessa forma, as correlações empíricas para determinar a resistência da estaca em função do torque medido, introduz o erro da determinação do fator K_t .

Devido a todas essas incertezas, o uso de um coeficiente de segurança global para o dimensionamento das fundações em estacas helicoidais em LTs é inviável e pode ocasionar projetos inseguros.

Por isso, nesse artigo determinou-se a probabilidade de ruína considerando dois métodos de instalação de estacas helicoidais o primeiro evidencia-se pela profundidade mínima de ruptura da estaca e o segundo considerou-se o torque ultimo de instalação, de acordo com os resultados apresentados observou-se que a probabilidade de ruína aumenta de forma expressiva quando utiliza-se o método que não tem o controle de torque durante a instalação das estacas, colocando o elemento estrutural de fundação com sérios riscos de ruína durante seu estado de serviço.

Conclui-se então que durante a instalação das estacas helicoidais é primordial que se tenha um controle rigoroso do torque de instalação, para que a fundação atenda as solicitações de forma segura a não comprometer a estabilidade das torres de LTs.

Para continuidade do trabalho e para comprovação da real eficácia do método para cálculo da probabilidade de ruína e dos coeficientes de segurança recomenda-se que seja realizado ensaios de arrancamento até carga de ruptura da estaca helicoidal avaliando-se o deslocamento máximo da estaca atribuindo-se deslocamentos admissíveis da ordem de 25mm ou 10% do diâmetro da última hélice da estaca helicoidal.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alonso, U. R. (1991). *Previsão e controle das fundações*. Editora Edgar Blucher, São Paulo.
- Ang, A. H. S. e Tang, W. (1984). *Probability concepts in engineering planning and design*. Volume II: Decision, risk and reliability. John Wiley and sons. New York, EUA.
- Aoki, N.; Cintra, J. C. A.; Esquivel, E. R. e Russo Neto, L. (2008). *Prediction of the Behaviour of a Pile Foundation Under Static Loading Condition Using In Situ Tests Results*. Behaviour of CFA, Driven and Bored Piles in Residual Soil. Experimental Site - ISC'2 International Prediction Event., v. 1. p. 445-465.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – “NBR-5422 (1985): *Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica*”, Rio de Janeiro, ABNT.
- Cardoso, A. S. e Fernandes, M. M. (2001). *Characteristic values of ground parameters and probability of failure in design according of Eurocode 7*. Géotechnique 51, No. 6, pp. 519-531.
- Carvalho, I. P. G. (2007). *Estudo teórico-experimental da capacidade de carga à tração e compressão de estacas metálicas helicoidais*. Tese (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Chance, A. B. (1994). *Helical pier foundation systems*. Technical Manual. 10p.
- Chin, F. K. (1970). *Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure*. Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, pp. 81-90.
- Das, B. M. (1990). *Earth Anchors*. Elsevier Science Publisher, New York.

- Fellenius, B. H. (1975). *Test load of piles and new proof test procedure*. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, vol. 101, GT9, pp. 855-869.
- Fellenius, B. H. (1980). *The analysis of results from routine pile load tests*. Ground Engineering, London, vol. 13, n.6, pp. 19-31.
- Fusco, P. B. (1977). *Fundamentos estatísticos da segurança das estruturas*. Editora da Universidade de São Paulo e Ed. McGraw-Hill do Brasil.
- Hoyt, R. M. e Clemence, S.P. (1989). *Uplift capacity of helical anchors in soil*. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, pp. 1019-1022, Rio de Janeiro.
- Mitsch, M. P. e Clemence, S. P. (1985). *The uplift capacity of helix anchors in sand. Uplift behavior of anchor foundations in soil*, Proceedings of a session sponsored by the geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers in conjunction with the ASCE Convention in Detroit, Michigan, pp. 26-47.
- Navajas, S. e Niyama, S. (1996). *Ensaio de carregamento dinâmico em estacas moldadas in loco numa obra portuária*. Terceiro seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia: São Paulo, vol 1, pp. 331-342.
- Perko, H. A. e Rupiper, S. J. (2000). *Energy method for predicting installation torque of helical foundations and anchors*. Proceedings of GeoDenver. Geotechnical Special Publication, ASCE, Reston, VA.
- Perko, H. A. (2009). *Helical piles: a practical guide to design and installation*. John Wiley & Sons, USA.
- Stephenson, R. W (2003). *Design and installation of torque anchors for tiebacks and foundations*. University of Missouri-Rolla;
- Terzaghi, K. (1942). *Pile-driving formulas. Discussion on the progress report of the committee on the bearing value of pile foundations*. Proceedings of the ASCE, v. 68, n. 2, pp. 311-323, Feb.
- Velloso A. D e Lopes R. F. (2009). *Fundações*. Oficina de Textos, São Paulo.

UMA ABORDAGEM EXPERIMENTAL PARA OBTENÇÃO DA TAXA DE EROSIÃO DE SOLOS ATRAVÉS DE UM APARATO DO TIPO PISTÃO

An experimental approach to obtain the erosion rate of soils through a piston-type apparatus

Gabriel Baldanza Mantovanelli*

Patrício José Moreira Pires**

Aloysio Portugal Maia Saliba***

Carlos Barreira Martinez****

RESUMO – Dentre as muitas obras de engenharia civil, especificamente para a geotecnia, o conhecimento do comportamento erosivo dos solos é muito importante para o bom desempenho das obras de infraestrutura, como, por exemplo, as obras de fundações de pontes e barragens com maciço em solo. Desta sorte, este trabalho propõe um aparato capaz de medir a erodibilidade do solo exposto a um escoamento para diferentes velocidades de fluxo. Ademais, apresentam-se os resultados de um solo sedimentar, classificado pelo sistema unificado de classificação de solos (SUCS), como uma areia argilosa com alto percentual de finos e moderada plasticidade. Através destes resultados, fora possível concluir sobre a classe erosiva do material, utilizando a proposição de Briaud *et al.* (2001) e Arneson *et al.* (2012), calcular as taxas erosivas para cada uma das cinco velocidades de escoamento adotadas e identificar a velocidade crítica com que se inicia o processo erosivo.

SYNOPSIS – Among the many civil engineering projects, specifically for geotechnics, knowledge of erosive behavior of the soil is very important to the performance of infrastructure works, such as the works of foundations of bridges and dams. Hence, this paper proposes an apparatus able to measure the erodibility of soil exposed to a flow with different flow velocities. In addition, this study presents the results for a sedimentary soil, classified by the unified soil classification system as clayey sand with a high percentage of fine material and moderate plasticity. Through the experiments using the proposed apparatus, it was possible to evaluate the soil erosive class, using the proposition of Briaud *et al.* (2001) and Arneson *et al.* (2012), seeking the median erosive rate for each of the five flow velocities and identifying the critical flow velocity which the erosive process began.

Palavras-chave: erodibilidade; taxa de erosão; aparato do tipo pistão.

Keywords: erodibility; erosion rate; piston-type apparatus.

1 INTRODUÇÃO

Para as muitas obras de infraestrutura executadas pelo homem, especificamente as obras de pontes e barragens, é importante o domínio pleno de diversas áreas de conhecimento, especialmente as engenharias estrutural e geotécnica. Ao longo dos últimos anos muitas barragens foram construídas no Brasil com diferentes funções, indo desde o abastecimento até à contenção de rejeitos. No estado de Minas Gerais (Brasil) existem mais de 700 barragens cadastradas, sendo em sua

* Engenheiro Civil, M.Sc. E-mail: gabrielbaldanza@gmail.com

** Professor D.Sc., Universidade Federal do Espírito Santo. E-mail: patricio.pires@gmail.com

*** Professor D.Sc., Universidade Federal de Minas Gerais. E-mail: asaliba@ehr.ufmg.br

**** Professor D.Sc., Universidade Federal de Minas Gerais. E-mail: martinez@cce.ufmg.br

maioria barragens de rejeito de mineração. Saliba (2009) afirma que nos últimos anos, acidentes e rupturas de barragens de usos diversos têm sido observadas em território nacional. Ora, os brasileiros ainda estão fragilizados diante da tragédia assistida em Mariana, cidade mineira, donde houve 19 (dezenove) óbitos, 8 (oito) desaparecidos e mais de 600 (seiscentos) desabrigados ou desalojados devido a ruptura da barragem de rejeitos de Fundão. Ainda, o rompimento de barragens é uma modalidade de desastres consideravelmente recorrente na história da humanidade. Dois são os principais fatores que podem ser apontados como causa primária desse evento: o advento de um fenômeno natural intenso responsável por abalar a estrutura da barragem ou o mau planejamento dessa estrutura que, independentemente de fatores externos, entra em colapso em razão de erro humano. Ademais, Saliba (2009) define que a probabilidade de ruptura de um maciço por galgamento é composta pelo produto entre a probabilidade de galgamento e a probabilidade deste galgamento provocar o desenvolvimento de um processo erosivo no talude de jusante. Diante destes fatores, estudos avançados de erosão devem ser realizados para avaliar o comportamento erosivo dos solos utilizados na construção de barragens com maciços homogêneos em solo, especialmente quanto ao seu comportamento em casos extremos, como ocorre durante o galgamento e consequentemente as altas velocidades alcançadas no talude de jusante.

Destaca-se que, após a tragédia do furacão Katrina em Nova Orleans (EUA), observou-se que algumas das barragens galgadas erodiram em sua totalidade, já outras resistiram muito bem a esse processo. Briaud *et al.* (2007) estudou o comportamento erosivo de 11 (onze) barragens nos arredores de Nova Orleans através de um aparato desenvolvido em laboratório. Ele foi capaz de medir a taxa de erosão dos solos ao longo do tempo para diferentes velocidades de escoamento. Apoiado na teoria do transporte de sedimentos e no conceito da erodibilidade tem-se uma excelente ferramenta para mensurar o comportamento erosivo dos solos sujeitos as altas velocidades de escoamento. Através de experimentos laboratoriais é possível concluir sobre os riscos existentes para as estruturas com maciços em solo acometidas a um cenário crítico, como é o caso do galgamento de barragem e/ou a formação de sulcos erosivos nos solos de fundação de pilares de pontes.

Shields (1936) realizou uma série de experimentos que consistiram num canal aberto com colchões de diferentes tipos de areias sujeitas a um escoamento livre. Ele propôs uma importantíssima proporcionalidade entre o diâmetro mediano dos grãos e a tensão cisalhante crítica empregada pelo fluxo. Já Ting *et al.* (2001) estudou o comportamento erosivo dos solos de fundação ao redor de pilares de pontes. Mais recentemente, Briaud *et al.* (2011) desenvolveu um software chamado Sricos-EFA Method capaz de calcular a profundidade dos sulcos erosivos ao redor de pilares de pontes sujeitos a um histórico de escoamentos críticos. Briaud *et al.* (2001) afirma que, nos Estados Unidos, cerca de 1000 (mil) pontes colapsaram nos últimos 30 (trinta) anos. Dentre elas, 60% colapsaram devido à erosão do solo de fundação. Saliba (2009) estudou o processo erosivo de um material decorrente da passagem de um escoamento sobre o talude de jusante num cenário de galgamento de barragem. Ainda, avaliou a influência do grau de compactação, através de um aparato de teste desenvolvido em laboratório capaz de medir o volume de solo erodido ao longo do tempo para diferentes velocidades de fluxo. É evidente que o domínio pleno do conhecimento sobre o comportamento erosivo dos solos é muito importante para a engenharia geotécnica, não apenas para minorar problemas econômicos, mas principalmente sociais e ambientais.

A resolução 143/2012 do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH-Brasil) em atendimento a lei n.º12.334/2010 disserta sobre os critérios gerais quanto à classificação de barragens por categoria de risco, dano potencial associado e volume de reservatório. Para a matriz de classificação quanto à categoria de risco para barragens de resíduos e rejeitos, diversos itens são avaliados, como a altura da barragem, o comprimento de crista, a vazão de projeto, a confiabilidade das estruturas extravasoras, a percolação, a deformação e recalques e a deterioração dos taludes devido a erosões superficiais ou depressões acentuadas com sulcos profundos de erosão, originando uma abertura no maciço chamada de brecha. Destaca-se que na literatura internacional existem diversas pesquisas experimentais que se apoiam no conceito da erodibilidade para estudar o

comportamento erosivo dos solos. Entretanto, uma lacuna de conhecimento pode ser identificada no cenário nacional. Desta sorte, este trabalho busca desenvolver um aparato capaz de medir a taxa de erosão de solos coesivos e não coesivos, para diferentes velocidades de escoamento, baseado em trabalhos semelhantes da literatura. Ainda, a metodologia deste trabalho servirá como um roteiro para obtenção de variáveis de interesse, como é o caso das altas velocidades de escoamento alcançadas durante o fenômeno do galgamento de barragens e sua atuação ao longo do talude de jusante, através das correlações obtidas em laboratório entre a velocidade média de escoamento e a taxa de erosão do solo. Ou seja, as amostras poderão ser coletadas em campo na forma indeformada, levadas ao laboratório e, a partir dos resultados ensaiados no aparato de teste, será possível concluir a respeito da classe erosiva do material e até mesmo propor correlações para o cálculo da taxa de erosão do material de forma algébrica, em função da velocidade média de escoamento.

2 TRANSPORTE DE SEDIMENTOS E EROSÃO

O transporte de sedimentos é um termo genérico usado para o transporte de materiais – argilas, siltes, areias e pedregulhos – em um canal com leito móvel. Os materiais transportados são chamados de sedimentos de carga. Os grãos com os maiores diâmetros serão transportados através do leito do canal pelos mecanismos de rolamento, deslizamento e arrancamento. Já os grãos com menores diâmetros se encontrarão em suspensão e serão transportados através da turbulência do escoamento. Nas mais práticas situações de transporte de sedimentos para canais com leitos móveis, o escoamento distorcerá o leito em diferentes formas. Em geral, os sedimentos são encontrados nos leitos dos rios e possuem um comportamento semelhante aos dos materiais não coesivos, como as areias e os pedregulhos. Para pequenas velocidades de escoamento não haverá a movimentação do leito. Com o incremento das velocidades, a eminência do movimento das partículas será alcançada e os sedimentos começarão a se deslocar na direção do escoamento.

2.1 Tensão de cisalhamento e velocidade cisalhante

Segundo Chanson (2004) o transporte de sedimentos em um canal com leito móvel ocorre sempre que a tensão de cisalhamento imposta pelo escoamento nas paredes excede um valor limite. A tensão de cisalhamento imposta pelo escoamento ao leito em condições de regime permanente é:

$$\tau_0 = \frac{1}{2} \cdot C_d \cdot \rho_m \cdot V^2 \quad (1)$$

em que C_d é o coeficiente de arrasto (adimensional); ρ_m é a massa específica do fluido (kg/m^3); V é a velocidade média de escoamento (m/s) e τ_0 é a tensão cisalhante de fronteira (N/m^2).

Ainda, sabe-se que:

$$f = 4 \cdot C_d \quad (2)$$

em que f é o fator de atrito de Darcy (obtido do ábaco de Moody).

Substituindo a equação (2) em (1), tem-se:

$$\tau_0 = \frac{1}{8} \cdot f \cdot \rho_m \cdot V^2 \quad (3)$$

A velocidade cisalhante é uma medida dependente da tensão de cisalhamento e do gradiente de velocidade nas regiões de fronteira. Ela funcionará como um indicativo para concluir sobre essas grandezas. Uma grande velocidade cisalhante implica numa grande tensão de cisalhamento e num alto gradiente de velocidade. A velocidade cisalhante V_* é definida por (Julien, 1998):

$$V_* = \sqrt{\tau_0 / \rho_m} \quad (4)$$

2.2 Tensão de cisalhamento crítica

A eminência do movimento de um material granular exposto a um escoamento será função de diversos fatores, tanto próprios como do meio. Ademais, a eminência do movimento de um sedimento que compõe o leito móvel de um canal não poderá ser definida de forma absoluta. Entretanto, através de uma série de experimentos, bons resultados foram observados com alto grau de confiabilidade. Ainda, observações experimentais indicam que o limite para o início do movimento é fundamentalmente função da turbulência do escoamento. Os parâmetros relevantes para a análise da eminência do movimento e conseqüentemente do transporte dos sedimentos são apresentados na equação seguinte, como a tensão cisalhante τ_0 , a densidade do sedimento ρ_s , a densidade do fluido ρ_m , o diâmetro dos grãos d_s , a aceleração da gravidade g e a viscosidade dinâmica do fluido μ .

$$F\left(\frac{V_*}{\sqrt{gd_s}}; \frac{\rho_s}{\rho_m}; \rho_m \frac{d_s V_*}{\mu}\right) = 0 \quad (5)$$

O primeiro termo da função é uma forma do número de Froud em termos da velocidade cisalhante V_* e do diâmetro dos grãos. O segundo termo é definido pela densidade relativa do grão, G_s . E o terceiro termo é definido pelo número de Reynolds em termos do diâmetro representativo do grão d_s e da velocidade cisalhante V_* . Ademais, o último termo da equação é comumente chamado de número de Reynolds cisalhante do grão, definido por:

$$Re_* = \rho_m \frac{V_* d_s}{\mu} = \frac{V_* d_s}{\nu} \quad (6)$$

em que ν é a viscosidade cinética do fluido (para água a 20°C, tem-se $\nu = 10^{-6}$ m²/s).

Através de observações experimentais foi observado que o movimento da partícula se inicia quando os momentos atuantes impostos pelas forças desestabilizadoras são maiores do que os momentos atuantes pelas forças estabilizadoras. Negligenciando as forças de arraste e admitindo que o leito seja constituído de um material com partículas esféricas, o transporte (movimento) se inicia assim que as forças cisalhantes decorrentes do escoamento excedam um percentual do peso próprio da partícula do material (Chanson, 2004 *apud* Saliba, 2009, pg. 27). Introduzindo o parâmetro de estabilidade τ_* , conhecido também como o parâmetro de Shields em termos da tensão cisalhante de fronteira imposta pelo escoamento, τ_0 (Chanson, 2004):

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{\rho_m (G_s - 1) g d_s} \quad (7)$$

em que G_s é a densidade relativa do grão ($G_s = \rho_s / \rho_m$) e τ_* é o parâmetro de estabilidade, também conhecido como parâmetro de Shields.

O gráfico da variação do parâmetro de Shields e do número de Reynolds cisalhante do grão define o conhecido diagrama de Shields. A Figura 1 apresenta este diagrama, destacando as três regiões do gráfico que descrevem o estado do grão, de acordo com as características do material e do escoamento, identificando se será observada a erosão do material.

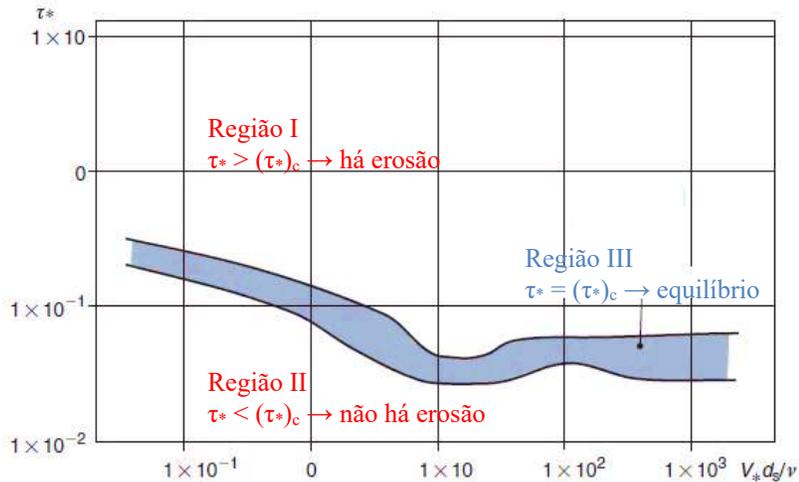


Fig. 1 – Diagrama de Shields (Adaptado de Chanson *et al.*, 2004).

Portanto, conhecendo o número de Reynolds cisalhante do grão e o parâmetro de Shields e através da Figura 1, pode-se concluir sobre a condição de movimento da partícula. Entenda-se que o diagrama de Shields apresentado na Figura 1 só será válido para materiais não coesivos. Van Rijn (1993, *apud* Chanson, 2004, p.180), identificou que para leitos com material composto por argilas e siltes, as forças coesivas entre as partículas serão muito importantes, colaborando com o aumento do momento das forças resistentes à erosão e interferindo substancialmente na erodibilidade.

Para escoamentos turbulentos e para areias e pedregulhos o parâmetro crítico de Shields (τ^*_c) será aproximadamente constante. Briaud *et al.* (2001) afirma que a tensão cisalhante de fronteira crítica (τ_0)_c será linearmente proporcional ao diâmetro mediano dos grãos:

$$(\tau_0)_c \propto d_{50} \quad (8)$$

em que d_{50} é o diâmetro mediano dos grãos, diâmetro equivalente a abertura da malha da peneira em que 50% do material peneirado fica retido.

A correlação apresentada pela equação (8) é muito importante pois, através da obtenção de uma simples grandeza, é possível mensurar o valor da tensão cisalhante crítica e, conseqüentemente, o valor da velocidade média de escoamento crítica para um material. Entretanto, a presença de material coesivo irá interferir diretamente nessa linearidade, pois as características relevantes para o processo erosivo de solos coesivos não será uma composição entre o diâmetro mediano dos grãos e as forças eletromagnéticas existentes entre as partículas.

Shields (1936 *apud* Briaud, 2001, p. 106) realizou uma série de experimentos com diferentes tipos de areias. Briaud *et al.* (2001) e Briaud *et al.* (2008) complementaram este estudo, utilizando um aparato de teste chamado *Erosion Function Apparatus* (EFA). Através destes resultados, apresentou correlações entre o diâmetro mediano dos grãos e as tensões cisalhantes críticas tanto para solos coesivos e não coesivos, de acordo com a Figura 2.

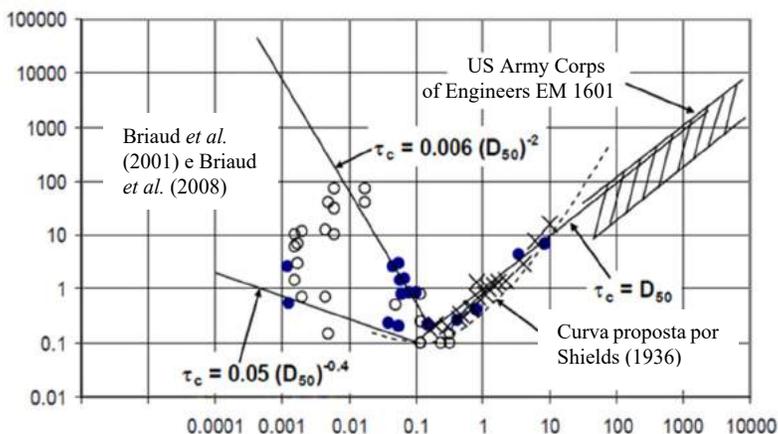


Fig. 2 – Relação entre a tensão cisalhante crítica e o diâmetro mediano dos grãos (Adaptado de Arneson *et al.*, 2012).

2.3 Erodibilidade

Erodibilidade é um termo moderno utilizado em estudos experimentais de erosão. A erodibilidade pode ser definida pela relação entre a taxa de erosão \dot{Z} e a velocidade de escoamento V imposta pelo fluido numa zona de fronteira. Saliba (2009) descreve a erodibilidade como sendo a taxa de erosão vertical a que o material está sujeito quando exposto a uma velocidade de fluxo. Já Pruski (2009) define que a erodibilidade consiste na taxa de desprendimento e arraste das partículas do solo, ocasionado pela ação da água. Entretanto, as definições supracitadas não são completamente satisfatórias, pois a velocidade varia de direção e intensidade ao longo do escoamento. De fato, ao longo do campo de velocidades a velocidade será igual a zero nas regiões de fronteira (interface água e solo). Briaud *et al.* (2008) propõem que a erodibilidade pode ser definida pela relação entre a taxa de erosão \dot{Z} e a tensão de cisalhamento τ_0 imposta pela partícula do solo presente nas regiões de fronteira:

$$\frac{\dot{Z}}{V} = \lambda_1 \cdot \left(\frac{\tau - \tau_c}{\rho_m \cdot V^2} \right)^{\delta_1} + \lambda_2 \cdot \left(\frac{\Delta \tau}{\rho_m \cdot V^2} \right)^{\delta_2} + \lambda_3 \cdot \left(\frac{\Delta \sigma}{\rho_m \cdot V^2} \right)^{\delta_3} \quad (9)$$

em que \dot{Z} é a erodibilidade do material; V é a velocidade média de escoamento; λ_1 , λ_2 e λ_3 são os coeficientes da função erodibilidade; δ_1 , δ_2 e δ_3 são os expoentes da função erodibilidade; ρ_m é a massa específica do fluido; $\Delta \tau$ e $\Delta \sigma$ são as flutuações das tensões cisalhante e normal impostas pelo fluido e τ e τ_c são as tensões cisalhante e cisalhante crítica, respectivamente; onde $\tau_c = (\tau_0)_c$.

Ainda, Briaud *et al.* (2008) destacam que a equação (9) pode ser reescrita desprezando os efeitos da turbulência do escoamento, pois não é prático a obtenção dos três coeficientes e dos três expoentes da função erodibilidade durante uma modelagem experimental:

$$\frac{\dot{Z}}{V} = \lambda_1 \cdot \left(\frac{\tau - \tau_c}{\rho_m \cdot V^2} \right)^{\delta_1} \quad (10)$$

Saliba (2009) afirma que a equação (10) se assemelha à forma das equações de transporte de sedimentos. A diferença de abordagem entre a teoria do transporte de sedimentos e a erodibilidade reside no fato de que o conceito da erodibilidade deixa livre para o usuário adaptar a forma e o tipo da função de acordo com os dados disponíveis.

2.3.1 Erodibilidade em solos coesivos

Para os solos coesivos a erosão será de grãos, mas podendo ser também de blocos de grãos, diferentemente do que ocorre para solos não coesivos, donde prevalece mecanismo de erosão de grão. Os blocos de grãos são formados naturalmente na matriz do solo, devido às microfissuras resultantes de diferentes tipos de fenômenos, como a compressão ou expansão do material. A resistência à erosão de solos coesivos é influenciada pela combinação do peso próprio da partícula e também pelas forças eletrostáticas e eletromagnéticas que existem entre as partículas do solo. O Quadro 1 apresenta alguns dos fatores identificados pela literatura como influentes nos valores da erodibilidade em solos coesivos. Atentar que as correlações que descrevem as relações das grandezas geotécnicas e hidráulicas com a taxa de erosão do material (apresentadas no Quadro 1) possuem pequenos coeficientes de determinação, apesar da crença existente quanto a influência destes fatores no comportamento erosivo do material.

Quadro 1 – Fatores influentes na erodibilidade de solos coesivos (Arneson *et al.*, 2012).

Quando esse parâmetro aumenta...	O valor da erodibilidade...
Peso específico	Diminui
Resistência não drenada	Aumenta
Índice de plasticidade	Diminui
Índice de vazios	Aumenta
Percentual que passa #200	Diminui
Temperatura do solo	Aumenta
Temperatura da água	Aumenta

A diferença experimental entre os resultados obtidos para os solos coesivos e não coesivos será perceptível para as taxas de erosão acima da tensão de cisalhamento crítica. Para os solos coesivos, a taxa de erosão aumenta lentamente, medindo poucos milímetros por hora, diferentemente do que ocorre para os solos não coesivos, na qual a taxa de erosão chega à ordem de milhares de milímetros por hora. Ademais, o uso das equações clássicas da teoria do transporte de sedimentos não será válido nos casos em que existir uma alta coesão entre as partículas de solo.

Desta forma, uma abordagem experimental através de um aparato similar ao desenvolvido por Briaud *et al.* (2001) foi desenvolvido por esta pesquisa, a fim de determinar a taxa de erosão do material para diferentes velocidades de escoamento, para um solo arenoso com um alto percentual de finos e moderada plasticidade.

2.4 Caracterização geotécnica e ensaio de erosão

O material utilizado foi escolhido considerando as características argilo-arenosas por meio da análise tátil visual. Foram coletadas amostras na forma indeformada e amolgada, de acordo com as necessidades e exigências dos ensaios. O solo foi coletado no bairro de Laranjeiras, da cidade de Serra, Espírito Santo. O solo na condição amolgada foi coletado por meio de pá e transportado para a Universidade Federal do Espírito Santo – UFES, onde foi armazenado em sacolas plásticas no interior do Laboratório de Geotecnia. Já o solo para o ensaio de erosão foi coletado na forma indeformada, por meio do sistema de extração *Slide Hammer System*, produzido pela empresa americana *Geoprobe*[®], utilizando amostradores ambientais do tipo *Liner* com diâmetro de 44,0mm, produzidos pela empresa HS Hidrosuprimentos[®].

2.4.1 Ensaios de caracterização

A etapa de caracterização compreendeu os ensaios de massa específica dos grãos, limites de Atterberg e granulometria completa. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia – UFES. A amostra amolgada foi quarteadada obtendo-se duas partes. Para cada uma das partes repetiu-se o processo, obtendo-se quatro amostras. Estas por sua vez foram divididas em três subgrupos, totalizando doze amostras com cerca de 6 kg cada. Para o ensaio da determinação da massa específica dos grãos o valor da massa específica foi medido quatro vezes. O valor final foi determinado pela média dos valores medidos, resultando em massa específica de $2.697 \text{ kg/m}^3 \pm 2 \text{ kg/m}^3$. Para os limites de Atterberg, os ensaios foram realizados com seis pontos para uma amostra dos subgrupos e ensaios rápidos (com dois pontos) para todas as outras amostras restantes. No total, foram realizadas doze determinações. O valor do limite de liquidez médio (LL) encontrado foi igual a $43,7\% \pm 2,4\%$. O valor do limite de plasticidade médio (LP) encontrado foi igual a $20,9\% \pm 0,9\%$. Através destes resultados, foi determinado o valor do Índice de Plasticidade médio (IP), sendo igual a $22,9\% \pm 2,8\%$. A análise granulométrica do material adotado foi realizada três vezes. A Figura 3 apresenta as curvas granulométricas obtidas.

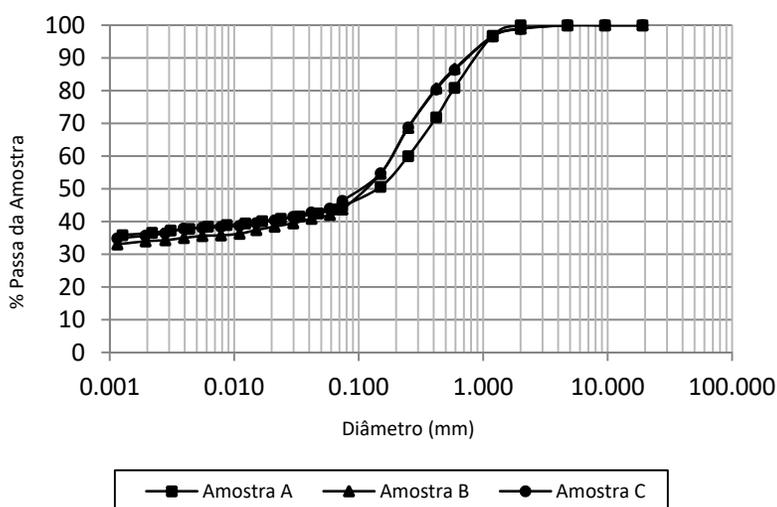


Fig. 3 – Curvas granulométricas do material adotado.

Utilizando o sistema unificado de classificação de solo (SUCS), o material foi classificado como uma areia argilosa SC, solo sedimentar – sendo a fração argilosa superior a 34% em todos os casos. Foi calculado o índice de atividade das argilas, obtendo-se um valor médio igual a $0,7 \pm 0,1$. O valor médio do diâmetro mediano dos grãos, d_{50} , é igual a 0,12mm. O Quadro 2 apresenta os valores percentuais das faixas granulométricas de acordo com o sistema unificado de classificação de solos (SUCS) e a norma ASTM D-2487 do material adotado.

Quadro 2 – Sistema unificado de classificação de solos (SUCS), (detalhamento).

Pedregulho (60 – 4,75)mm	Areia Grossa (4,75 – 2,0)mm	Areia Média (2,0 – 0,425)mm	Areia Fina (0,425 – 0,075)mm	Finos (0,075 <)mm
0,0% ± 0,0%	0,7% ± 0,6%	21,6% ± 5,6%	32,7% ± 0,9%	44,9% ± 1,3%

As amostras para o ensaio de cisalhamento direto foram diretamente moldadas nos anéis de cisalhamento em campo, seguindo as recomendações da norma ASTM D-3080M. Durante a realização do ensaio de cisalhamento direto foram registrados os valores do deslocamento horizontal, da tensão normal e da tensão cisalhante. Foram utilizados quatro corpos de prova, submetidos ao ensaio de cisalhamento direto com tensões totais no laboratório de Geotecnia; as tensões normais no início de cada ensaio foram de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto são apresentados na Figura 4. Os resultados apresentados pela Figura 5 indicaram tensões cisalhantes de ruptura correspondentes a 43 kPa, 74 kPa, 143 kPa e 219 kPa. Aos resultados, ajustou-se a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. A partir desta envoltória, foram obtidos os parâmetros de resistência do solo com os valores de coesão e ângulo de atrito iguais a 0,6 kPa e 33,9°, respectivamente.

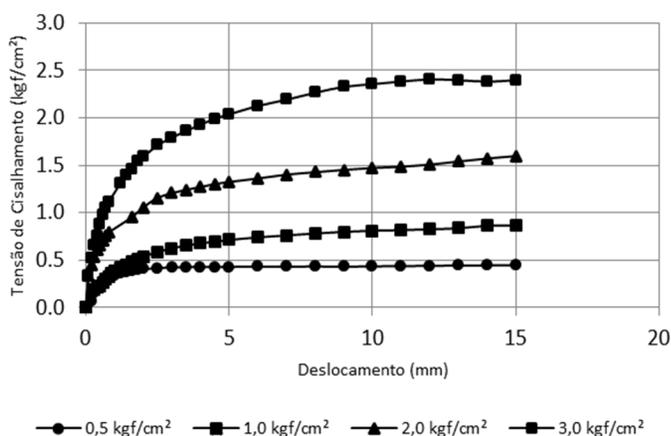


Fig. 4 – Tensão de cisalhamento e deslocamento.

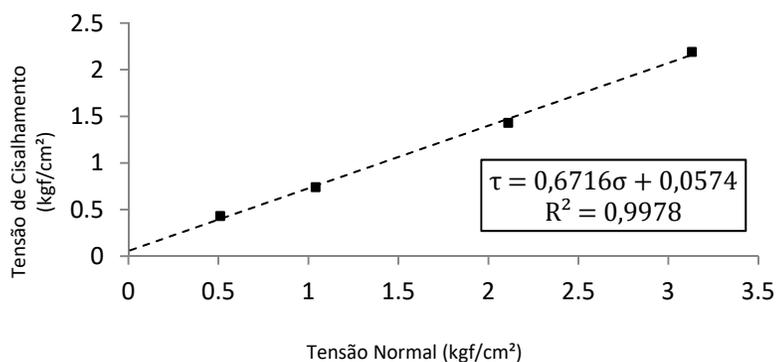


Fig. 5 – Envoltória de ruptura do solo.

2.4.2 Aparato de teste de erodibilidade

Numa parceria entre a UFES, UFMG e o escritório TEC3 Geotecnia e Recursos Hídricos, foi desenvolvido no Centro de Pesquisas Hidráulicas (CPH/UFMG), um aparato capaz de determinar a erodibilidade de um solo. Um primeiro aparato de teste foi desenvolvido com seção transversal retangular, constituído em aço e acrílico. Entretanto, devido às pequenas velocidades de fluxo

apresentadas, optou-se por desenvolver um segundo aparato com maior seção transversal e maiores velocidades de fluxo. O segundo e definitivo aparato de teste foi confeccionado em aço, com caixa de inspeção em acrílico. Consiste de um conjunto de moto-bomba, com capacidade máxima de até 78 m³/h, conectado por meio de mangote a um reservatório de fibra de vidro com capacidade de 500 litros, como apresentado na Figura 6.

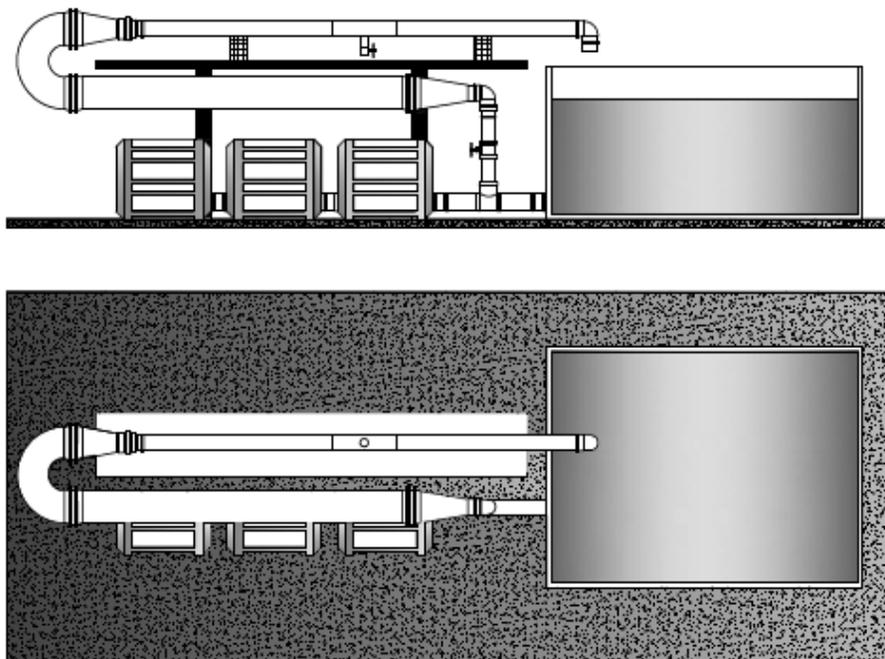


Fig. 6 – Vista lateral e em planta do aparato de teste.

A saída do mangote é conectada a um tubo com 101,6mm de diâmetro que foi ajustado de forma a efetuar a transição entre a seção tubular a uma seção retangular com 96mm de largura por 74mm de altura. A tubulação de transição tem 960mm de extensão, onde foram instaladas placas paralelas para provocar o alinhamento do fluxo previamente à zona de teste. A Figura 7 apresenta o detalhe da seção de teste. Ao longo da tubulação retangular, foi confeccionada uma caixa de inspeção com paredes em acrílico para facilitar a inspeção visual – suas dimensões são iguais as da tubulação retangular. A caixa de inspeção possui uma tampa superior móvel para facilitar a limpeza da área de ensaio. No centro da caixa de acrílico, foi aberta uma passagem com 45mm de diâmetro e instalada uma tubulação de PVC como guia para a amostra de solo. O ajuste entre o *liner* (amostra) e a tubulação guia se faz através do atrito lateral ao longo das suas áreas superficiais. A estanqueidade do contato entre o tubo guia e o *liner* será garantido por dois *o-rings* instalados ao longo do comprimento da tubulação guia. A fim de evitar a perda de água através da amostra de solo, dois *o-rings* foram instalados no pistão. O sistema de ascensão da amostra foi realizado através de um pistão com parafuso infinito, controlado através de uma manivela manual. A estrutura de sustentação do pistão foi fixada a um pórtico soldado às vigas metálicas da bancada. O sistema primeiramente contava com apenas uma bomba de alimentação, resultando numa vazão $Q_{0(máx)} = 35,7 \text{ m}^3/\text{h}$ e uma velocidade média de escoamento $V_{0(máx)} = 1,24 \text{ m/s}$. Esta vazão máxima alcançada não fora suficiente para atender as velocidades de fluxo adotadas. Portanto, foi necessária a instalação de mais duas bombas no sistema. Desta sorte, com três bombas em série, obteve-se a vazão máxima igual $Q_{f(máx)} = 78,0 \text{ m}^3/\text{h}$ e a velocidade média de escoamento máxima igual $V_{f(máx)} = 3,0 \text{ m/s}$.

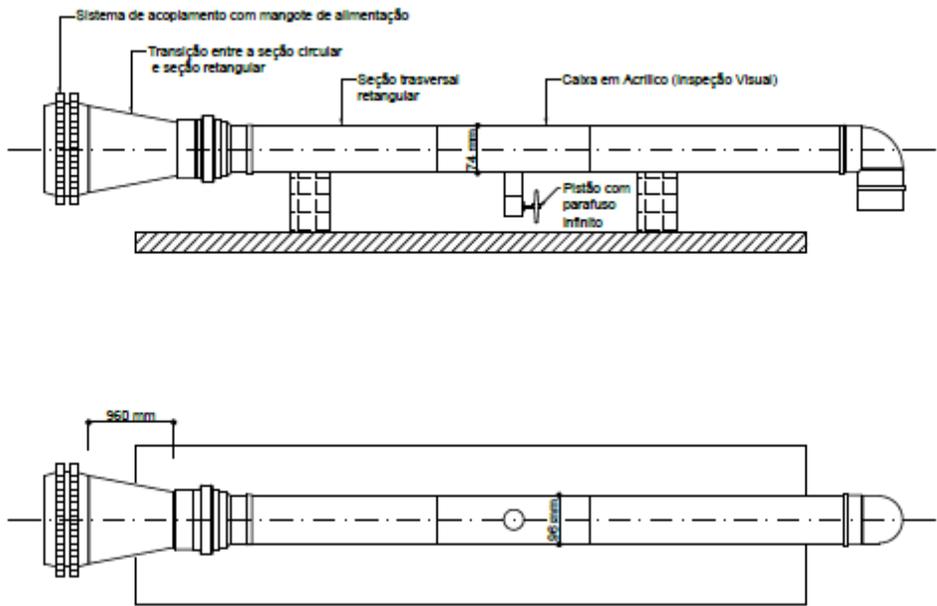


Fig. 7 – Detalhe da seção de teste do aparato.

2.4.3 Preparação das amostras para o ensaio de erosão

Foram coletados 10 *lineres*, com aproximadamente 60 cm de comprimento cada, utilizando o *Slide Hammer System*. Em laboratório, as amostras foram cortadas com serra flexível, totalizando 40 amostras com 15 cm de comprimento cada. Ainda, foram identificadas com índices de I a IV, representando o sentido da cravação dos amostradores no solo, sendo que I representa o topo, IV representa o fundo e II e III representam as profundidades intermediárias. Para cada velocidade de fluxo adotada $V = 0,3; 0,7; 1,2; 1,7$ e $2,2$ m/s foram separadas aleatoriamente oito amostras com 15 cm de comprimento para a realização do ensaio de erosão no aparato de teste desenvolvido.

2.4.4 Metodologia do ensaio de erosão

Os testes foram realizados conforme os passos a seguir:

1. Retifica-se e acopla-se a amostra de solo no aparato de teste;
2. Eleva-se a amostra com auxílio do pistão à referência de 1,0mm de altura pré-estabelecida com trena, manualmente;
3. Ajusta-se a vazão necessária à obtenção da velocidade média de escoamento desejada, ajustando-se também as rotações das bombas por meio de inversores de frequência;
4. Através da inspeção visual, anota-se o tempo necessário para se erodir a amostra em sua totalidade, com $t < 60$ min. Para $t = 60$ min, paralisa-se o ensaio de erosão para a velocidade de teste adotada e retira-se a amostra de ensaio do aparato de teste.

O Quadro 3 apresenta as velocidades adotadas para os ensaios de erosão e suas respectivas vazões observadas utilizando o medidor de vazões *Incontrol*[®].

Quadro 3 – Velocidades de escoamento adotadas e suas respectivas vazões.

Q (m³/h)	V (m/s)
8,91	0,3
17,28	0,7
30,10	1,2
43,20	1,7
57,60	2,2

2.4.5 Determinação da taxa de erosão, tensão de cisalhamento e características do escoamento

Anota-se o tempo necessário para que se eroda a altura da amostra de solo exposta a um fluxo com velocidade conhecida. A taxa de erosão será calculada através da razão entre a altura da amostra (constante, igual a 1,0mm) pelo tempo t observado ao longo do ensaio de erosão.

$$\dot{Z} = \frac{h}{t} \quad (11)$$

em que \dot{Z} é a taxa de erosão do solo (mm/h); h é a altura da amostra (constante $h=1,0\text{mm}$) e t é o tempo necessário para que ocorra a erosão total da amostra de solo (h).

A determinação da tensão de cisalhamento será feita através da equação (3). O Quadro 4 apresenta os valores das velocidades médias de escoamento adotadas, suas tensões cisalhantes calculadas, o número de Reynolds calculado, com seção transversal de altura $a = 74\text{mm}$ e largura $b = 96\text{mm}$. O fator de atrito f presente na equação (3) foi obtido de forma gráfica através do ábaco de Moody, com rugosidade relativa calculada utilizando a equação:

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{0,5 \cdot d_{50}}{D_H} = \frac{d_{50} \cdot (a+b)}{4ab} \quad (12)$$

em que ε/D é a rugosidade relativa; D_H é o diâmetro hidráulico e a e b são a altura e largura da seção transversal do aparato de teste, respectivamente.

Quadro 4 – Características do escoamento para as velocidades adotadas.

V (m/s)	R_e	f	τ (N/m²)
0,3	$2,51 \times 10^4$	0,0265	0,30
0,7	$5,85 \times 10^4$	0,0225	1,38
1,2	$1,00 \times 10^5$	0,0210	3,78
1,7	$1,42 \times 10^5$	0,0205	7,41
2,2	$1,84 \times 10^5$	0,0200	12,10

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os Quadros 5 e 6 apresentam os resultados obtidos dos ensaios de erosão, agrupados segundo as velocidades de teste, identificando os tempos necessários para o término do ensaio:

Quadro 5 – Resultados dos ensaios de erosão no aparato de teste.

Velocidade (m/s)	0,3			0,7			1,2		
Teste	t (min)	t (h)	\dot{Z} (mm/h)	t (min)	t (h)	\dot{Z} (mm/h)	t (min)	t (h)	\dot{Z} (mm/h)
1	>60	>1	-	49	0,82	1,22	39	0,65	1,54
2	>60	>1	-	54	0,90	1,11	24	0,40	2,50
3	>60	>1	-	47	0,78	1,28	35	0,58	1,71
4	>60	>1	-	55	0,92	1,09	29	0,48	2,07
5	>60	>1	-	53	0,88	1,13	34	0,57	1,76
6	>60	>1	-	52	0,87	1,15	33	0,55	1,82
7	>60	>1	-	53	0,88	1,13	30	0,50	2,00
8	>60	>1	-	58	0,97	1,03	27	0,45	2,22

(continua)

Quadro 6 – Resultados dos ensaios de erosão no aparato de teste (continuação).

Velocidade (m/s)	1,7			2,2		
Teste	t (min)	t (h)	\dot{Z} (mm/h)	t (min)	t (h)	\dot{Z} (mm/h)
1	15	0,25	4,00	6	0,10	10,00
2	17	0,28	3,53	4	0,07	15,00
3	12	0,20	5,00	7	0,12	8,57
4	11	0,18	5,45	11	0,18	5,45
5	14	0,23	4,29	7	0,12	8,57
6	15	0,25	4,00	6	0,10	10,00
7	12	0,20	5,00	4	0,07	15,00
8	13	0,22	4,62	9	0,15	6,67

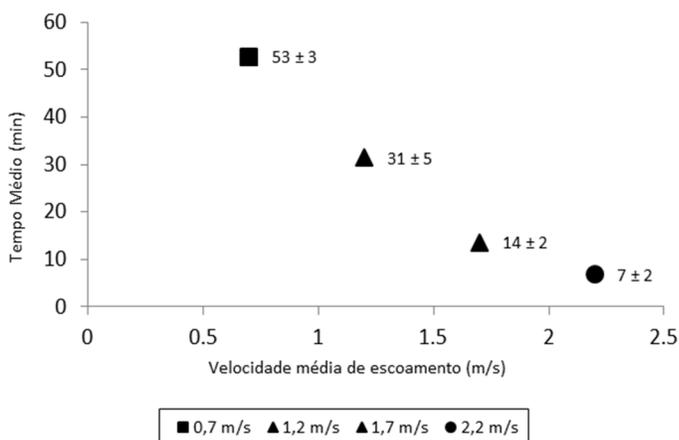


Fig. 8 – Tempo médio observado para as velocidades médias de escoamento adotadas.

Na Figura 8, apresenta-se o gráfico com os tempos necessários para se finalizar os ensaios de erosão, identificando suas respectivas dispersões observadas.

As maiores dispersões ocorreram para as menores velocidades de escoamento, $V = 0,7$ e $1,2$ m/s– fato que se confirmou após o estudo estatístico. Notar que não serão apresentados os gráficos para a velocidade $V = 0,3$ m/s, pois em todos os oito testes realizados as amostras não erodiram em

sua totalidade para $t \leq 60$ min; entretanto observou-se o surgimento de trincas decorrentes da saturação do material ao longo do ensaio, ocasionando a erosão de blocos de grãos. Uma vez obtidos os tempos t do ensaio, a taxa de erosão \dot{Z} será calculada através da equação (11) com o tempo t em horas. A Figura 9 apresenta os valores das taxas de erosão calculadas para os tempos obtidos durante os ensaios, identificando suas dispersões observadas para uma mesma velocidade de teste.

A maior dispersão ocorreu para a maior velocidade média de escoamento adotada. O desvio padrão calculado para a velocidade $V = 2,2$ m/s é igual a 3,5 mm/h, correspondendo a 35% do valor da média. Ora, se trata de um valor bastante elevado! Ainda, a variabilidade dos resultados pode estar associada às características geotécnicas do solo, ou a aleatoriedade do próprio processo erosivo, ou do equipamento utilizado, ou das características do fluido como sua temperatura, ou até mesmo devido a algum erro operacional durante a realização do ensaio. O Quadro 7 apresenta os valores das taxas de erosão médias calculadas, seus desvios padrão, os tempos médios de ensaio, as vazões do sistema, as velocidades médias de escoamento e suas respectivas tensões cisalhantes. Aos resultados apresentados pelos Quadros 5 e 6 ajustou-se uma equação do tipo potência (Figuras 10 e 11), motivada pela forma da função erodibilidade apresentada pela equação (10), para o cálculo da taxa de erosão em função da velocidade média de escoamento e função da tensão de cisalhamento empregada pelo escoamento, respectivamente.

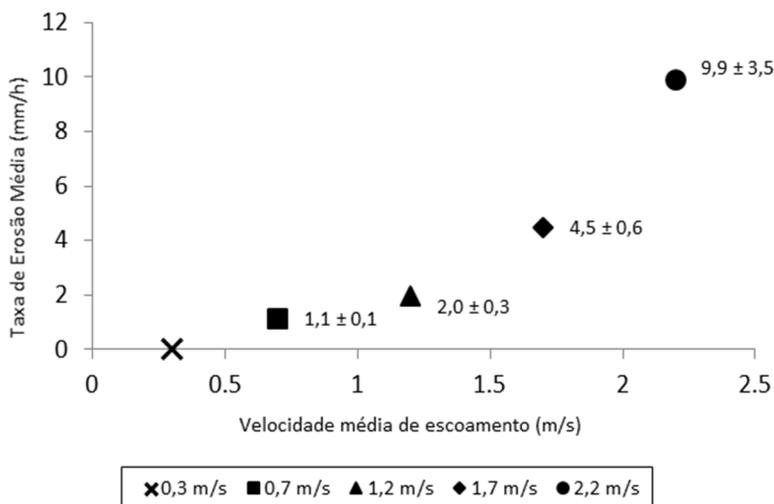


Fig. 9 – Taxa de erosão média para as velocidades médias de escoamento adotadas.

Quadro 7 – Taxa de erosão média calculada e características do ensaio.

Q (m³/h)	V (m/s)	τ (N/m²)	t (min)	\dot{Z} (mm/h)
8,91	0,3	0,30	>60	-
17,28	0,7	1,38	53 ± 3	1,1 ± 0,1
30,10	1,2	3,78	31 ± 5	2,0 ± 0,3
43,20	1,7	7,41	14 ± 2	4,5 ± 0,6
57,60	2,2	12,10	7 ± 2	9,9 ± 3,5

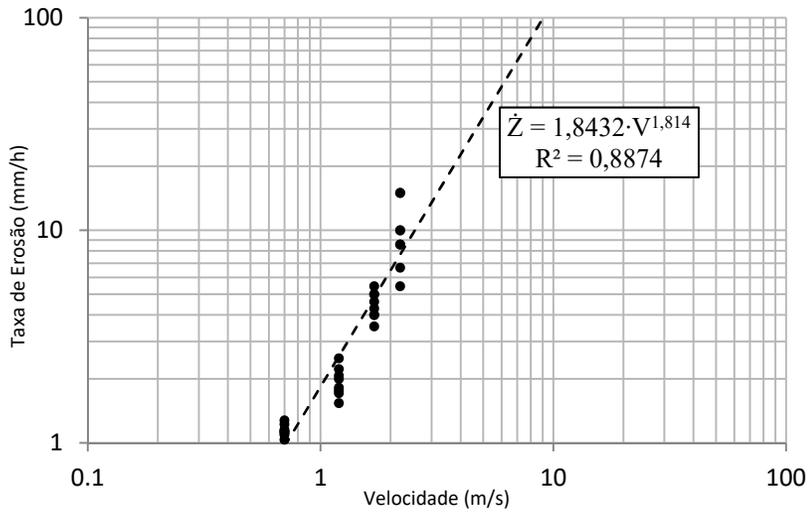


Fig. 10 – Correlação dos resultados entre a taxa de erosão e a velocidade média de escoamento.

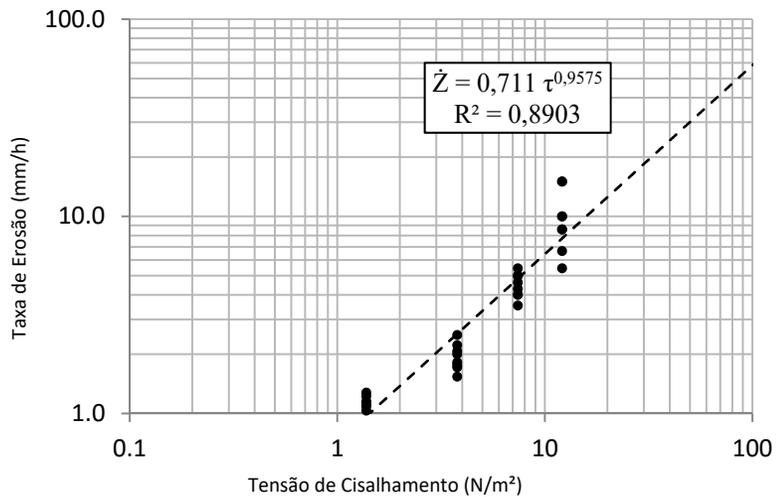


Fig. 11 – Correlação dos resultados entre a taxa de erosão e a tensão cisalhante.

Quadro 8 – Taxa de erosão calculada através da equação (10) dos resultados das modelagens.

V	τ	$\dot{Z} = h/t$	$\dot{Z} = 1,8432 \cdot V^{1,814}$	$\dot{Z} = 0,711 \cdot \tau^{0,9577}$
(m/s)	(N/m ²)	(mm/h)	(mm/h)	(mm/h)
0,7	1,38	1,1	0,97	0,97
1,2	3,78	2,0	2,57	2,54
1,7	7,41	4,5	4,83	4,84
2,2	12,10	9,9	7,70	7,74

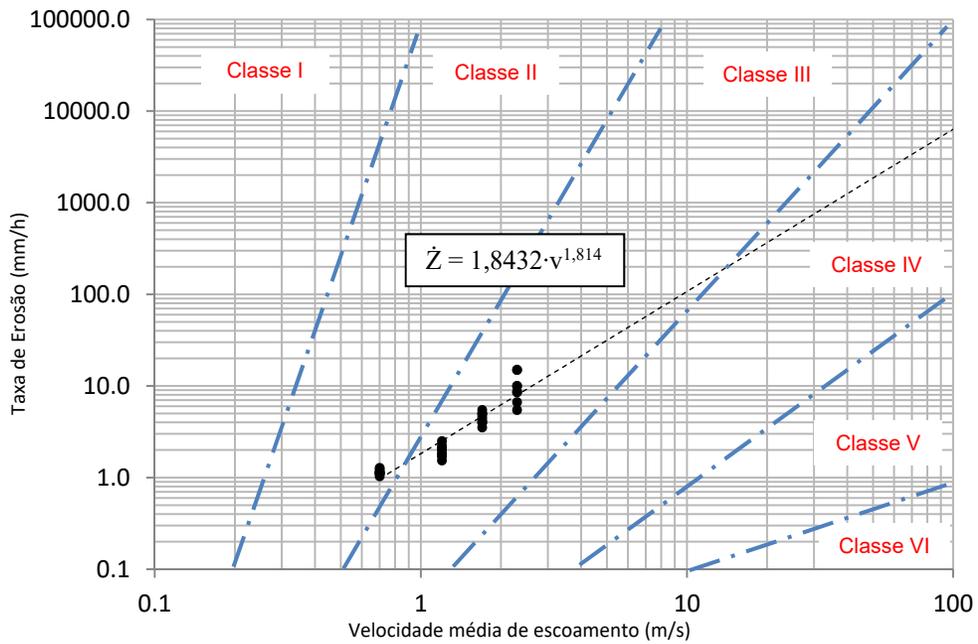


Fig. 12 – Classificação da erodibilidade do solo segundo Arneson (2012, *apud* Briaud, 2011, p.4.11) e Briaud *et al.* (2008), em função da velocidade de escoamento.

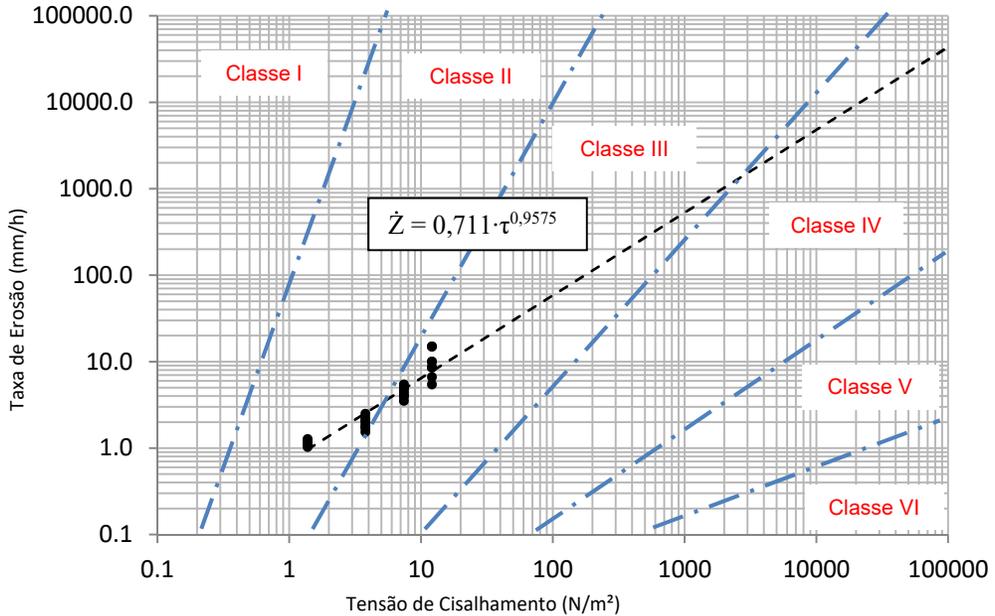


Fig. 13 – Classificação da erodibilidade segundo Arneson (2012, *apud* Briaud, 2011, p.4.11) e Briaud *et al.* (2008), em função da tensão cisalhante.

Para ambas as modelagens obtiveram-se erros médios iguais a 17%. Atentar que as equações propostas para o cálculo da taxa de erosão só serão válidas para $V > V_{crit}$ e $\tau > \tau_{crit}$. O Quadro 8 apresenta os valores calculados da taxa de erosão utilizando as equações propostas pelas Figuras 10 e 11, juntamente com os valores obtidos da equação (11).

A classificação erosiva do solo é realizada utilizando a metodologia proposta por Arneson (2012, *apud* Briaud, 2011, p.4.11), a qual correlaciona a taxa de erosão do solo com a velocidade média do escoamento. A Figura 12 apresenta a classificação erosiva em função da velocidade média de escoamento. Já a Figura 13 apresenta a classificação da erodibilidade de forma gráfica, em função da tensão de cisalhamento empregada pelo fluxo, calculada em função da velocidade média de escoamento e utilizando a equação (3).

Da Figura 12 observa-se que para nenhum resultado obtido do ensaio de erosão utilizando o aparato desenvolvido, o material pertenceu à Classe I – muito alta erodibilidade –, como era esperado para as areias médias e finas. Além disso, os resultados obtidos para a velocidade média de escoamento $V = 0,7$ m/s encontram-se pertencentes à Classe II – alta erodibilidade –, com o restante dos resultados pertencentes à Classe III – média erodibilidade. Da Figura 13 observa-se que, para as tensões de cisalhamento correspondentes as velocidades $V = 0,7$ e $1,2$ m/s, os resultados encontram-se pertencentes à Classe II – alta erodibilidade. Já os resultados obtidos para as tensões de cisalhamento correspondentes as velocidades $V = 1,7$ e $2,2$ m/s encontram-se pertencentes à classe III – média erodibilidade.

Portanto, com ambas as classificações em mãos, realizadas em função da velocidade média e da tensão cisalhante, pode-se concluir que o material estudado possuiu um comportamento erosivo entre as Classes II e III. Ainda, conhecidas as concentrações dos materiais que compõem o solo estudado e sabendo que a concentração de finos é superior a 20% (quantidade de argila maior do que 34% em todos os ensaios de granulometria), conclui-se que, para critérios de erosão o solo utilizado se comportou como uma argila pouco plástica (com $IP = 22,9\% \pm 2,8\%$; Classe II e III), apesar da sua classificação SUCS. Não obstante, a obtenção da velocidade crítica através da inspeção visual durante os ensaios de erosão não foi satisfatória. Para a velocidade de escoamento $V = 0,3$ m/s, só fora possível identificar a erosão do material quando as amostras erodiram por blocos de grãos, decorrentes do trincamento da amostra por saturação e expansão do material (não erodindo em sua totalidade para $t \leq 60$ min). Desta sorte, através das equações apresentadas pela Figura 14, em funções do diâmetro mediano dos grãos, foi possível obter, de maneira empírica, a velocidade crítica aproximada. O Quadro 9 apresenta os resultados utilizando $d_{50} = 0,12$ mm.

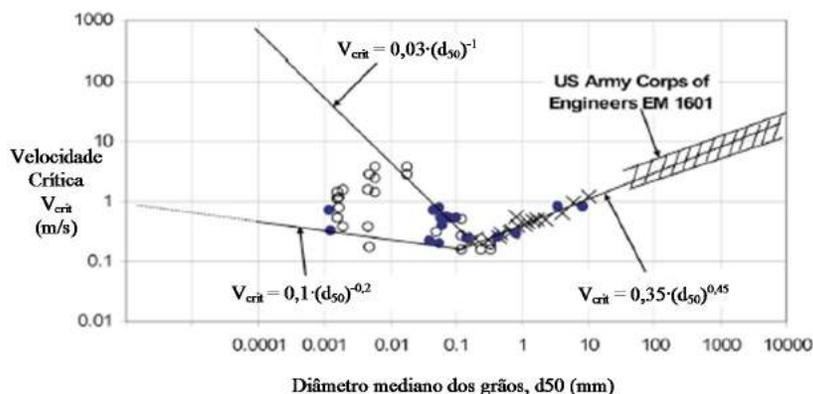


Fig. 14 – Relação entre a velocidade crítica e o diâmetro mediano dos grãos (adaptado de Briaud *et al.*, 2008).

Quadro 9 – Cálculo da V_{crit} utilizando as equações apresentadas por Briaud (2008).

Equação	V_{crit} (m/s)
$V_{crit} = 0,1 \cdot (d_{50})^{-0,2}$	0,15
$V_{crit} = 0,03 \cdot (d_{50})^{-1}$	0,25
$V_{crit} = 0,35 \cdot (d_{50})^{0,45}$	0,13

A média aritmética simples das velocidades críticas é igual a 0,18 m/s. Utilizando a equação proposta pela Figura 10, para uma velocidade crítica igual a 0,25 m/s – maior valor observado, utilizando a correlação entre a velocidade crítica e o diâmetro mediano dos grãos para areias finas e argilas –, segundo Briaud (2006, *apud* Briaud, 2008, p. 1429), tem-se uma taxa de erosão igual a 0,15 mm/h, valor muito pequeno para ser observado ao olho nu, justificando assim, a dificuldade de observar a erosão do material num tempo $t \leq 60$ min.

4 CONCLUSÕES

O presente trabalho sugere assim, uma metodologia para o estudo do comportamento erosivo de um solo através de um aparato de mesa do tipo pistão, capaz de medir a taxa de erosão do solo para diferentes velocidades de escoamento e desenvolvido pelo Centro de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) em parceria com a Universidade Federal do Espírito Santo (UFES) e com o escritório de engenharia TEC3 Recursos Hídricos.

Os ensaios realizados em laboratório permitiram visualizar e quantificar um conjunto de parâmetros hidráulicos e geotécnicos que forneceram dados necessários para a análise da erodibilidade do material estudado, como sua taxa de erosão em mm/h, sendo possível realizar sua classificação erosiva. A análise da erodibilidade do material foi realizada utilizando-se um solo classificado como areia argilosa segundo o sistema unificado de classificação de solos (SUCS), sendo que a fração argilosa é superior a 34%. O resultado da classificação erosiva do solo estudado foi diferente do que o esperado. De acordo com a literatura, para solos arenosos, era previsto um resultado Classe I – muito alta erodibilidade. Não obstante, o solo foi classificado entre as Classes II e III. Acredita-se que a alta concentração de finos (maior do que 20%), aumentou a resistência ao cisalhamento empregado pelo fluxo, justificando seu comportamento não usual. As velocidades de fluxo adotadas seguiram trabalhos similares encontrados na literatura. Foi previsto um maior número de velocidades de teste, inclusive, com velocidades superiores a $V = 2,2$ m/s. Entretanto, devido ao problema da sucção, teve-se que limitar o escopo do trabalho a essa velocidade.

Finalmente, buscou-se ajustar uma equação para o cálculo da taxa de erosão do solo estudado – em função da velocidade média de escoamento –, através dos resultados obtidos do aparato de teste desenvolvido por esta pesquisa. Ademais, fora também proposta uma equação para o cálculo da taxa de erosão do solo estudado – em função da tensão de cisalhamento imposta pelo escoamento, calculada através da equação (3).

Os resultados obtidos por esta pesquisa permitem concluir que:

- A taxa de erosão do solo aumentou de acordo com o aumento da velocidade de escoamento. Para incrementos iguais a 0,5 m/s na velocidade média de escoamento, observou-se um aumento em 100% da erosão do material, aproximadamente;
- Os resultados obtidos apresentaram uma grande dispersão, demonstrando a complexidade do comportamento erosivo do solo e uma aleatoriedade presente no processo. Para a velocidade média de escoamento $V = 2,2$ m/s, a dispersão da taxa de erosão calculada foi de 35% do valor de sua média, um valor bastante elevado;
- O aparato se mostrou eficiente para a obtenção dos tempos necessários para a erosão total da amostra, com diferentes velocidades de escoamento. Entretanto, não foi possível realizar o ensaio para velocidades maiores que 2,2 m/s, pois ocorreu a perda da amostra devido à sucção do material;
- A obtenção da velocidade crítica através da inspeção visual não se mostrou eficiente.

5 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arneson, L. A.; Zevenbergen, L. W.; Lagasse, P. F.; Clopper, P.E. (2012). *Hydraulic engineering circular no. 18: evaluating scour at bridges*. 5th ed. FHWA. Washington. Federal Highway Administration. 340p.
- ASTM D-2487 (2006). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)*. West Conshohocken, Pennsylvania, EUA.
- ASTM D-3080M (2011). *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions*. West Conshohocken, Pennsylvania, EUA.
- Briaud, J-L.; Ting, F. C. K.; Chen, H. C.; Cao, Y.; Han, S. W.; Kwak, K. W. (2001). *Erosion function apparatus for scour rate predictions*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Reston, v. 127, n.2, pp.105 -113.
- Briaud, J-L.; Chen, H. C.; Govindasamy, A. V.; Storesund, R. (2007). *Erosion tests on samples from the New Orleans levees*. Proceedings of Geo-Denver 2007: New Peaks in Geotechnics, ASCE, pp. 1-16.
- Briaud, J-L.; Chen, H. C.; Govindasamy, A. V.; Storesund, R. (2008). *Levee erosion by overtopping in New Orleans during the Katrina Hurricane*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Reston, v. 134, n. 5, pp. 618- 632.
- Briaud, J-L.; Chen, H. C.; Chang, K. A.; OH, S. J.; Chen., S.; Wang, J.; Li, Y.; Kwak, K.; Nartjaho, P.; Gudaralli, R.; Wei, W.; Pergu, S.; Cao, Y.W.; Ting, F.C.K. (2011). *The Sricos-EFA Method*. Texas A&M University (summary report). 106 p.
- Chanson, H. (2004). *The Hydraulics of Open Channel Flow: An introduction*. 2nd ed. Oxford: Elsevier, Butterworth e Heinemann. 585 p.
- Julien, P.Y. (1998). *Erosion and Sedimentation*. 2nd ed. New York: Cambridge University Press. 280 p.
- Pruski, F.F. (2009). *Conservação de solo e água: práticas mecânicas para o controle da erosão hídrica*. 2^a ed. Viçosa: Editora UFV. 279 p.
- Saliba, A.P.M. (2009). *Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens homogêneas de solo compactado*. Tese de Doutorado – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte.
- Shields, A. (1936). *Anwendung der Aenlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die geschiebebewegung*. *Mittleilungen der preussischen versuchsanstalt fur wasserbau und schiffbau*. Ott, W. P.; Uchelen J. C. Van, [tradutores], California Institute of Technology, Pasadena, EUA.
- Ting, F. C. K.; Briaud, J-L.; Chen, H.C.; Gudavalli, R.; Perugu, S.; Wei, G. (2001). *Flume tests for scour in clay at circular piers*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 127, No. 11, pp. 969-978.

25 ANOS DE INVESTIGAÇÃO NA FEUP NO DOMÍNIO DOS GEOSSINTÉTICOS

25 years of research on geosynthetics at FEUP

Maria Lurdes Lopes *

RESUMO – Neste trabalho resume-se a investigação (no domínio dos geossintéticos) desenvolvida ao longo de 25 anos na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) com base, fundamentalmente, nos projetos de investigação financiados. Para cada projeto são indicados os objetivos da investigação correspondente e os indicadores de realização mais relevantes, nomeadamente: patentes, protótipos, instalações piloto, aplicações computacionais e dissertações de doutoramento. As dissertações de mestrado mencionadas no texto resumem-se às que contribuíram de modo relevante para os indicadores atrás referidos. Apenas as publicações alvo de prémios Revista Geotecnia são mencionadas no texto.

SYNOPSIS – This work summarizes the research (on geosynthetics) developed over 25 years at the Faculty of Engineering of the University of Porto (FEUP) based, fundamentally, on funded research projects. For each project the objectives of the corresponding research and the most relevant achievement indicators are referred, namely: patents, prototypes, pilot installations, computational applications and PhD theses. The MSc dissertations mentioned in the text are only those that contributed in a relevant way to the aforementioned indicators. Only the Revista Geotecnia Prize-winning publications are mentioned in the text.

Palavras-chave – Investigação, geossintéticos, indicadores relevantes.

Keywords – Research, geosynthetics, relevant indicators.

1 – INTRODUÇÃO

A dissertação de doutoramento intitulada “Muros reforçados com geossintéticos” publicada em 1992 constitui o primeiro indicador relevante da investigação no domínio dos geossintéticos na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP). Neste trabalho, orientado por António Cardoso, Lopes (1992) investigou fundamentalmente:

- os geossintéticos enquanto materiais de construção, dando especial realce às suas potencialidades como elementos de reforço de solos;
- as propriedades dos geossintéticos e a sua alteração no tempo, bem como as metodologias de controlo dessas propriedades;
- o comportamento de estruturas (aterros) reforçadas com elementos metálicos e com geossintéticos;
- as características geotécnicas e mecânicas dos solos e a sua modelação matemática;
- a modelação matemática das características físicas e mecânicas dos geossintéticos a curto e a longo prazo;
- o desenvolvimento de modelos numéricos 2D, baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF), capazes de simular a construção e de prever o comportamento ao longo do tempo de aterros reforçados com geossintéticos.

* CONSTRUCT-GEO, Faculdade de Engenharia (FEUP), Universidade do Porto. Email: lcosta@fe.up.pt

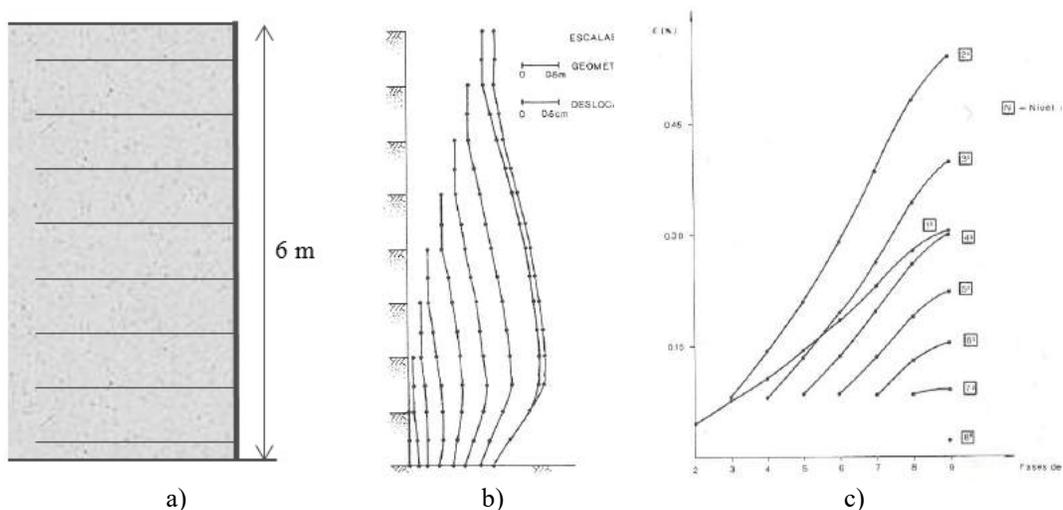


Fig. 1 – Simulação numérica do comportamento durante a construção de um muro reforçado com geossintéticos: a) estrutura analisada; b) evolução dos deslocamentos da face; c) evolução do esforço nos reforços (Lopes, 1992).

Desta investigação resultaram 5 publicações em revista (1 em revista internacional e 4 em revista nacional), tendo sido atribuído o Prémio Revista Geotecnia para o biénio 1992/93 ao trabalho intitulado “Análise do comportamento de um muro reforçado com geossintéticos” da autoria de Lopes & Cardoso (1993).

De seguida apresentam-se alguns resultados da investigação desenvolvida. Na Figura 1 mostra-se uma estrutura reforçada com geossintéticos modelada pelo MEF, bem como a evolução dos deslocamentos da face e dos esforços nos reforços durante a construção.

Após esta dissertação, a investigação prosseguiu em diferentes temáticas e áreas de aplicação dos geossintéticos, de acordo com as diretivas, à data, da Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) que consistiam no desenvolvimento de investigação laboratorial e *in situ* com vista a uma melhor compreensão do comportamento dos materiais nas estruturas em que estavam inseridos e no desenvolvimento de metodologias de dimensionamento específicas para os geossintéticos e ainda no desenvolvimento de normalização de ensaios de geossintéticos.

De seguida serão descritas de modo, tanto quanto possível, cronológico não só esta investigação como toda a posterior até aos dias de hoje com base nos projetos de investigação financiados.

2 – PROJETOS DE INVESTIGAÇÃO E DESENVOLVIMENTO

2.1 – Estudo integrado de muros e taludes reforçados com materiais poliméricos

O projeto de investigação (PBIC/C/CEG/1327/92), intitulado “Estudo Integrado de muros e taludes reforçados com materiais poliméricos”, decorreu entre 1992 e 1995 e foi financiado pela JNICT. A instituição proponente foi a FEUP e a instituição participante a Universidade de Strathclyde – Glasgow – UK. O investigador responsável do projeto foi António Cardoso.

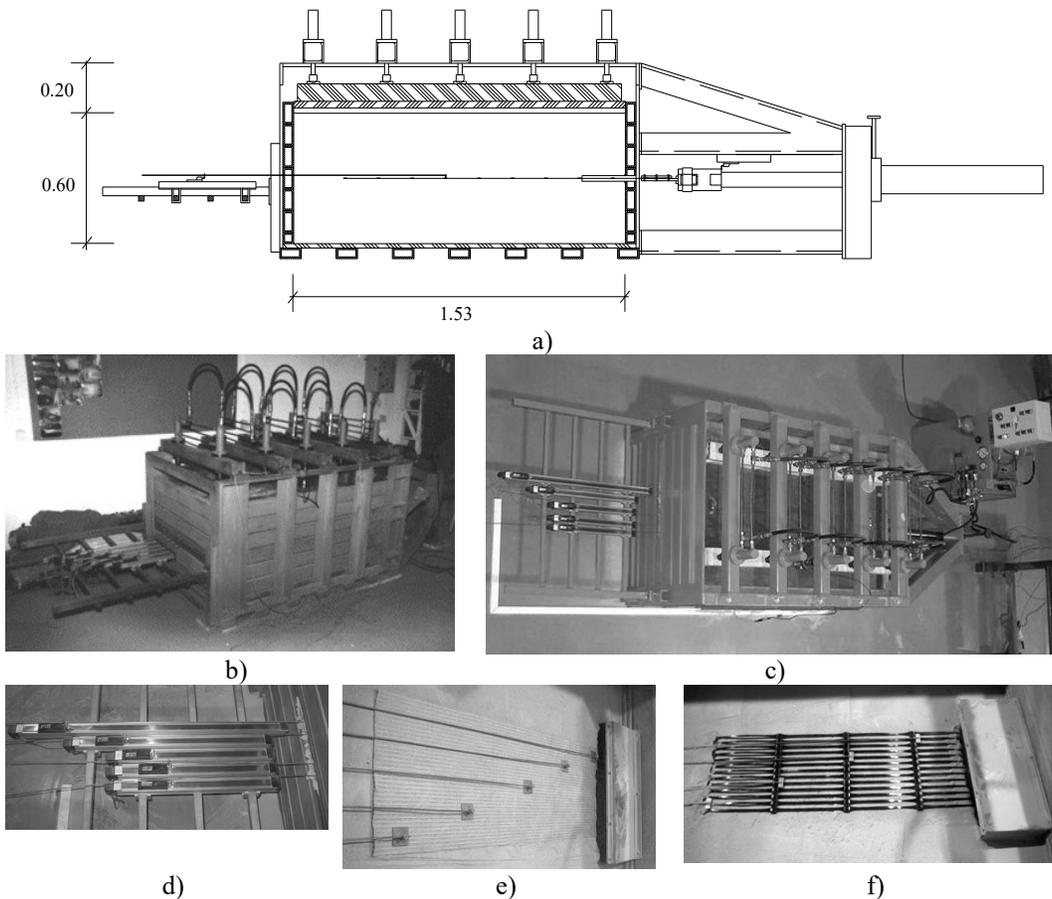
Os objetivos desta investigação foram:

- o estudo integrado, nas vertentes experimental, analítica e numérica, da utilização de geossintéticos no reforço de solos;

- propor novos e mais adequados métodos de dimensionamento e formular critérios para a seleção dos tipos de geossintéticos mais adequados em vários tipos de aplicações;
- explorar o potencial para a utilização inovadora dos geossintéticos na solução de problemas geotécnicos complexos.

Para atingir estes objetivos foram desenvolvidos vários protótipos laboratoriais, nomeadamente o do equipamento para ensaio de arranque de geossintéticos (Figura 2), desenvolvido no âmbito da dissertação de mestrado em Estruturas de Engenharia Civil da FEUP, intitulada “Estudo dos fenómenos da interacção solo-geossintético através de ensaios de arranque”, de Miguel Ângelo Simões de Almeida Ladeira, em 1995, à qual foi atribuída o Prémio Sociedade Portuguesa de Geotecnia para o biénio 1995/96.

Este ensaio fornece informação acerca da variação da força de arranque com o deslocamento na interface solo-geossintético e da variação das tensões de corte ao longo do reforço na mesma interface (Figura 3). Com a informação obtida através do ensaio é possível calcular o coeficiente de resistência na interface (f), parâmetro fundamental para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, onde o movimento de ocorrência provável na interface solo-



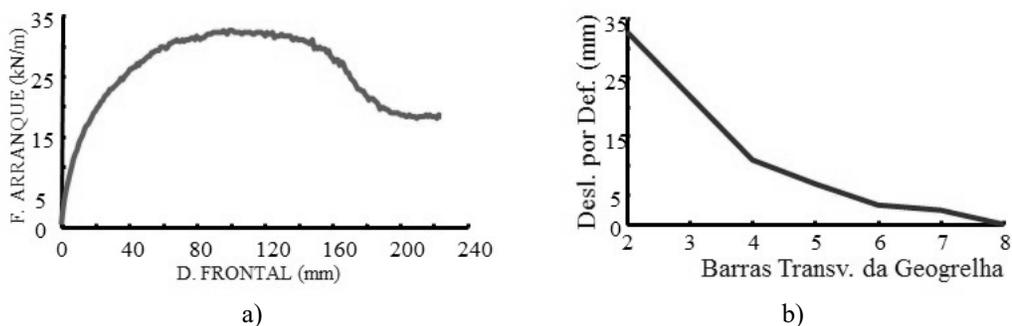


Fig. 3 – Resultados do ensaio de arranque de geossintéticos: a) variação da força de arranque com o deslocamento frontal; b) deslocamentos por deformação dos reforços.

geossintético é o movimento de arranque (Lopes, 2012).

É importante realçar que este protótipo e os ensaios nele realizados foram decisivos para a elaboração da norma Europeia EN 13738 (geotextiles and geotextile-related products – determination of pullout resistance in soil) desenvolvida pelo CEN/TC 189 – Geosynthetics.

Acresce referir que este equipamento foi considerado como “possuidor de um dos resultados mais interessantes apurados no âmbito do Levantamento de Resultados de I&D da Agência Inovação, S.A, em 1996.

Os outros protótipos desenvolvidos no decurso deste projeto de investigação foram os de: i) ensaio de punção estático (CBR test) (Figura 4a); ii) garras mecânicas para o ensaio de tração-extensão (Figura 4b).

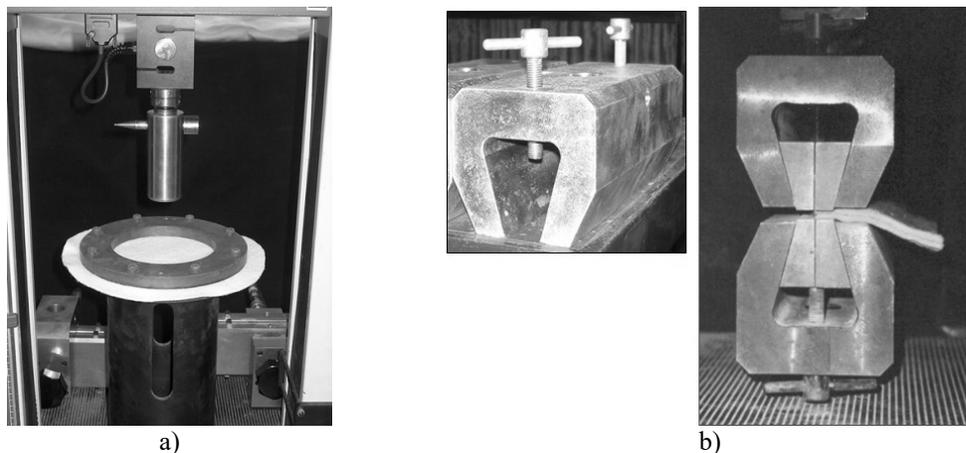


Fig. 4 – Protótipos de: a) equipamento de ensaio de punção estático (CBR test); b) garras mecânicas para o ensaio de tração-extensão.

2.2 – Estudo dos geossintéticos como materiais de controlo ambiental

O projeto de investigação (PRAXIS XXI 3/3.1/CEG/2598/95), intitulado “Estudo dos geossintéticos como materiais de controlo ambiental”, decorreu entre 1997 e 2000 e foi financiado pela JNICT. A instituição proponente foi a FEUP e as instituições participantes foram o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC, a Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCT-UC) e a Faculdade de Ciências da Universidade do Porto (FCUP). A investigadora responsável do projeto foi Maria de Lurdes Lopes.

Os objetivos desta investigação foram:

- a caracterização mecânica dos geossintéticos a curto prazo;
- a caracterização mecânica das interfaces solo-geossintético através de ensaios de arranque e de corte em plano inclinado;
- a caracterização da durabilidade dos geossintéticos;
- o estudo das técnicas e métodos de instrumentação e observação de taludes reais;
- a construção, instrumentação e observação de um talude reforçado com geossintéticos – análise do comportamento e da estabilidade global.

Em simultâneo com este projeto competitivo decorreram 2 ações no âmbito do protocolo de investigação JAE-FEUP intituladas: 1ª) Aterro reforçado com geogrelhas – IP3, lanço Régua/Reconcos – conceção, construção e observação; 2ª) Danificação durante a construção de geossintéticos – estudo de coeficientes de segurança a adotar.

Como indicadores mais relevantes destes projetos pode-se referir: a) o desenvolvimento de 2 protótipos de equipamentos de ensaio de geossintéticos; b) 2 instalações piloto; c) 1 dissertação de doutoramento e 2 dissertações de mestrado.

Os protótipos de equipamentos de ensaio de geossintéticos desenvolvidos foram o de ensaio de corte em plano inclinado (Figura 5) e o de ensaio de danificação durante a instalação (Figura 6).

No ensaio de corte em plano inclinado obtém-se informação acerca da resistência das interfaces solo-geossintéticos instalados em taludes e sob tensão de confinamento baixa. Uma descrição exaustiva do ensaio pode ser encontrada em Costa-Lopes (2001) e Lopes et al. (2001).

No ensaio de danificação durante a instalação (DDI) de geossintéticos simula-se os danos que estes materiais sofrem durante a construção decorrentes de diferentes ações, em particular da compactação dos materiais adjacentes. Uma descrição exaustiva deste ensaio pode ser encontrada em Paula (2003) e Paula et al. (2004).

Na Figura 7 apresenta-se as diferentes fases de análise dos resultados do ensaio de danificação durante a instalação: a) inspeção visual; b) análise por microscopia eletrónica de varrimento; c) resistência residual.

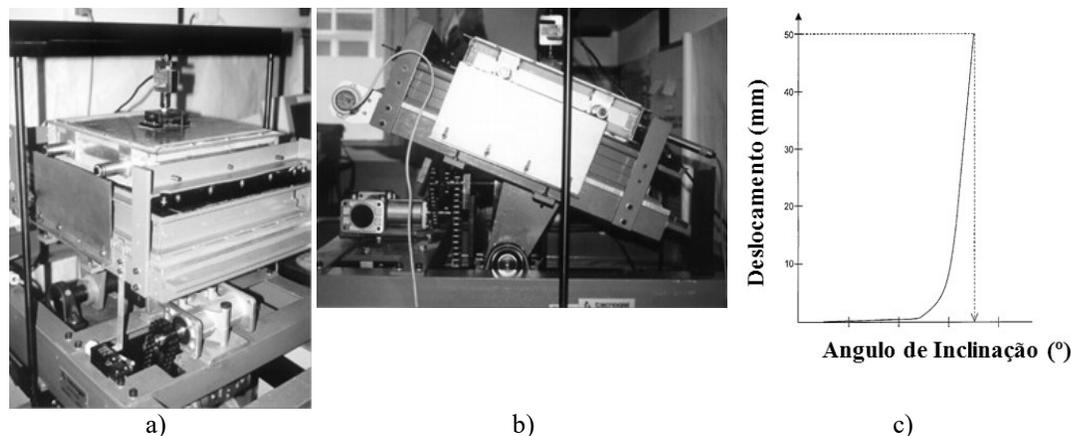


Fig. 5 – Ensaio de corte em plano inclinado: a) início do ensaio; b) ensaio em curso; c) apresentação dos resultados do ensaio.

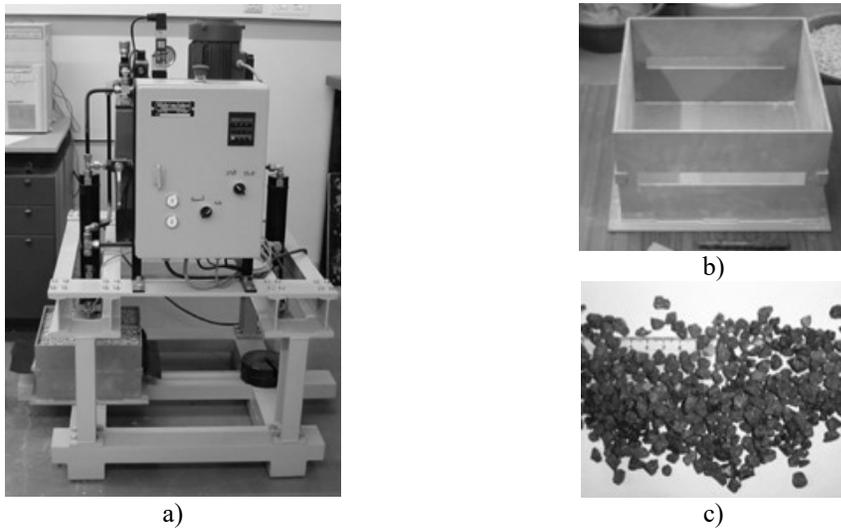


Fig. 6 – Equipamento de simulação da danificação durante a instalação de geossintéticos. a) vista global do equipamento; b) caixa onde se confina superior e inferiormente o geossintético; c) material confinante (brita siliciosa - *corundum*).

De notar que a resistência residual é definida em relação ao valor da propriedade em análise da amostra intacta.

A Figura 8 apresenta o aterro reforçado com geogrelhas do IP3 (lanço Régua-Reconcos) concebido, construído, instrumentado e observado durante 10 meses após a construção.

O aterro reforçado constitui um restabelecimento do IP3 com cerca de 106,2m de comprimento. O ângulo de inclinação dos taludes é de 60°. Os reforços foram colocados na horizontal com um espaçamento de 0,60m.

O perfil instrumentado (km 0+150) corresponde à altura máxima do aterro, estando reforçado com geogrelhas numa altura de 19,6m no extradorso. Neste perfil o comprimento dos reforços é de 11m.

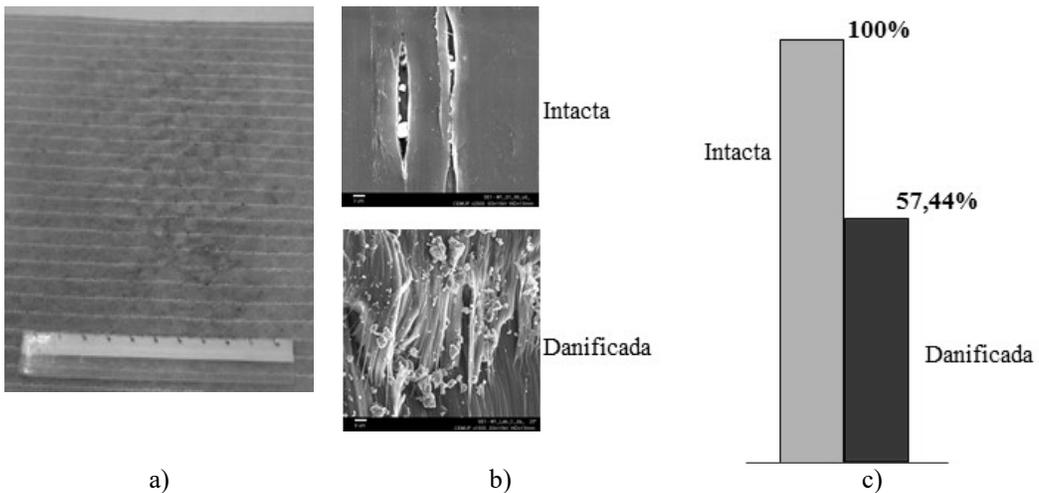


Fig. 7 – Fases de análise dos resultados do ensaio de danificação durante a instalação: a) inspeção visual; b) microscopia eletrónica de varrimento; c) resistência residual.

O aterro foi instrumentado com o objetivo de se observar o seu comportamento em termos de: i) deformações instaladas nos reforços; ii) deslocamentos internos; iii) deslocamentos da face; iv) tensões verticais.

Para o registo das deformações instaladas nos reforços foram usados extensómetros lineares espaçados de 0,50m nos níveis 4, 18 e 26 de reforço (Figuras 8 e 9). Os deslocamentos internos do aterro foram registados através de 2 tubos inclinométricos (I1 e I2 na Figura 8). Os deslocamentos da face foram medidos topograficamente através de 13 alvos colocados ao longo da altura do extradorso do perfil. As pressões de terras foram medidas através de células de tensões totais colocadas à cota dos níveis de reforço 4, 18 e 26.

Uma descrição detalhada da instalação piloto pode ser encontrada em Mendonça (2004). A título de exemplo apresenta-se na Figura 9 os resultados da observação das deformações instaladas nos reforços no fim da construção e 10 meses depois.

A outra instalação piloto executada, tal como a anterior, no âmbito do protocolo de investigação JAE-FEUP, consistiu na execução de aterros experimentais provisórios com o objetivo de aferir *in situ* a influência da danificação durante a instalação no comportamento mecânico a curto e a longo prazo dos geossintéticos. Para tal, foram utilizados 2 tipos de solo

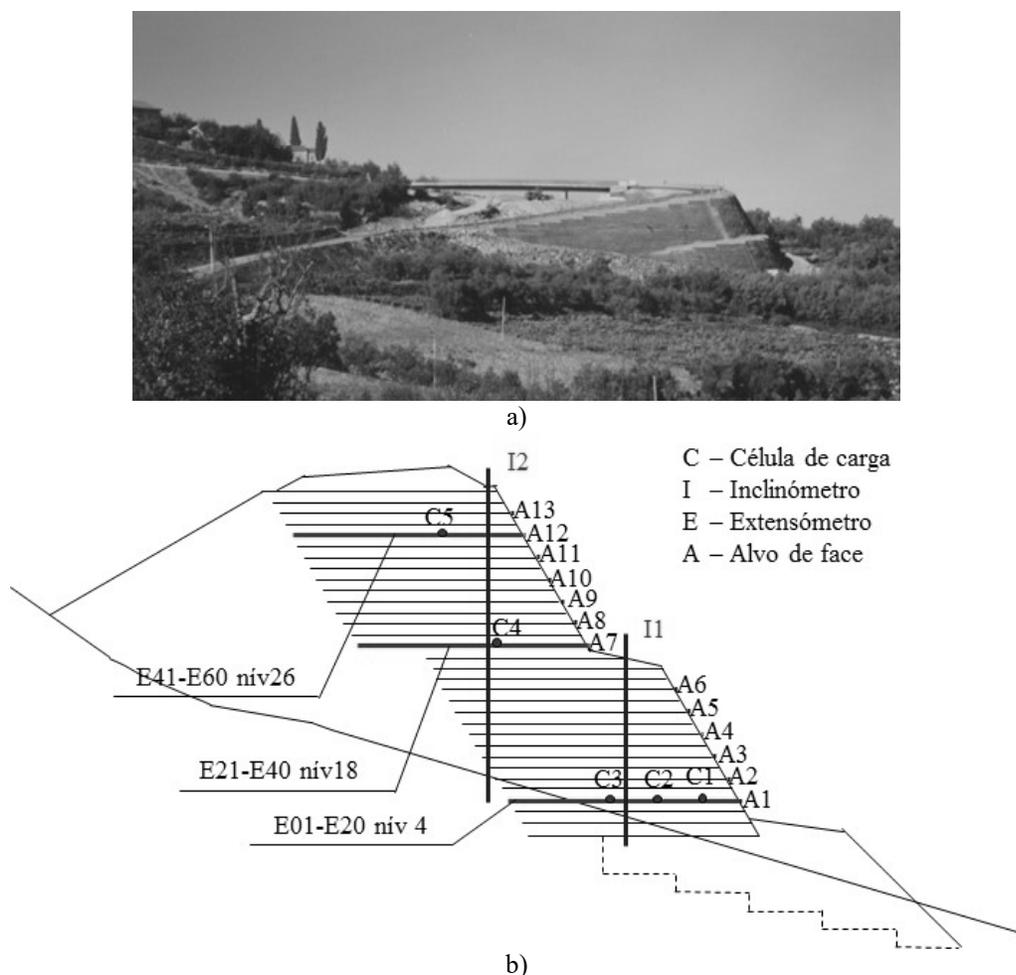


Fig. 8 – Aterro reforçado com geogrelhas do IP3 (lanço Régua-Reconcos): a) vista geral; b) perfil instrumentado (km 0+150).

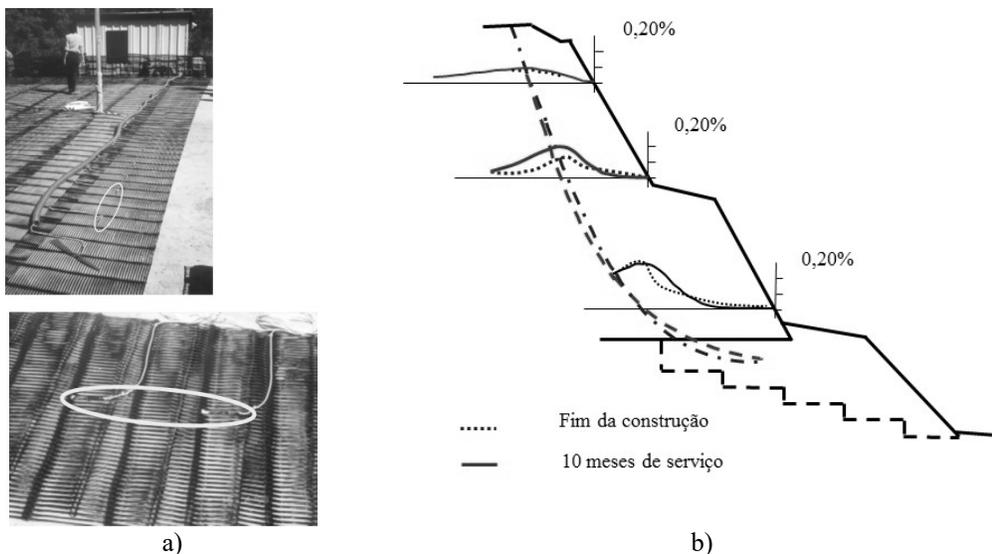


Fig. 9 – Deformações nos reforços: a) instrumentação; b) deformações instaladas no fim da construção e ao fim de 10 meses de serviço.

compactados, cada um, com 2 energias de compactação distintas e 8 tipos de geossintéticos diferentes.

Nas Figuras 10 e 11 pode observar-se a sequência da execução desses aterros experimentais, nomeadamente a: preparação da fundação; colocação dos geossintéticos; espalhamento e compactação do solo confinante; exumação dos geossintéticos.

Uma descrição detalhada deste estudo pode ser encontrada em Pinho-Lopes (2006).

A investigação descrita ao longo desta secção deu origem a uma dissertação de doutoramento em 2004 (“Estudo do comportamento de estruturas reforçadas com geogrelhas” de António Agostinho Martins Mendonça) e várias dissertações de mestrado de entre as quais se destacam as seguintes:

- “Estudo da influência da granulometria do solo e da estrutura do reforço nos mecanismos de interação solo-geossintético” de Margarida Pinho-Lopes, em 1999;
- “Estudo dos fenómenos de interação solo-geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado” de Patrícia Costa-Lopes, em 2001.

Neste mesmo período o trabalho intitulado “Mecanismos de interacção solo-geogrelhas – papel da granulometria do solo e das barras transversais do reforço” de Pinho-Lopes e Lopes (1999), foi Prémio Revista Geotecnia (1998/99).

2.3 – Comportamento sísmico de muros e taludes reforçados com geossintéticos

O primeiro projeto competitivo financiado após a criação, em 2002, do Laboratório de Geossintéticos da FEUP (LGS-FEUP) foi o projeto de investigação (POCTI / ECM / 42806 / 2001), intitulado “Comportamento sísmico de muros e taludes reforçados com geossintéticos”, que decorreu entre 2002 e 2005 e foi financiado pela FCT. A instituição proponente foi a FEUP e a instituição participante foi o LNEC. A investigadora responsável do projeto foi Maria de Lurdes Lopes.

Os objetivos desta investigação foram:

- a construção de um protótipo laboratorial de um equipamento de corte directo cíclico para caracterização da resistência ao corte do solo e das interfaces solo-geossintético e geossintético-geossintético;

- a caracterização de interfaces solo-geossintético em condições de carregamento monotônico e cíclico;
- a caracterização de interfaces solo-geossintético para tensões de confinamento cíclicas;
- o desenvolvimento de metodologias de dimensionamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos;
- a modelação numérica do comportamento sísmico de estruturas de solo reforçado com geossintéticos

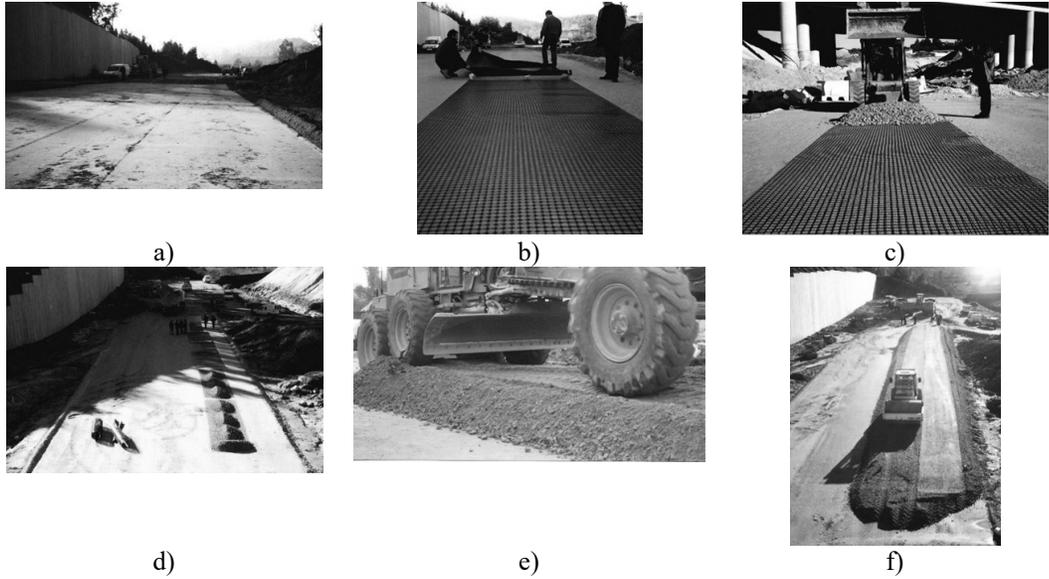


Fig. 10 – Execução dos aterros experimentais provisórios: a) fundação; b) colocação dos geossintéticos; c) e d) colocação do solo; e) espalhamento do solo; f) compactação do solo.

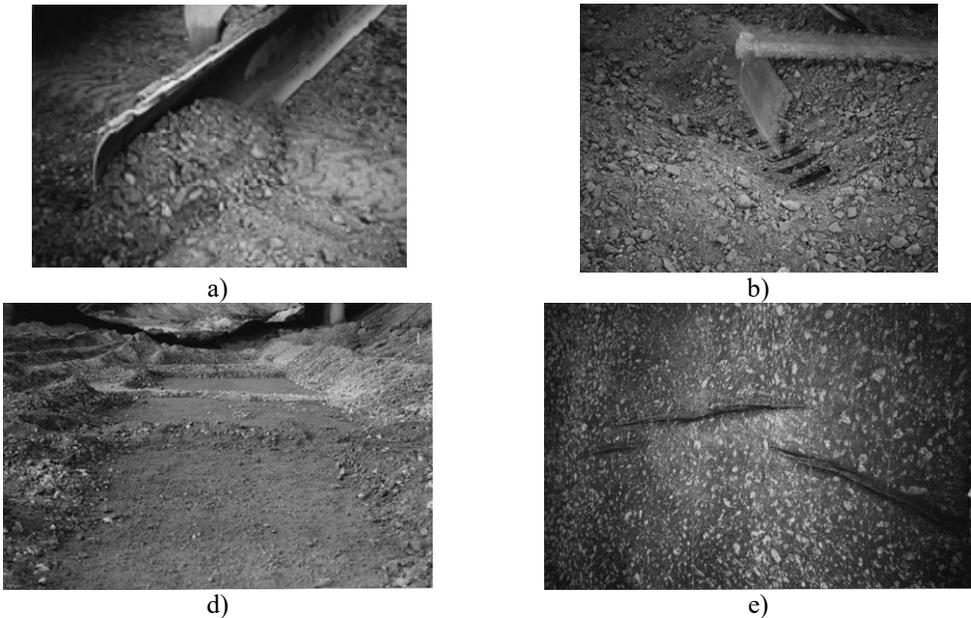
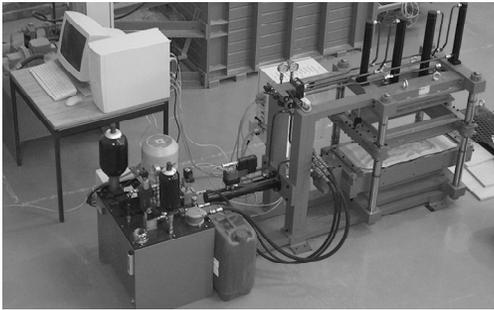
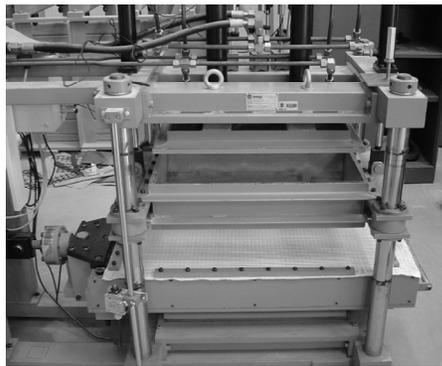


Fig. 11 – a) b) Exumação dos geossintéticos; c) fundação após exumação dos geossintéticos; d) geossintético após instalação em obra.



a)

b)



c)

Fig. 12 – Equipamento de corte directo cíclico: a) vista geral; b) equipamento sem caixa inferior; c) equipamento com caixa inferior.

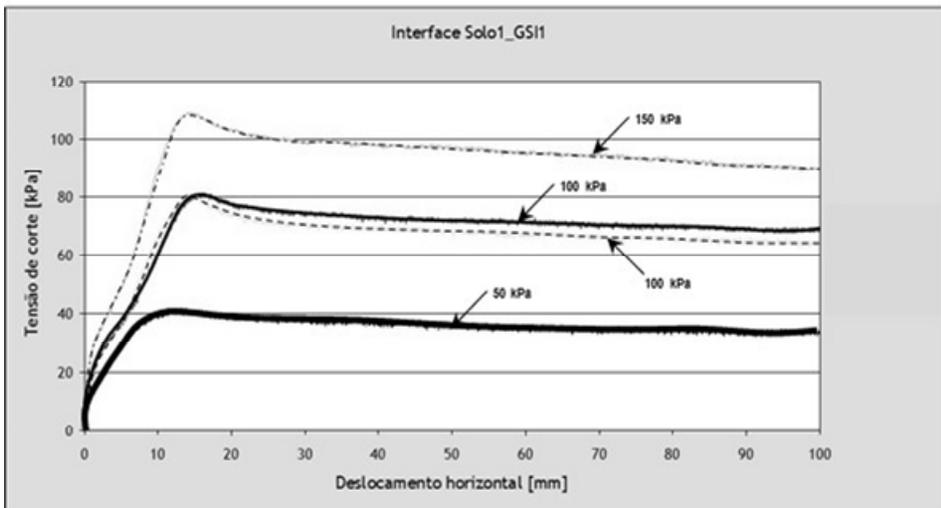


Fig. 13 – Resultados do ensaio de corte directo numa interface solo-geossintético.

A Figura 12 apresenta o equipamento de ensaio de corte direto cíclico desenvolvido. Este equipamento possibilita o estudo do comportamento das interfaces material confinante/geossintético, em condições estáticas e cíclicas, quando o movimento que ocorre na interface é de corte direto.

As dimensões em planta da caixa de corte são 300mm x 600mm e a altura das caixas inferior e superior é de 100mm. O equipamento possui atuadores hidráulicos de efeito duplo, a força horizontal de corte máxima é de 50kN e a tensão normal máxima é de 220kN. Uma descrição detalhada do equipamento pode ser encontrada em Vieira (2008).

A Figura 13 apresenta os resultados de um ensaio de corte direto de interfaces solo-geossintético.

Tendo por base a investigação desenvolvida neste projeto foi aprovada em 2008 a dissertação de doutoramento intitulada “Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos. Comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento” de Castorina Vieira.

2.4 – Estudo da durabilidade dos geossintéticos com vista a uma melhor definição dos seus coeficientes de segurança

O projeto de investigação (POCTI / ECM / 42822 / 2001), intitulado “Estudo da durabilidade dos geossintéticos com vista a uma melhor definição dos seus coeficientes de segurança”, decorreu entre 2002 e 2005 e foi financiado pela FCT. A instituição proponente foi a FEUP e a instituição participante foi o FCUP. A investigadora responsável do projeto foi Maria de Lurdes Lopes.

O principal objetivo do projeto foi o estudo dos comportamentos dos geossintéticos a curto e longo prazo, com materiais intactos e danificados por agentes mecânicos (danificação durante a instalação), físicos (agentes atmosféricos) e químicos (termo-oxidação, soluções ácidas e alcalinas, hidrólise). Na Figura 14 representa-se esquematicamente a sequência da investigação desenvolvida.

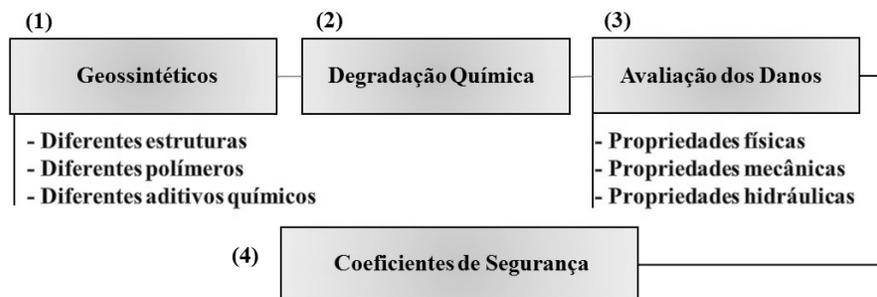


Fig. 14 – Representação esquemática da investigação desenvolvida.

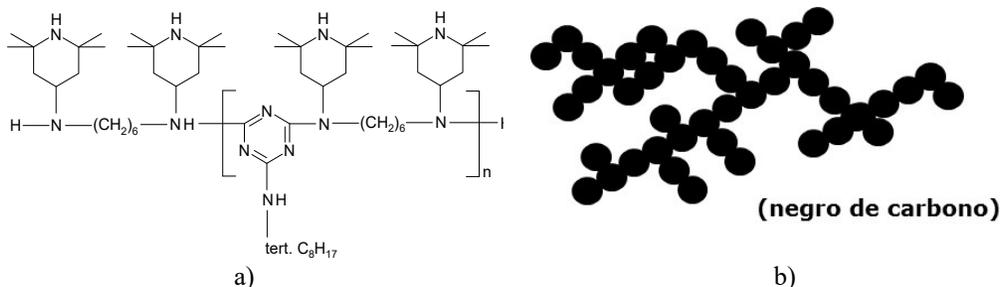
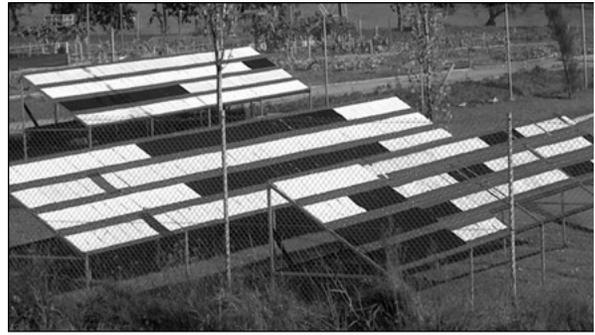


Fig. 15 – Aditivos: a) Chimassorb 944; b) negro de carbono.



(QUV Weathering Tester)

a)



(envelhecimento climático)

b)

Fig. 16 – Envelhecimento climático: a) em laboratório; b) em campo.

Os geotêxteis utilizados no estudo eram não tecidos em polipropileno aditivados com Chimassorb 944 ou negro de carbono (Figura 15). Os agentes de degradação química considerados foram os líquidos (ácidos, bases, hidrólise), a termo-oxidação, o envelhecimento climático (em laboratório) (Figura 16a) e o envelhecimento climático (em campo) (Figura 16b).

Para além da instalação piloto de envelhecimento climático de geossintéticos sob condições de degradação reais (Figura 16b) desenvolveu-se um protótipo do equipamento para a realização de ensaios de termo-oxidação (Figura 17) e propôs-se uma nova metodologia de ensaio.

No projeto foi ainda avaliada a influência da ação de agentes mecânicos no comportamento força-extensão a curto prazo e força-extensão-tempo, bem como na interação solo-geossintético e geossintético-geossintético. Avaliou-se também a validade dos ensaios de danificação em laboratório versus ensaios *in situ*. No final do projeto sugeriu-se alterações aos valores correntes dos coeficientes de segurança para os geossintéticos. Para além do protótipo *Thermoxis* (Figura 17), ao longo do projeto foram desenvolvidos mais 7 protótipos (Figura 18): a) equipamento de ensaio de abrasão; b) garras hidráulicas; c) garras cilíndricas; d) equipamento de ensaio de punçoamento dinâmico; e) equipamento de ensaio de fluência e rotura em fluência; f) equipamento de ensaio de capacidade de escoamento no plano; g) equipamento de ensaio de permeabilidade normal.



(protótipo *Thermoxis*)

Fig. 17 – Protótipo do equipamento para a realização de ensaios de termo-oxidação.

Com base na investigação desenvolvida no projeto destaca-se a conclusão de 2 dissertações, uma de mestrado, em 2003, intitulada “Danificação durante a instalação – avaliação laboratorial da influência no comportamento dos Geossintéticos” de António Miguel Paula, e outra de doutoramento, em 2004, intitulada “Estudo dos coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão de solos e de estabilização de maciços com geossintéticos”, de Margarida Pinho-Lopes.

À publicação de 2004 na revista Geotecnia nº 102, pp 71-83, intitulada “Avaliação laboratorial da danificação durante a instalação de geossintéticos. Influência do material de confinamento” de António M. Paula; Margarida P Lopes; M. Lurdes Lopes foi atribuído o Prémio Revista Geotecnia (Menção Honrosa) (2004/05).

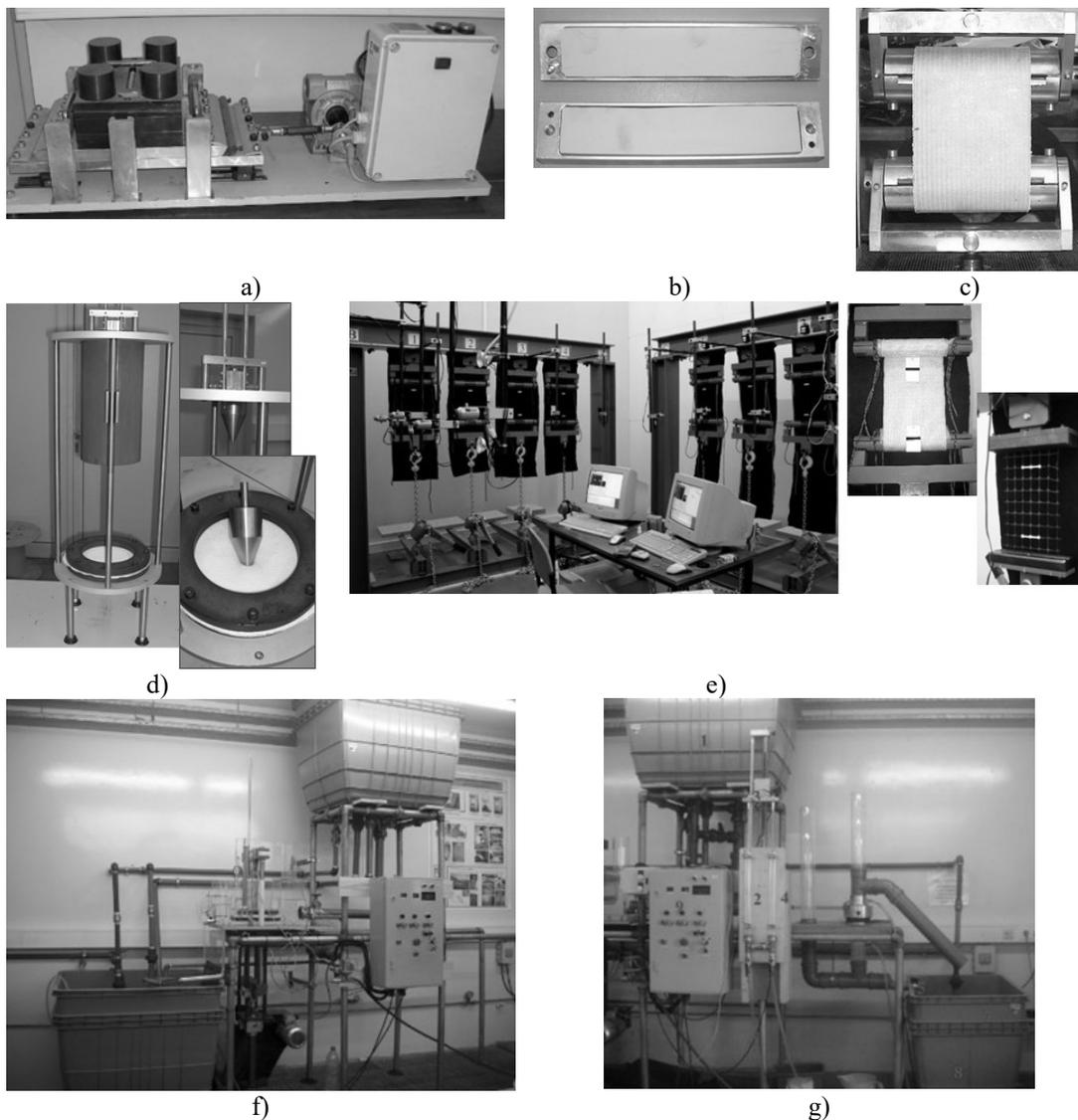


Fig. 18 – Protótipos: a) equipamento de ensaio de abrasão; b) garras hidráulicas; c) garras cilíndricas; l) equipamento de ensaio de punção dinâmico; e) equipamento de ensaio de fluência e rotura em fluência; f) equipamento de ensaio de capacidade de escoamento no plano; g) equipamento de ensaio

2.5 – Análise experimental da estabilidade de geocontentores sob a ação da agitação marítima (GeoWAVE)

O projeto de investigação (POCI / ECM / 60807 / 2004), intitulado “Análise experimental da estabilidade de geocontentores sob a ação da agitação marítima (GeoWAVE)”, decorreu entre 2005 e 2008 e foi financiado pela FCT. A instituição proponente foi o IHRH da UP e a instituição participante foi a FEUP. A investigadora responsável do projeto foi Maria de Lurdes Lopes.

Os objetivos da investigação deste projeto foram:

- identificar os parâmetros e processos críticos para o comportamento hidráulico e estabilidade de sistemas de controlo de erosão dunar utilizando sacos geotêxteis cheios com areia;
- identificar as zonas da estrutura mais solicitadas e aquelas que tem que ser explicitamente considerados no dimensionamento deste tipo de sistemas;
- estudar o efeito da reflexão da onda na estrutura, designadamente o seu impacto no aumento da erosão na praia frontal e na estabilidade da fundação;
- estudar possíveis efeitos de escala.

Os principais indicadores da investigação desenvolvida foram:

- a execução de uma instalação piloto de uma estrutura de proteção costeira em geo-sacos em Ofir (Figura 19);
- o desenvolvimento de uma aplicação computacional designada por SynthCOAST, que consiste numa ferramenta de apoio à decisão sobre a incorporação de geossintéticos em estruturas de defesa costeira, baseada na experiência adquirida em obras realizadas, em resultados obtidos em estudos de modelação física e em recomendações técnicas e construtivas existentes;
- uma dissertação de doutoramento, em 2011, intitulada “Experimental stability analysis of geotextile encapsulated-sand systems under wave-loading”, de Luciana Paiva das Neves;
- uma dissertação de mestrado, em 2007, intitulada “Aplicação informática de apoio à seleção de sistemas de proteção costeira com geossintéticos”, de Susana Pereira Garcia.

2.6 – Durabilidade de geossintéticos expostos a agentes físicos e químicos (GeoChem)

O projeto de investigação (PTDC/ECM/67547/2006), intitulado “Durabilidade de geossintéticos expostos a agentes físicos e químicos (GeoChem)”, decorreu entre 2008 e 2011 e foi financiado pela FCT. A instituição proponente foi a FEUP e a instituição participante foi a FCUP. A investigadora responsável do projeto foi Maria de Lurdes Lopes.

Os objetivos da investigação deste projeto foram:

- a exposição em laboratório a líquidos, termo-oxidação e envelhecimento climatérico;
- a exposição *in situ* a envelhecimento climatérico;
- a exposição *in situ* a agentes de degradação presentes em ambientes marinhos (UV, água do mar, ação das marés);



Fig. 19 – Instalação piloto de estrutura de proteção costeira em geo-sacos.

- a exposição *in situ* a agentes do solo (microrganismos, roedores, plantas, raízes);
- a avaliação de sinergismos entre agentes de degradação químicos;
- o desenvolvimento de um método para a determinação do Chimassorb 944 em geotêxteis de PP por cromatografia líquida de alta eficiência com detecção UV;
- a análise do grau de fotodegradação de geotêxteis por espectroscopia de infravermelho com transformada de Fourier (FTIR);
- a análise de produtos de fotodegradação de geotêxteis por cromatografia gasosa e líquida com detecção por massa (GC-MS e LC-MS).

Como principais indicadores da investigação desenvolvida destacam-se:

- 2 instalações piloto, uma de exposição dos geossintéticos aos agentes do solo e outra de exposição dos geossintéticos em ambientes marinhos (Figura 20);
- a Patente de invenção nacional n.º 104126 (2008) “Equipamento e método para testar a resistência dos geossintéticos à termo-oxidação” (P.J. Almeida, M.L. Lopes, J.R. Carneiro);
- uma dissertação de doutoramento, em 2009, intitulada “Durabilidade de materiais geossintéticos em estruturas de carácter ambiental - a importância da incorporação de aditivos químicos”, de José Ricardo Carneiro;
- o início, em 2013, de um projeto de investigação pós-doutoral intitulado “Estudo dos efeitos sinérgicos dos agentes de Degradação no comportamento a longo prazo dos Geossintéticos” por José Ricardo Carneiro.

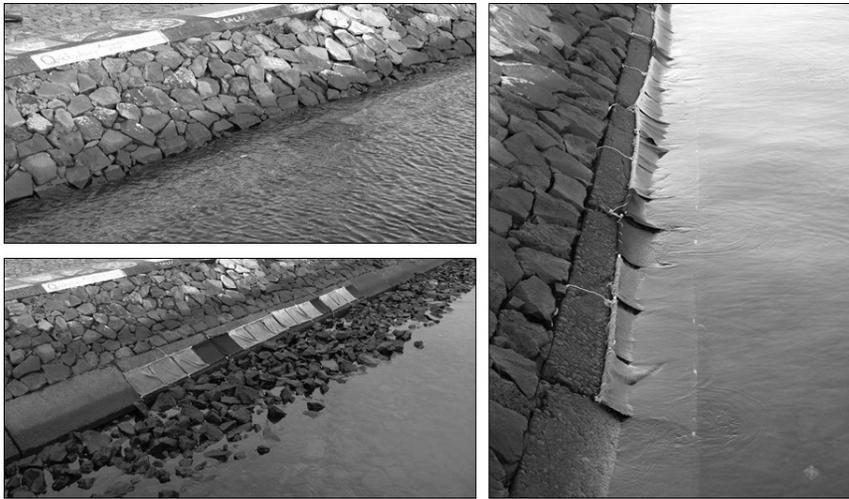


Fig. 20 – Instalação piloto de exposição dos geossintéticos em ambientes marinhos.

2.7 – Durabilidade associada à resistência de geossintéticos – GeoEndurance

O projeto de investigação (PTDC/ECM/099087/2008) intitulado, “Durabilidade associada à resistência de geossintéticos – GeoEndurance”, decorreu entre 2010 e 2013 e foi financiado pela FCT. A instituição proponente foi a Universidade de Aveiro (UA) e a instituição participante foi a FEUP. A investigadora responsável do projeto foi Margarida Pinho-Lopes.

O principal objetivo da investigação deste projeto foi o estudo do efeito em propriedades mecânicas e hidráulicas de geossintéticos de agentes e mecanismos relativos à durabilidade associada à resistência: danificação durante a instalação, fluência, abrasão e fluência em compressão.

A metodologia seguida para atingir este objetivo está exposta na Figura 21.



Fig. 21 – Metodologia de investigação.

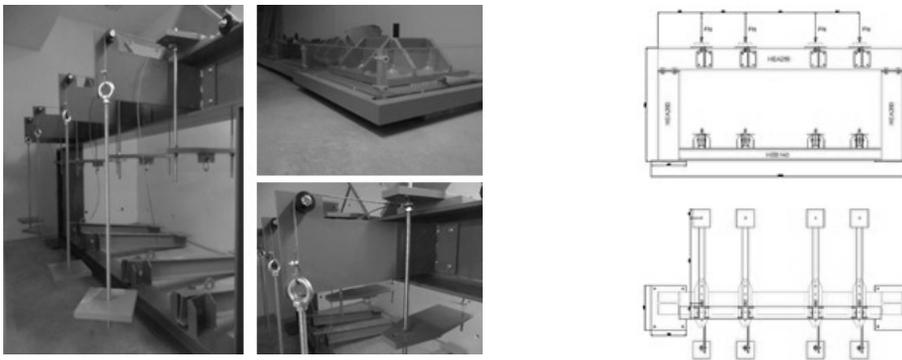


Fig. 22 – Protótipo de equipamento de ensaio de fluência em compressão.

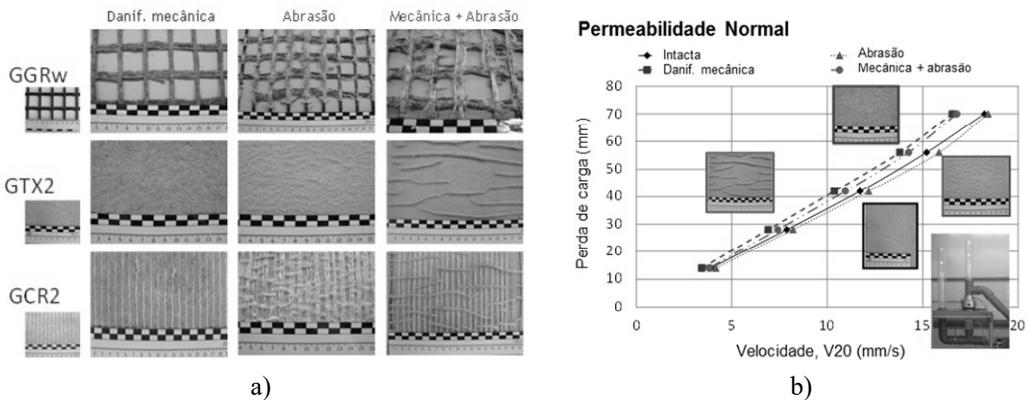


Fig. 23 – Sinergia entre agentes e mecanismos que afetam a durabilidade associada à resistência de geossintéticos: a) inspeção visual; b) efeito na permeabilidade normal.



Fig. 24 – Caso de estudo: muros das marinhas de sal na Ria de Aveiro.

Ao longo do projeto desenvolveu-se um protótipo do equipamento de ensaio de fluência em compressão (Figura 22) e uma aplicação computacional para o dimensionamento de filtros granulares em geotêxtil. Constatou-se a existência de sinergia entre agentes e mecanismos que afetam a durabilidade associada à resistência de geossintéticos (Figura 23). Foram determinados e propostos valores para os coeficientes de redução a usar no dimensionamento dos geossintéticos, tendo-se implementado ferramentas de apoio a projetistas que incluem bases de dados para os coeficientes de redução que representem a durabilidade associada à resistência de geossintéticos.

Os resultados da investigação foram aplicados a casos de estudo relevantes (Figura 24) para divulgação da base de dados (coeficientes de redução), guiando os utilizadores na sua utilização.

Como indicadores mais relevantes da investigação realizada no projeto, refira-se a dissertação de doutoramento, em 2012, intitulada “Estudo dos coeficientes de segurança por danificação durante a instalação e por fluência em estruturas reforçadas com geossintéticos” de António Miguel Paula e, em 2010, a publicação do livro intitulado “A Durabilidade dos Geossintéticos” da autoria de Margarida Pinho-Lopes e Maria de Lurdes Lopes.

2.8 – Utilização de solos “pobres” na execução de estruturas reforçadas com geossintéticos. Estudo experimental do comportamento (ValorSoil)

O projeto de investigação (PTDC/ECM/100975/2008), intitulado “Utilização de solos “pobres” na execução de estruturas reforçadas com geossintéticos. Estudo experimental do comportamento (ValorSoil)”, decorreu entre 2010 e 2013 e foi financiado pela FCT. A instituição proponente foi a FEUP e a instituição participante foi a UA. A investigadora responsável do projeto foi Maria de Lurdes Lopes.

Os objetivos da investigação deste projeto foram:

- contribuir para uma construção mais económica e tecnicamente eficiente;
- estudar a possibilidade de utilizar solos de baixa qualidade em estruturas de solo reforçadas com geossintéticos;
- analisar o comportamento mecânico do solo isolado e reforçado com geossintéticos através da realização de ensaios triaxiais;
- estudar o comportamento das interfaces solo (de baixa qualidade) - geossintético em movimento de arranque, de corte direto e de corte em plano inclinado em condições de carregamento monotónico e cíclico;
- avaliar a influência do teor em água do solo e do tipo de geossintético no comportamento das interfaces solo-geossintético;
- analisar numericamente o comportamento de solos finos reforçados com geossintéticos.

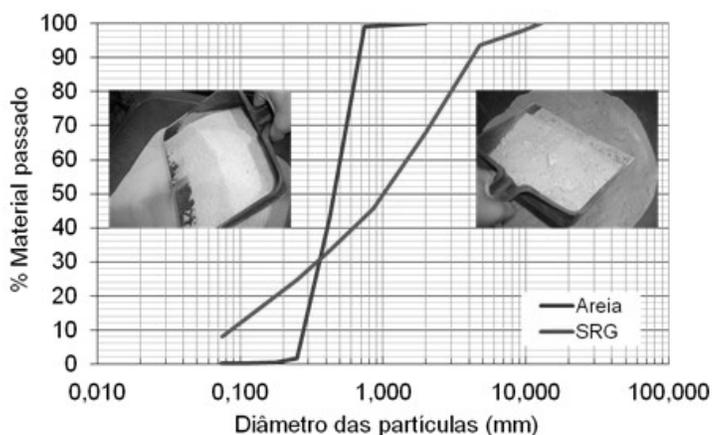


Fig. 25 – Solos utilizados na investigação.

Os principais desenvolvimentos deste projeto de investigação consistiram (em):

- o estudo da interação solo “pobre”- geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado, corte direto e arranque, avaliando a influência do teor em água do solo (Figura 25), da compactidade do solo e do tipo de geossintético (Figura 26);
- o estudo da influência do reforço no comportamento do solo através de ensaios triaxiais (Figura 27) e de CBR (Figura 28)
- a modelação numérica do comportamento de solos finos reforçados com geossintéticos, em particular dos processos construtivo e de consolidação (Figura 29),

Como indicadores mais relevantes da investigação realizada no projeto refira-se as dissertações de doutoramento, em 2015, intituladas “Interação solo-geossintético em condições de carregamento monotónico e cíclico” e “Análise experimental e numérica do comportamento de estruturas de solo reforçado com geossintéticos: solo granular versus fino”, respetivamente de Fernanda Bessa Ferreira e David Miranda Carlos.

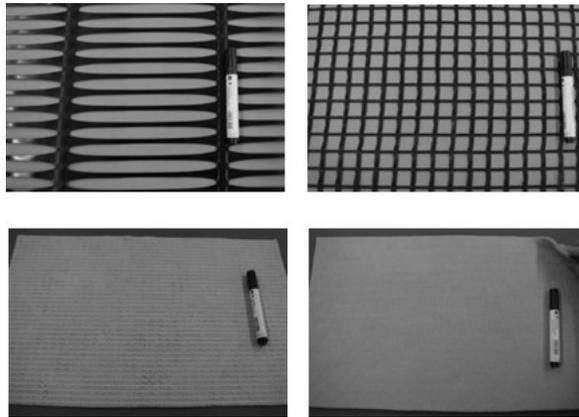
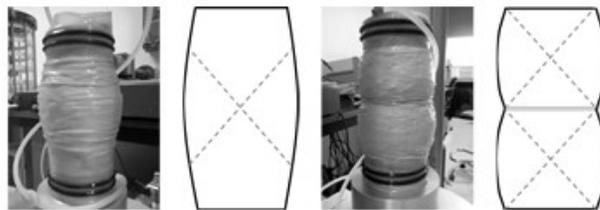


Fig. 26 – Geossintéticos utilizados na investigação.



Solo isolado e reforçado

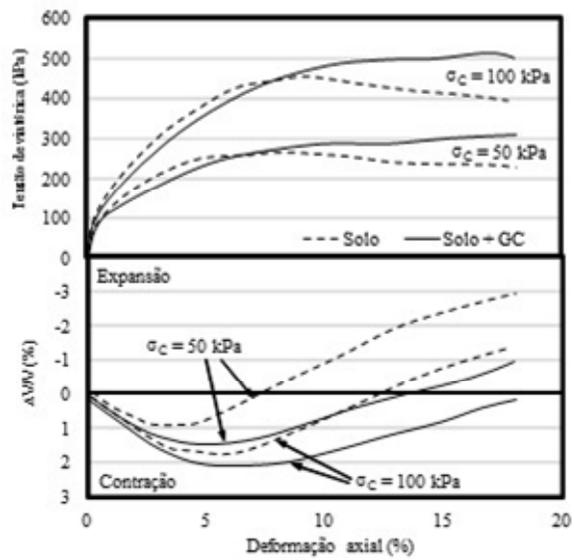


Fig. 27 – Ensaio triaxiais do solo isolado e reforçado.

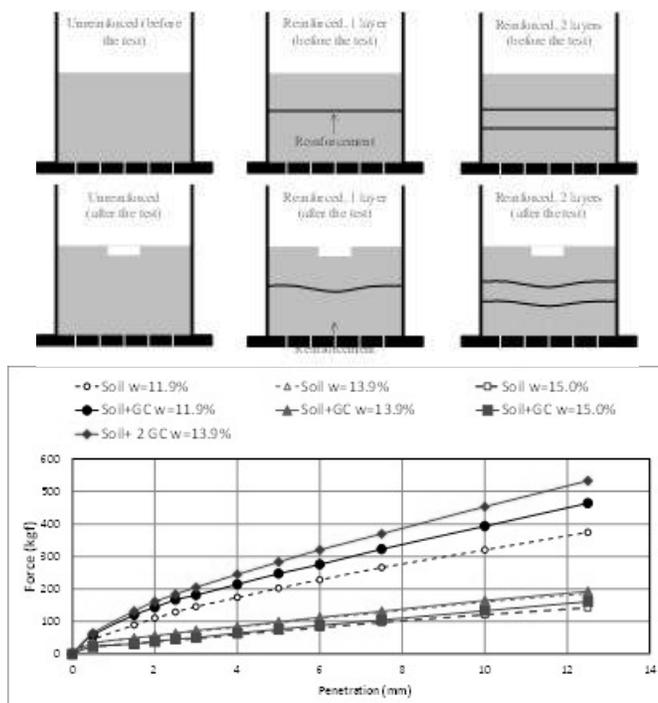


Fig. 28 – Ensaio CBR do solo não reforçado e reforçado.

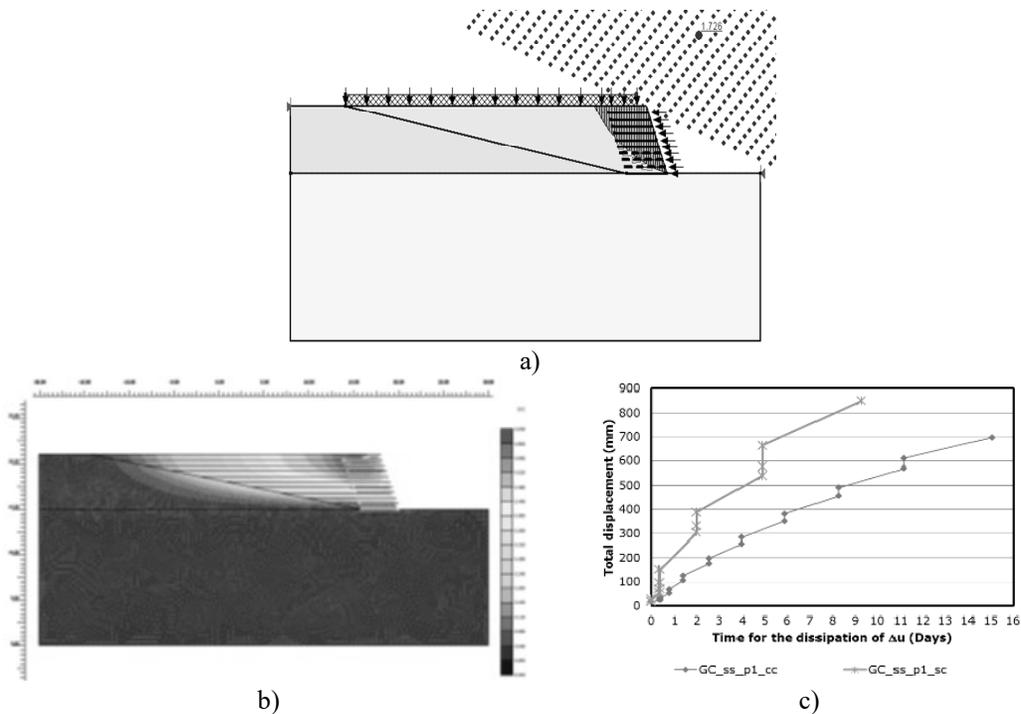


Fig. 29 – a) Modelação numérica do comportamento de solos finos reforçados com geossintéticos; b) processo construtivo; c) processo de consolidação.

2.9 – Avaliação dos níveis de segurança associados a erosões localizadas devidas a geossistemas utilizados para controlo da erosão costeira na costa portuguesa (ScourCoast)

O projeto de investigação (PTDC/ECM/122760/2010), intitulado “Avaliação dos níveis de segurança associados a erosões localizadas devidas a geossistemas utilizados para controlo da erosão costeira na costa portuguesa (ScourCoast)”, decorreu entre 2012 e 2015 e foi financiado pela FCT. A instituição proponente foi a FEUP e a investigadora responsável do projeto foi Maria de Lurdes Lopes.

Os objetivos da investigação deste projeto foram:

- estudar o atrito entre sistemas de confinamento de areia;
- a avaliação do potencial de liquefação induzida pela ação cíclica da agitação marítima;
- o estudo da estabilidade e do comportamento morfológico de sistemas de confinamento de areia, com base em ensaios em modelo físico de fundos móveis construído no LH-SHRHA-DEC-FEUP (Figura 30);
- analisar o desenvolvimento de erosões localizadas em torno dos sistemas de confinamento de areia, de acordo com a posição da estrutura e as condições hidrodinâmicas (Figura 31);
- investigar a eficiência de vários esquemas de proteção (Figura 32);
- estudar a interação onda-estrutura e os processos costeiros (*nearshore*) responsáveis pelo transporte de sedimentos;
- contribuir para uma construção mais económica e tecnicamente eficiente.

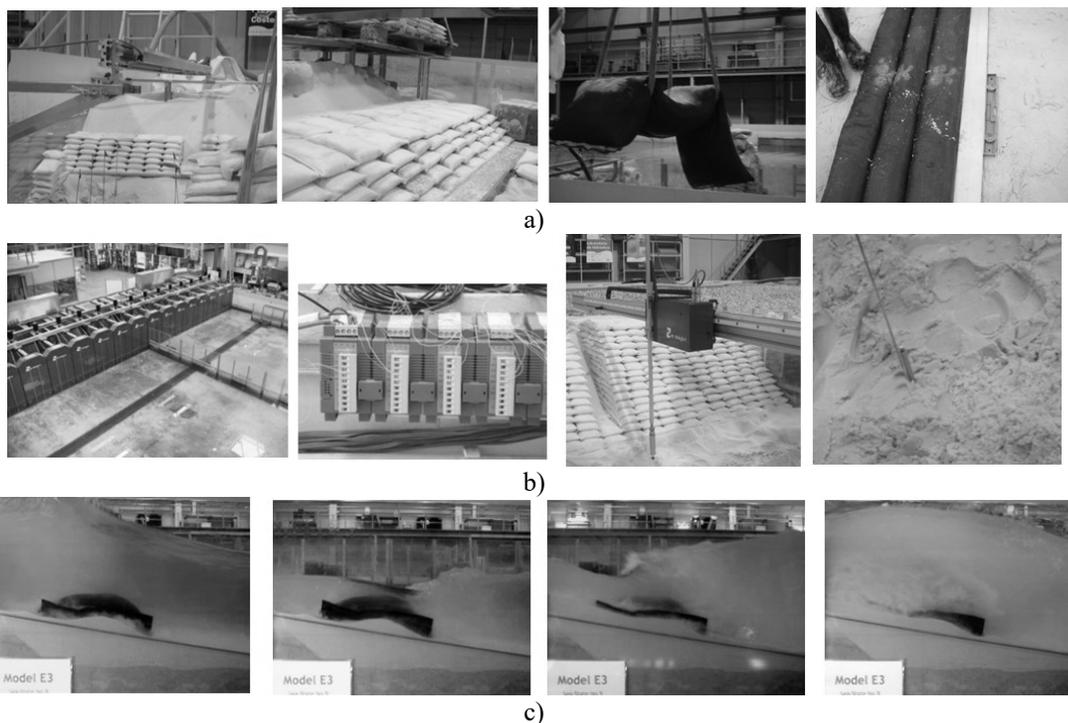


Fig. 30 – a) Aspectos da construção do modelo no tanque de ondas do LH-SHRHA-DEC-FEUP; b) Instrumentação; c) sequência de ondas.

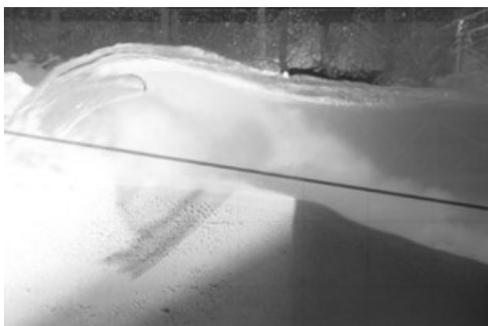
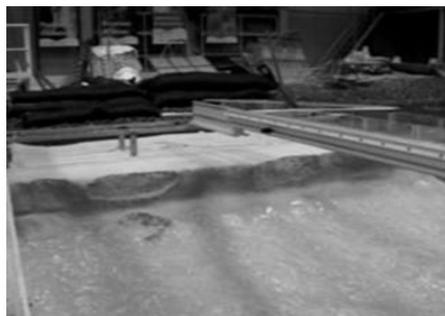


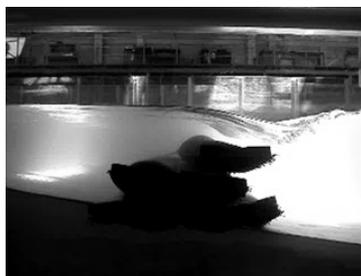
Fig. 31 – Sedimentos em suspensão no modelo físico.



a)



b)



c)

Fig. 32 – Eficiência de vários esquemas proteção: a) modelo A- duna não-reforçada (referência); b) modelos B a D - sistema de reforço dunar; c) Modelo E - estrutura submersa *nearshore*.

2.10 – Aplicação sustentável de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) em estruturas reforçadas com geossintéticos (RCD-Valor)

O projeto de investigação (PTDC/ECM-GEO/0622/2012), intitulado “Aplicação sustentável de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) em estruturas reforçadas com geossintéticos (RCD-Valor)”, decorreu entre 2013 e 2015 e foi financiado pela FCT. A instituição proponente foi a FEUP e a investigadora responsável do projeto foi Castorina Silva Vieira.

O objetivo fundamental da investigação deste projeto foi o estudo da possibilidade da utilização de RCD como material de aterro em estruturas reforçadas com geossintéticos (Figura 33).

Os materiais utilizados no estudo estão indicados na Figura 34. O comportamento das interfaces RCD/ geossintético foi estudado através de ensaios de corte direto e arranque. Foi executada uma instalação piloto que consistiu na construção de aterro experimental e exumação de amostras dos geossintéticos ao fim de 6, 12 e 24 meses de exposição (Figura 35). Os ensaios de corte direto realizados foram modelados numericamente através do FLAC3D (Figura 36) e o comportamento de aterros construídos com RCD e reforçados com geossintéticos foi modelado numericamente através do FLAC2D (Figura 37).



Fig. 33 – a) Resíduos de Construção e Demolição; b) agregado reciclado; c) aterro reforçado com geossintéticos.

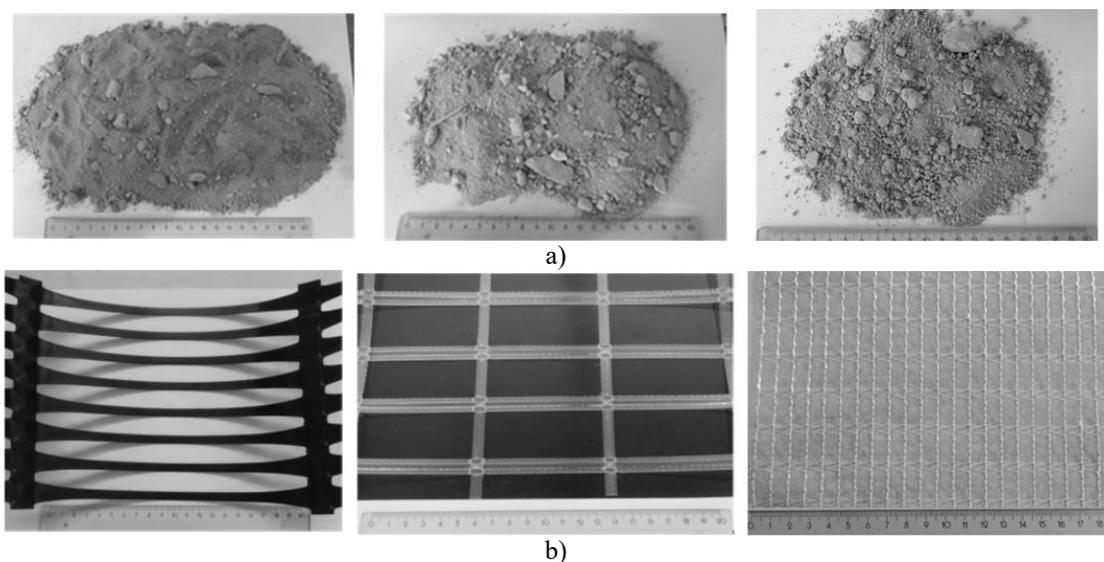


Fig. 34 – Materiais utilizados no estudo: a) RCD reciclado com granulometria fina; b) geossintéticos de reforço.



Fig. 35 – Instalação piloto.

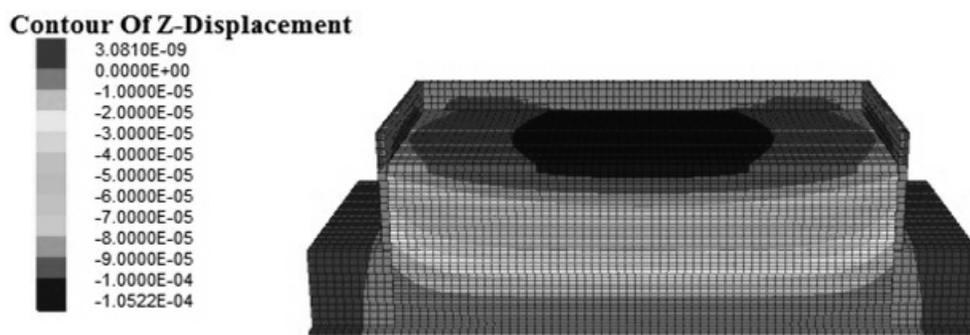


Fig. 36 – Modelação numérica do ensaio de corte direto (FLAC3D).

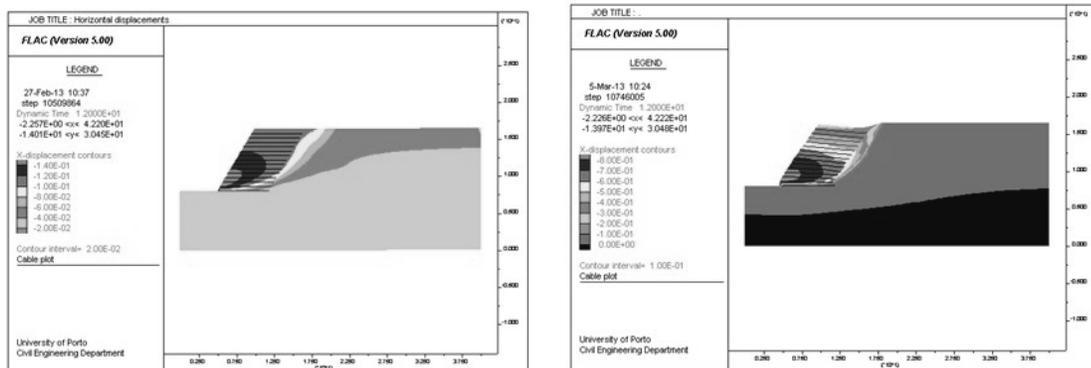


Fig. 37 – Modelação numérica do comportamento de aterros construídos com RCD e reforçados com geossintéticos (FLAC2D).

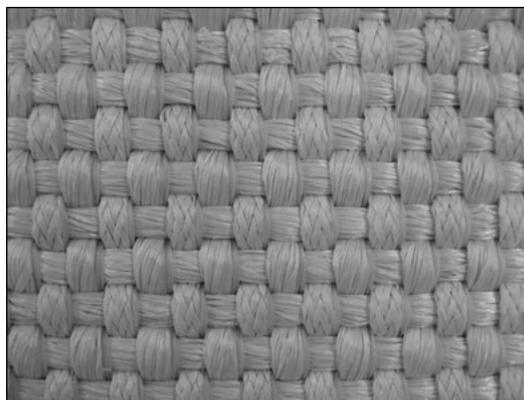
2.11 – Novas tecnologias de proteção costeira incorporando sistemas de confinamento de areias em material geossintético (GeoProtec)

O projeto de investigação (SI IDT – 23093/2011), intitulado “Novas tecnologias de proteção costeira incorporando sistemas de confinamento de areias em material geossintético (GeoProtec)”, decorreu entre 2013 e 2015 e foi financiado pela Agência de Inovação, S.A.. O projeto envolveu duas instituições: a Sicornete – Fios e Redes Lda e a FEUP.

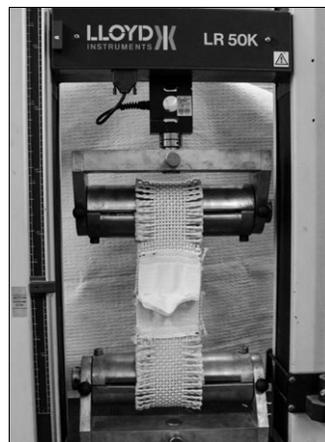
O objetivo fundamental da investigação deste projeto foi desenvolver um geossintético tecido para geocontentores a aplicar em condições de agitação marítima severa.

A Figura 38 mostra o geossintético desenvolvido durante o projeto, bem como o ensaio de tração de costuras, um dos muitos ensaios realizados pelo LGS da FEUP durante o desenvolvimento do produto.

A Figura 39 mostra a instalação piloto do geocontentor desenvolvido no projeto em serviço.



a)



b)

Fig. 38 – a) Geossintético desenvolvido para confinamento de areias; b) ensaio de tração de costuras.



Fig. 39 – Instalação piloto.

3 – NOTA FINAL

Ao longo deste trabalho procurou-se resumir a investigação desenvolvida na FEUP ao longo dos últimos 25 anos com base nos projetos de investigação financiados ao longo deste período.

4 – AGRADECIMENTOS

A autora agradece todo o apoio e disponibilidade para a elaboração deste trabalho das Prof.^{as} Margarida Pinho-Lopes, Castorina Vieira e Luciana Paiva das Neves e dos Doutores Feranada Ferreira e Ricardo Carneiro.

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 - CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.



5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Costa Lopes, C. P. F. (2001). *Estudo dos fenómenos de interação solo-geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado*. Dissertação de mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP, Porto.

- EN 13738 (2004). *Geotextiles and related products. Determination of pullout resistance in soil*. CEN, Brussels, Belgium.
- Lopes, M. L. (1992). *Muros reforçados com geossintéticos*. Dissertação de doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Lopes, M. L. (2012). “*Soil-geosynthetic interaction*”, Capítulo 2 do livro intitulado *Handbook of Geosynthetic Engineering*, ICE publishing, ISBN 978-0-7277-4175-2, pp. 45-66.
- Lopes, M. L. e Cardoso A. S. (1993). *Análise do comportamento de um muro reforçado com geossintéticos*. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Geotecnia, Nº 68, pp. 47-63, Lisboa.
- Lopes, P. C.; Lopes, M. L. e Lopes, M. P. (2001). *The inclined plane shear behaviour of geosynthetics – influence of soil particles size and geosynthetic structure*. Geosynthetics International Journal, 8(4), 327-342.
- Mendonça, A. A. M. (2004). *Estudo do comportamento de estruturas reforçadas com geogrelhas*. Dissertação de doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Paula, A. M. V. (2003). *Danificação durante a instalação – avaliação laboratorial da influência no comportamento dos geossintéticos*. Dissertação de mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP, Porto.
- Paula, A. M.; Pinho-Lopes, M. e Lopes, M. L. (2004). *Avaliação laboratorial da danificação durante a instalação de geossintéticos. Influência do material de confinamento*. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Geotecnia, nº 102, pp. 71-83, Lisboa.
- Pinho-Lopes, M. J. F. (2006). *Estudo dos coeficientes de segurança a aplicar a estruturas controlo de erosão de solos e de estabilização de maciços com geossintéticos*. Dissertação de doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.
- Pinho-Lopes, M. e Lopes, M. L. (1999). *Mecanismos de interação solo-geogrelhas – papel da granulometria do solo e das barras transversais do reforço*. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia – Geotecnia, Nº 87, pp. 5-32, Lisboa
- Vieira, C. F. S. (2008). *Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos. Comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento*. Dissertação de doutoramento em Engenharia Civil, FEUP, Porto.

OBRAS DE MELHORAMENTO E REFORÇO DE SOLOS

Soil Improvement and Reinforcement Works

Paulo José Gil Natário*

RESUMO – O artigo descreve os princípios do melhoramento dos solos, enquadrando o seu desenvolvimento inicial, a evolução e as inovações das técnicas ao longo dos tempos e os problemas que tipicamente são resolvidos pela aplicação das mesmas. Aborda os princípios da consolidação, da compactação e faz referência a técnicas de reforço complementares descrevendo ainda algumas tecnologias bem como o seu alcance e os seus diversos campos de aplicação. Apresenta três casos de obra que representam sucessos na aplicação de algumas das técnicas postas em evidência e detalha as fases de concepção, de acompanhamento e de validação da solução encontrada. Finalmente aponta algumas recomendações fundamentais a considerar durante a implementação e o acompanhamento de qualquer processo de concepção e execução de técnicas de melhoramento de solos.

SYNOPSIS – The paper describes the principles of soil improvement and presents an overview on the initial development of soil improvement techniques, their evolution and innovation during time as well as the typical problems that are addressed through their application. The paper briefly covers the consolidation and compaction principles and makes reference to complementary soil reinforcement techniques, their range and widespread application. The paper presents three projects that were successful in applying some of the highlighted techniques and details their design, monitoring and solution validation stages. Finally, key recommendations that need to be considered during the implementation and monitoring of any design and execution process on soil improvement techniques are presented.

Palavras Chave – Técnicas e tecnologias. Melhoramento dos solos. Implementação e acompanhamento de processos de melhoramento dos solos.

Keywords – Techniques and technologies. Soil Improvement. Implementation and assessment of soil improvement processes.

1 – INTRODUÇÃO – A EVOLUÇÃO DAS TÉCNICAS DE MELHORAMENTO OU DE REFORÇO DE SOLOS

Desde os primórdios do mundo dito civilizado que é reconhecida como primordial a necessidade de fundar capazmente para assegurar a longevidade e o bom funcionamento das estruturas construídas pelo Homem. Por isso, já na antiga Babilónia, de uma forma bastante rudimentar, se utilizava madeira, bambu ou palha para reforçar o solo de fundação.

Com o aumento do conhecimento dos solos e das suas propriedades mecânicas, para o qual fortemente contribuiu o desenvolvimento dos ensaios laboratoriais e dos ensaios *in situ*, o tratamento dos solos tem experimentado avanços significativos, existindo, hoje em dia, técnicas disponíveis que possibilitam a execução de estruturas em condições geológicas e geotécnicas particularmente adversas.

De entre os pioneiros das técnicas modernas de melhoramento ou reforço dos solos, referência merece o nome de Louis Ménard. Para além da invenção do pressiómetro em 1960, que permite,

* Engenheiro Civil, MBA, Dura Soletanche Bachy. E-mail: paulo.natario@soletanche-bachy.com

desde então, uma melhor e mais rápida caracterização do comportamento mecânico dos solos, ele foi responsável por inúmeros avanços tecnológicos nesta área tais como: i) a compactação dinâmica de solos arenosos em 1965 e o seu posterior desenvolvimento entre 1969 e 1973, levando ao seu emprego em diversas obras de grande envergadura, como, é exemplo, a construção do aeroporto de Nice em 1976, onde foi feita a compactação do maciço a 27 m de profundidade, lançando uma massa de 170 toneladas de uma altura de 25 m; ii) as estacas de brita em solos argilosos em 1969; iii) a instalação dos primeiros drenos verticais a 40 metros de profundidade no aeroporto de Singapura em 1977, pouco antes de ter falecido subitamente no ano seguinte.

O trabalho que desenvolveu e o seu espírito inovador, conjuntamente com a vontade de pôr em prática as suas ideias, levaram-no a constituir a Sociedade “Les Pressiomètres Louis Ménard S.A.” em 1960. Após o seu desaparecimento, técnicas inovadoras foram ainda desenvolvidas pela sociedade por ele constituída, tais como a aplicação de consolidação por vácuo e a introdução de colunas de módulo controlado, ambas realizadas pela primeira vez em França em 1980 e 1988, respetivamente.

2 – AS NECESSIDADES DOS PROJECTOS E OS PROBLEMAS TÍPICOS

A variabilidade dos solos de fundação, a sua génese, as suas propriedades mecânicas, a possança dos estratos, as particularidades das estruturas a fundar e o binómio técnico-económico são algumas das variáveis a ter em conta quando se opta entre fundações indiretas ou diretas. Estas últimas, mesmo quando utilizadas em maciços menos resistentes e mais deformáveis, podem resultar no aligeiramento da solução estrutural e em benefício da vertente técnico-económica, desde que associadas a técnicas de melhoramento ou reforço de solos.

Sendo um facto irrefutável que cada projeto tem as suas particularidades, com diversos desafios que se apresentam com maior ou menor complexidade de resolução, as soluções a adotar terão de variar de acordo com as mesmas. Assim, a técnica de melhoramento ou reforço de solos a empregar em cada caso deverá ser dependente, entre outros fatores, dos objetivos do tratamento, isto é das propriedades do solo que se pretende melhorar.

No tratamento dos solos de fundação são três os objetivos que se podem pretender atingir. Os dois primeiros relacionam-se com o aumento da capacidade resistente do solo para que determinada estrutura possa ser fundada e com o controle dos assentamentos, imediatos ou diferidos no tempo, induzidos por essa mesma estrutura. Usualmente, a complexidade envolvida na prossecução deste segundo objetivo, nomeadamente quando se pretende solucionar e controlar os assentamentos diferenciais, é maior do que a envolvida na garantia da capacidade resistente.

Um terceiro objetivo que, frequentemente, se pretende atingir no tratamento dos solos de fundação, particularmente de areias submersas, tem a ver com a diminuição do risco da ocorrência do fenómeno da liquefação na presença de ações sísmicas, que ao ocorrer pode induzir assentamentos muito elevados ou, mesmo, levar ao colapso das estruturas fundadas.

3 – OS PRINCÍPIOS DA CONSOLIDAÇÃO E DA COMPACTAÇÃO

Sendo a maioria das técnicas de melhoramento aplicadas quando se pretende consolidar ou compactar um solo, apresenta-se conveniente que os princípios da consolidação e da compactação sejam pelo menos sintetizados no seu fundamental.

A consolidação ocorre em solos com granulometria fina e de baixa permeabilidade, como argilas e siltes, e que se encontrem saturados. Quando um estrato destes solos é carregado, o incremento da tensão total acarreta um incremento da pressão de água nos poros, passando a existir um gradiente hidráulico, de que resulta um escoamento transitório com a água sendo sucessivamente expulsa do estrato, o reajuste das partículas e a conseqüente redução de índice de vazios a longo prazo. A velocidade com que o fenómeno se processa depende, para além da

permeabilidade do solo, do percurso que a água tem que percorrer, ou seja da espessura e das condições de drenagem das fronteiras do estrato.

A compactação é promovida de forma praticamente imediata através de um processo mecânico de rápida e repetitiva aplicação de carga ao solo. É aplicável a solos grossos e com alta permeabilidade, solos ditos arenosos, sendo importante conhecer o estado de organização das partículas e o índice de vazios inicial. Com a compactação promove-se o reajuste das partículas essencialmente por expulsão de ar, obtendo-se como consequência um menor índice de vazios, sem alteração significativa do teor em água e do volume de partículas sólidas.

4 – AS TÉCNICAS, O SEU ALCANCE E APLICAÇÕES

Face à extensa variedade de técnicas de melhoramento ou reforço de solos, hoje em dia, existentes é conveniente concentrarmo-nos naquelas que tiveram desenvolvimentos ou inovações recentes e que estão diretamente relacionadas com os casos de obra que no final do artigo se apresentam.

Como se pretende ilustrar na Figura 1, numa primeira abordagem as técnicas de melhoramento podem-se dividir em dois grupos de acordo com a finalidade a que se destinam: consolidar ou compactar o solo. Caso se pretenda consolidar solos de granulometria fina (coluna esquerda da Figura 1), as técnicas a aplicar serão primordialmente os drenos verticais, normalmente associados a pré-carga, ou a consolidação por vácuo, variante da primeira, que mais adiante será alvo de uma descrição mais pormenorizada. Caso se pretenda compactar solos de granulometria grossa (coluna direita da mesma Figura 1), as técnicas a promover devem ser a compactação dinâmica ou a vibro compactação, bem como algumas variantes complementares das mesmas.

Na coluna central da Figura 1 incluem-se as técnicas de reforço, em princípio aplicáveis a qualquer tipo de solo. O jet-grouting, a substituição dinâmica, as colunas de brita ou as colunas de módulo controlado são técnicas que através da adição de materiais e/ou mistura de ligantes com os solos melhoram as suas propriedades mecânicas ou criam zonas de maior rigidez.

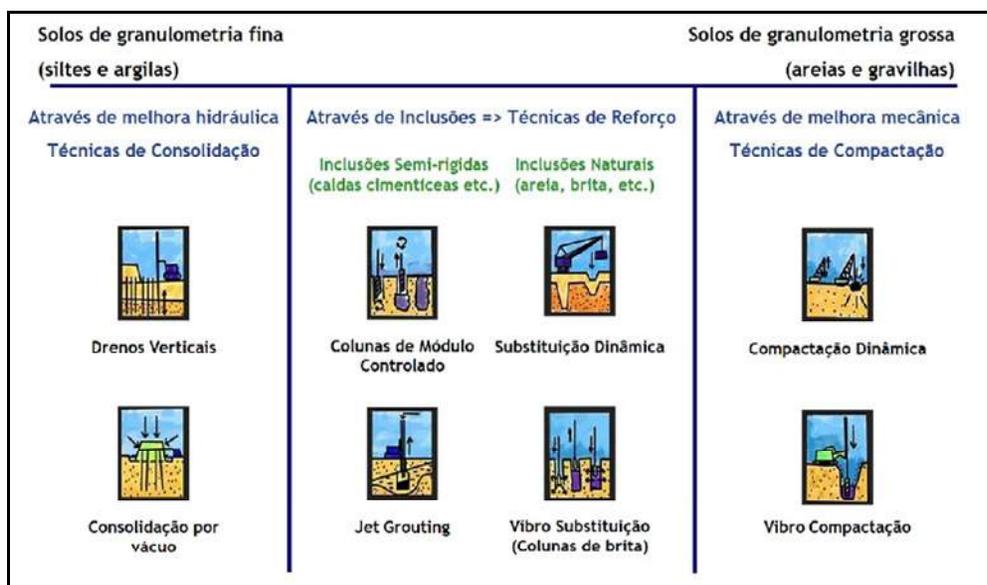


Fig. 1 – Técnicas de melhoramento de solos (Menard).

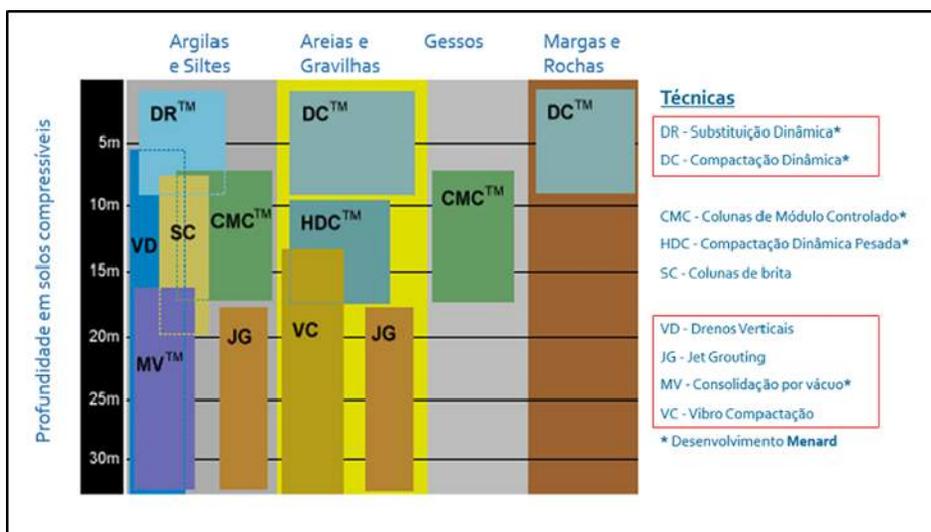


Fig. 2 – Alcance das técnicas de melhoria ou reforço de solos (Menard).

A Figura 2 ilustra de forma compreensiva o posicionamento das técnicas de melhoria ou reforço de solos em relação ao tipo de solos, à sua aplicabilidade e ao seu alcance. A legenda da Figura 2 engloba as duas técnicas de aplicação superficial na primeira caixa, as três técnicas indicadas para profundidades intermédias ao centro e as quatro técnicas a adotar a maiores profundidades na caixa inferior. Em conjunto, as Figuras 1 e 2 podem, numa fase preliminar, ajudar na seleção da técnica a adotar, bem como na definição e adequabilidade da mesma.

A evolução das técnicas de melhoria ou reforço de solos, assim como as inovações que entretanto surgiram, permitiram o aumento da sua fiabilidade e a generalização da sua aplicação. Estas técnicas são atualmente utilizadas em todos os tipos de projeto, desde edifícios a unidades industriais e áreas logísticas, vias de comunicação viárias ou ferroviárias, portos e aeroportos.

4.1 – Técnicas de Consolidação

As técnicas de consolidação visam promover a expulsão da água contida nos poros dos solos de baixa permeabilidade e granulometria fina, com a conseqüente redução do índice de vazios. A técnica atualmente mais usualmente utilizada é a instalação de drenos de “fita” verticais, os quais, conjuntamente com uma sobrecarga, promovem a aceleração da consolidação, contrastando com a anterior aplicação única de sobrecarga.

Mais recentemente, esta técnica de consolidação foi adaptada, fazendo uso dos mesmos princípios, mas com diferente abordagem, evoluindo para consolidação por vácuo (Menard Vacuum - técnica desenvolvida pela Menard).

A técnica faz uso da pressão atmosférica para promover e instalar a pré-carga no maciço. Compreende a instalação de um sistema de drenos verticais e horizontais ligados entre si, sob uma membrana impermeável, selada por valas periféricas cheias com água mantida a nível constante de maneira a garantir a saturação dos solos e a evitar o rebaixamento do nível freático na zona do tratamento.

O sistema, representado na Figura 3, é complementado por bombas de ar e de água colocadas no exterior da instalação, as quais geram sub-pressões que podem atingir 60 a 80 kPa. Este inovador processo simula o efeito da sobrecarga e promove uma consolidação isotrópica acelerada, eliminando a necessidade da materialização física da sobrecarga, limitando os assentamentos residuais no longo prazo e resultando por isso mais económico.

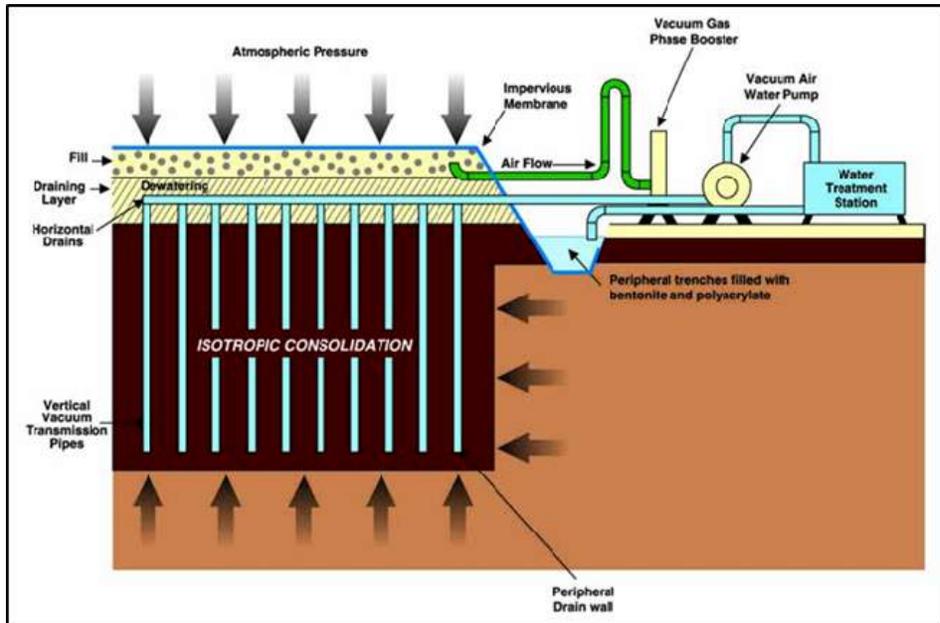


Fig. 3 – Esquema típico do sistema de consolidação por vácuo (Menard).

4.2 – Técnicas de Compactação

4.2.1 – Compactação Dinâmica

O princípio básico da técnica de compactação dinâmica consiste na transmissão de ondas de alta energia através de qualquer tipo de solo granular de maneira a melhorar as suas características mecânicas em profundidade, sendo comprovadamente aplicável também em solos saturados.

Esta técnica, como a maioria das outras, está normalmente associada a campanhas intensivas de ensaios realizados *in situ* para comprovar a sua efetividade. A execução é precedida pela calibração em zona experimental dos parâmetros definidos para o tratamento.

As ondas de alta energia são geradas por um processo de impactos sucessivos de massas com peso variável, largadas de diferentes alturas em queda livre ou semilivre. A disposição dos pontos de impacto e os restantes parâmetros que definem o tratamento, tais como a energia, o número de impactos por posição e o faseamento, dependem das características dos solos e do grau de melhoramento requerido para garantir o assentamento admissível e a capacidade de carga necessária.

A este procedimento em solos granulares pode associar-se os seguintes efeitos:

- Compactação imediata, que resulta da reorganização instantânea das partículas e redução do índice de vazios originada pelo impacto e que é quantificável pelo assentamento após o mesmo;
- Compactação diferida, que ocorre em alguns tipos de solos saturados e que resulta do aumento súbito da pressão da água existente nos poros, que pode causar a liquefação momentânea dos solos e promover a reorganização das partículas com uma compactidade maior à medida que se verifica a sua dissipação.

Naturalmente, que quanto maior for a profundidade dos solos a compactar, maior será a energia a aplicar. A compactação de solos entre 10 a 15 m de profundidade, utilizando a técnica de



Fig. 4 – Sistema MARS / Compactação Dinâmica de Alta Energia (Menard).

compactação dinâmica, consegue-se através da aplicação de uma energia normalmente superior a 600 t.m, largando massas com peso acima de 30 t desde alturas entre 30 e 40 m. O sistema MARS, representado na Figura 4, otimiza a eficiência da queda livre evitando perda de energia por fricção dos cabos e guinchos. A massa é totalmente libertada após uma fase inicial de aceleração constante e é recuperada através de um acoplamento hidráulico somente após o impacto.

4.2.2 – Vibro Compactação

A técnica de vibro compactação consiste no adensamento dos solos granulares, utilizando um vibrador suspenso de uma grua móvel e dotado de uma ponta de tungstênio, com furos por onde pode ser injetada sob pressão água. A operação inicia-se pela cravação do vibrador até à profundidade requerida, conseguida à custa do seu peso e da injeção da água. A vibração em conjunto com a adição de água origina a liquefação localizada dos solos granulares não coesivos e reorganiza as partículas promovendo o assentamento de forma imediata. A técnica é também aplicável em solos coesivos, sendo, no entanto, necessário, nestes casos, complementar o tratamento com a introdução de material granular.

O posicionamento dos pontos a compactar deve ser definido de acordo com as características mecânicas iniciais dos solos a tratar, bem como, com os requisitos finais para o assentamento admissível e a capacidade de carga. Regra geral deve dimensionar-se a malha de maneira a atingir a maior uniformidade de melhoramento possível.

Na Figura 5 pode ver-se que as duas técnicas competem em efectividade a profundidades entre os 5 e os 8 metros, uma vez que, as resistências de ponta atingíveis são semelhantes. A técnica de compactação dinâmica é normalmente mais eficiente a profundidades inferiores a 5 metros enquanto a técnica de vibro compactação é mais eficiente a profundidades superiores a 8 metros.

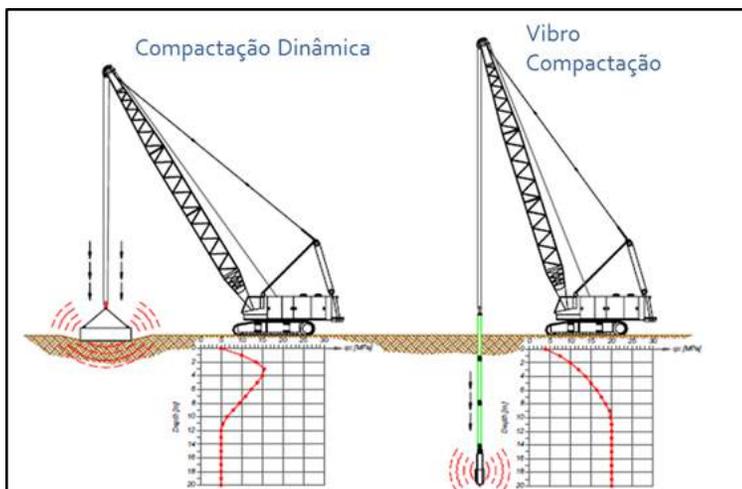


Fig. 5 – Compactação Dinâmica vs Vibro Compactação (Menard).

Caso o projecto assim o exija as duas técnicas são complementares, nomeadamente face à necessidade de melhoramento em profundidade e na presença simultânea de solos não saturados e saturados. Neste caso concreto, a vibro compactação deve ser realizada em primeiro lugar nas zonas mais profundas, promovendo a densificação e acautelando o risco de liquefação abaixo do nível freático.

4.3 – Técnicas de Reforço

As técnicas de reforço de solos são complementares das técnicas de melhoramento, surgindo na maioria das vezes por optimização ou variações das mesmas, fazendo uso da mistura de ligantes com os solos ou da inserção de materiais em determinadas zonas pontuais dos solos. Estas técnicas fazem parte da família das inclusões rígidas ou semi-rígidas e emergem de maneira a cerrar o intervalo existente entre as técnicas de melhoramento de solos e as técnicas de fundação indirecta.

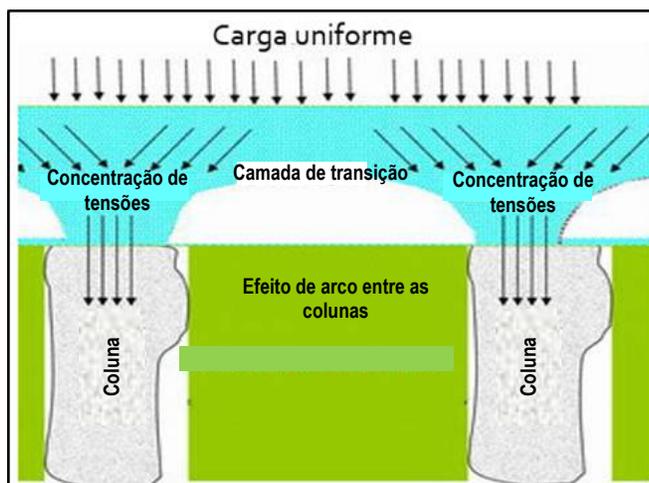


Fig. 6 – Transferência de carga uniforme para elementos pontuais (Soletanche Freyssinet).

A transferência da carga uniforme para elementos rígidos com capacidade portante pontual é conseguida através do efeito de arco promovido pela construção de uma plataforma de transferência de carga composta por materiais geossintéticos e/ou granulares, materializada entre o topo dos elementos pontuais e a estrutura a fundar, não existindo qualquer ligação física entre as duas. A Figura 6 representa de forma esquemática o mecanismo de transferência de carga uniforme para elementos pontuais.

Em alternativa, os elementos pontuais de reforço podem ser agrupados e funcionar directamente sob zonas de carga pontual ou linear elevada, nomeadamente sapatas de fundação pontuais ou corridas.

4.3.1 – Colunas de Brita

As colunas de brita são formadas utilizando um equipamento muito semelhante ao da vibrocompactação, que é cravado no solo, e pela incorporação de materiais granulares, que constituem inclusões verticais com alta rigidez, capacidade ao corte e capazes de promover a drenagem do solo.

Durante a penetração do vibrador o solo é deslocado lateralmente. Após atingida a profundidade requerida, inicia-se a extração do vibrador e a introdução do material granular de forma ascendente pela extremidade inferior e o interior do mesmo. A coluna é formada por apiloamento incremental sucessivo, com ciclos entre 0,3 a 0,5 m, até se atingir a superfície. O diâmetro da coluna varia ao longo do fuste, dependendo das características do solo envolvente ao longo dos estratos atravessados. A Figura 7 representa dois dos sistemas utilizados para a execução desta técnica.



Fig. 7 – Esquerda: “VREX System”, Direita: “DBF Stitcher” (Menard).

A tecnologia de instalação pode variar entre a via seca ou a via húmida, de acordo com a profundidade a atingir, o tipo de solos a reforçar e os diâmetros de coluna requeridos.

Esta técnica é, basicamente, aplicável em qualquer tipo de solo, recomendando-se, no entanto, prudência na sua utilização na presença de solos que apresentem risco, no longo prazo, de degradação das suas características mecânicas e limitada capacidade de confinamento, nomeadamente argilas e siltes muito moles ou solos com forte componente orgânica como lodos e turfas.

4.3.2 – Colunas de Módulo Controlado

As colunas de módulo controlado (CMC) são formadas pela introdução de uma ferramenta especialmente desenhada para penetrar e deslocar lateralmente o solo envolvente sem extração do mesmo. A ferramenta, com diâmetros que variam entre 250 e 450 mm, é montada na extremidade inferior do sistema e penetra no solo à rotação, impelida por equipamentos com grande capacidade de torque e “pull down”.

Após atingida a profundidade necessária, a ferramenta é extraída a uma velocidade constante e em simultâneo é realizada a injeção sob pressão de calda de cimento, argamassa ou betão pelo eixo do sistema. Na Figura 8 apresenta-se a ferramenta de perfuração à esquerda e as fases de execução à direita.

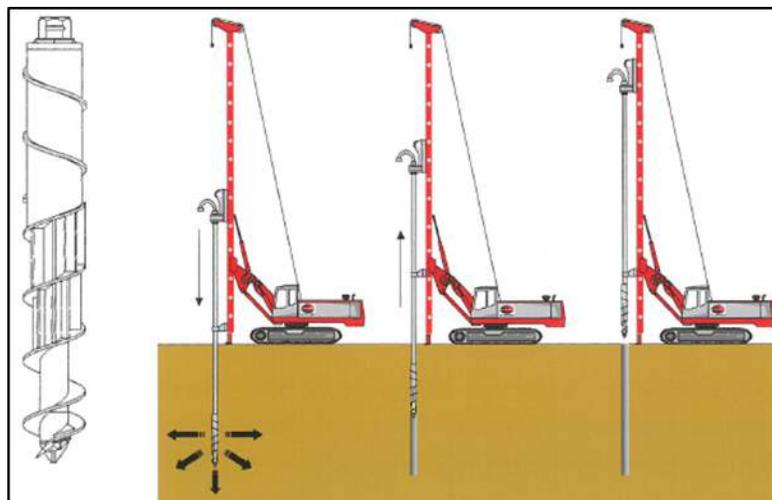


Fig. 8 – Esquerda: Vista da ferramenta de furação, Direita: Processo construtivo (Menard).

Contrariamente a uma solução por fundações indiretas, cujo dimensionamento deve ter em conta a transmissão da totalidade da carga aos elementos de fundação, a solução por CMC incrementa a rigidez da massa de solo, o que possibilita mobilizar a resistência do conjunto CMC/solo e permite a distribuição da carga entre as CMC e o solo envolvente. Parte da carga é transmitida diretamente ao estrato competente pelas colunas e a restante é dissipada na massa de solo melhorada.

4.3.3 – Trenchmix

Esta tecnologia patenteada foi desenvolvida por adaptação de equipamentos convencionais destinados à escavação de valas, que foram submetidos a modificações profundas de modo a serem capazes de desmontar o solo em vez de escavar, permitir a incorporação de um ligante e misturar *in situ* o solo revolvido com o agente ligante de maneira efetiva.

O Trenchmix faz parte da família de técnicas de “deep soil mixing” e consiste na execução de valas preenchidas por solo melhorado. O solo é desmontado e misturado com o agente ligante por intermédio de uma serra, com ação contínua, enquanto o equipamento se desloca. O equipamento permite incorporar o agente ligante por via seca ou húmida, dependendo das características dos solos a melhorar. O equipamento e vista da serra (à esquerda) e o processo de execução (à direita) estão representados na Figura 9.



Fig. 9 – Esquerda: Equipamento de Trenchmix; Direita: Esquema de execução (Soletanche-Bachy).

Durante a fase de desmorte, incorporação de ligante e mistura, os parâmetros operacionais de translação, profundidade, caudal injetado, volume e revoluções da serra, são registados em tempo real, estando disponíveis e podendo ser adaptados pelo operador para contolo da qualidade da execução.

A mistura de solo/ligante atingida por este processo apresenta normalmente maior uniformidade e resistência ao longo da profundidade da vala.

5 – CASO 1 - DAS ISLAND (UAE)

Das Island está localizada no Golfo Pérsico a cerca de 160 km a Noroeste do continente, fazendo parte do Emirato Árabe de Abu Dhabi. A ilha é reconhecida pela exportação de crude e gás natural e pela infraestrutura petrolífera nela instalada, sendo a sua população maioritariamente constituída pelas pessoas que nessa infraestrutura trabalham. Uma vista aérea geral da ilha pode ver-se na Figura 10.

O Projeto “Das Island Development Project – Phase III” desenvolveu-se em 2011 e consistiu na extensão da ilha existente para acomodar um aeroporto e uma zona habitacional. No presente artigo serão abordados unicamente os trabalhos de melhoramento de solos após a sua deposição para a ampliação destinada à zona habitacional.



Fig. 10 – Vista aérea geral da Ilha de Das e extensão para zona habitacional (Menard).

Os requisitos a que o projeto desse tratamento dos solos teria que dar resposta seriam o de: i) garantir a compactação a 95 % da massa específica aparente seca acima da interface com a água (+1,6 m DID); ii) acautelar o risco de liquefação abaixo dessa linha de interface.

Os trabalhos de melhoramento de solos anteriormente realizados na ilha sempre se revelaram difíceis, não sendo fácil atingir os níveis de compactação requeridos face às seguintes condicionantes locais:

- i) Zonas aterradas com material dragado de diferentes proveniências e consequente heterogeneidade, com menor ou maior presença de conchas, como se pode visualizar na Figura 11, que amplia a amostragem realizada às areias utilizadas;
- ii) Distintos processos de reposição após dragagem que originaram diferentes níveis de compactação.



Fig. 11 – Massiva presença de “conchas” nas areias (Menard).

Face ao histórico dos trabalhos precedentes e às conhecidas condicionantes locais acima descritas, ficou evidente que o dimensionamento do tratamento teria que levar em conta as seguintes aspectos: i) O assentamento imediato admissível acima e abaixo do nível freático induzido pela carga aplicada; ii) O factor de segurança associado ao risco de liquefação e o assentamento induzido por ocorrência de sismos abaixo do nível freático; iii) No caso particular, o factor de correcção da densidade relativa face à massiva presença de “conchas” nas areias.

Para o cálculo das densidades relativas corrigidas e obtenção da resistência de ponta equivalente a obter no ensaio CPT para comprovação *in situ* da efetividade do tratamento foram realizados os seguintes trabalhos que precederam a execução do tratamento:

- i) Ensaio CPT por zonas para determinar a resistência de ponta e a densidade aparente inicial;
- ii) Amostragem exaustiva para caracterizar os solos e identificar zonas singulares;
- iii) Ensaio laboratoriais para determinar:
 - a) Densidade mínima e máxima;
 - b) Potencial de esmagamento;
 - c) CPT miniaturizado após calibração em câmara centrífuga.

A calibração foi realizada por uma centrífuga ISMGEO (IGC), a qual possui um braço de rotação simétrico e dois cestos posicionados nas extremidades que se deslocam da vertical para a horizontal quando em rotação, permitindo que a distorção do campo centrífugo da amostra seja mínima. A calibração em câmara centrífuga foi executada num total de seis amostras, três secas e três saturadas, reconstituídas a três densidades relativas distintas (40, 55 e 70%). O CPT foi executado por um dispositivo miniaturizado com diâmetro 11,3 mm, área total de 1 cm² e 60° de

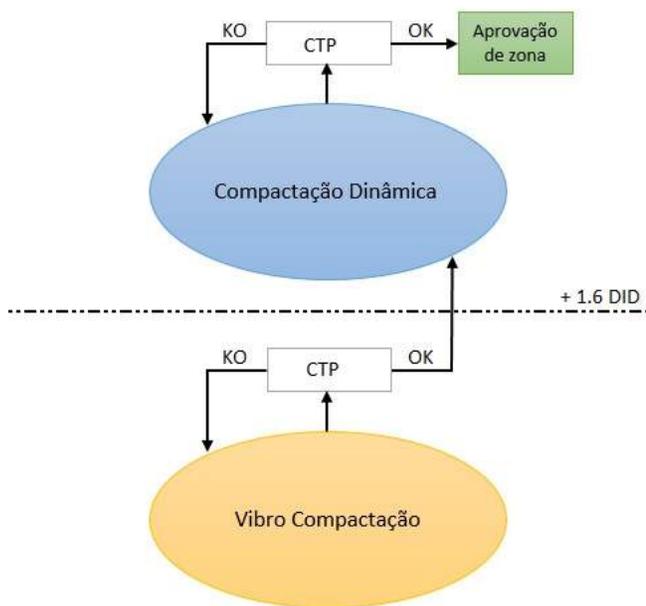


Fig. 12 – Sequência de execução e validação dos tratamentos.

cone, munido de sensores que possibilitam medir a resistência de ponta, o atrito lateral e a pressão neutra.

De acordo com as regras de boa execução foram realizados ensaios preliminares para calibração dos parâmetros de compactação numa zona experimental de 625 m² (25 m x 25 m) em tudo idêntica às resultantes da subdivisão de que foi alvo a totalidade da área a tratar.

O procedimento e o faseamento de execução adotados para cada uma das zonas a que a área total foi subdividida, foi o que a seguir se descreve e representa na Figura 12.

- i) Vibro compactação executada abaixo de +1,6m DID, seguida de ensaios CPT para validação da efetividade do tratamento às profundidades tratadas;
- ii) Execução de compactação dinâmica acima de +1,6m DID e subsequente validação da efetividade do tratamento, igualmente, através de ensaios CPT.

Na Figura 13 mostra-se a grelha inicial para o melhoramento com as subdivisões de 625 m² e, a diferentes cores, representa-se as diversas áreas onde distintos parâmetros de compactação foram utilizados com sucesso.

Da experiência adquirida durante os trabalhos de melhoramento realizados na Ilha de Das sugerem-se as seguintes recomendações, as quais podem e devem ser tidas como genéricas em trabalhos deste género:

- i) A totalidade da área a melhorar deve ser alvo de um zonamento criterioso, visando a identificação de zonas que representem singularidades;
- ii) Com base no zonamento realizado, deve ser definida uma campanha de ensaios preliminares, laboratoriais e *in situ*, a qual deve ser ajustada de modo a ter em conta as singularidades identificadas ou a nova informação entretanto reconhecida;

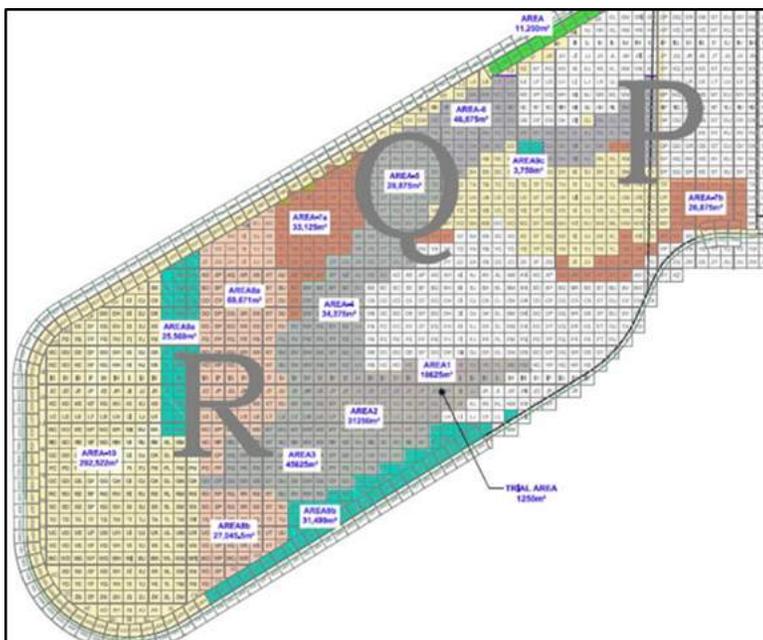


Fig. 13 – Subdivisão da área total a tratar por parâmetros de tratamento (Menard).

- iii) Efetuar o dimensionamento da solução de melhoramento tendo em consideração as características mecânicas dos solos e dedicando especial atenção aos fatores de correção resultantes dos ensaios realizados;
- iv) Necessidade de realizar ensaios para calibração dos parâmetros de execução dos tratamentos em área(s) experimental(is) especialmente localizada(s) para esse efeito;
- v) Definir um faseamento e um procedimento de execução e, em paralelo, estabelecer a sequência de ensaios a realizar *in situ* para a validação do tratamento;
- vi) Estar consciente de que “o tratamento global é o somatório de muitas partes” e da necessidade de adaptar e ajustar constantemente.

6 – CASO 2 - FORTH CROSSING

A reformulação da infraestrutura viária em Forth Crossing através da construção da Queensferry Crossing Bridge é considerado o maior investimento estruturante recente da Escócia e prevê-se que esteja concluída em 2016. A nova travessia irá complementar a existente ponte Forth Road Bridge, à direita na Figura 14, permitindo atravessar o estuário do rio Forth entre Lothian e Fife respectivamente a Sul e a Norte de Queensferry.

O novo traçado, posicionado sobre solos aluvionares fracos e depósitos de reclamação presentes na margem Norte, cujas características se incluem no Quadro 1, e os requisitos das novas vias de acesso, apoiadas em terraplenos que atingem 16 m de altura, tornaram evidente o risco de assentamentos incompatíveis com as condições de serviço e da própria rotura dos solos de fundação. No que a seguir se refere, pretende-se destacar os problemas solucionados e descrever a aplicação das técnicas de reforço do solo empregues.

O Quadro 1 apresenta sucintamente os estratos atravessados na margem Norte, a sua possança e as fracas propriedades mecânicas dos solos constituintes.

O tipo de estruturas a construir exigia que o dimensionamento do tratamento a realizar garantisse a estabilidade global dos aterros segundo o Eurocódigo 7 e limitasse os assentamentos diferenciais em serviço a 1/200. O dimensionamento das soluções foi desenvolvido em modelos



Fig. 14 – Acesso Norte a Forth Road Bridge (Menard).

de elementos finitos 2D e 3D, em estrita observância das BS 8006, para os casos de rotura dos solos de fundação e estimativa dos assentamentos nas diferentes fases de construção e em serviço.

Quadro 1 – Estratos existentes na margem Norte e suas características

Descrição	Profundidade (m)		Peso Volúmico (kN/m ³)	c _u (kN/m ²)	E _u (MN/m ²)
Aterros	0	-2	19	17	3
Depósitos de Estuário	-2	-9	16	15	0.5 / 2.5
Depósitos glaciares alterados	-9	-10.5	19	90	14
Depósitos glaciares	-10.5	-15	19	150	31

As técnicas selecionadas para o reforço dos solos de fundação foram as seguintes:

- i) Colunas de Módulo Controlado – Com o objetivo de assegurar uma distribuição adequada de carga entre as colunas e o solo adjacente de modo a potenciar a capacidade resistente da fundação e limitar os assentamentos aos requisitos de projeto;
- ii) Trenchmix – Através de valas de solo/cimento, abertas até ao estrato portante ou profundidade pré-definida, de maneira a incrementar a rigidez vertical do conjunto e/ou limitar a deformação horizontal.

As duas tecnologias foram utilizadas separadamente mas também em conjunto, numa solução inovadora, como a seguir se descreve.

O Quadro 2 resume as possanças e tipos de formações a atravessar, as características do terrapleno e as técnicas de reforço utilizadas em três das zonas que exigiram tratamentos de maior complexidade.

Quadro 2 – Condicionantes e tipos de reforço

Área	Profundidade (m)		Terrapleno (m)	Secção	Técnica(s)
A	0	-7	Simétrico, 6 m	aluvião/rocha	CMC simples/armadas e plataforma de transferência com geotextil
I	0	-7	Assimétrico, 16 m	aluvião	Trenchmix com afastamento variável, mínimo 1 metro
K	0	-13.5	Assimétrico, 10 m	aluvião	CMC (malha de 1.45 x1.45 m ²) e Trenchmix (afastamento: 2.9 m)

6.1 – Tratamentos por área

Area A

Apesar da possança dos solos a atravessar não ser significativa, inferior a 7 m, a proximidade da margem do estuário, a presença de um afloramento rochoso e o facto do terrapleno a construir atingir uma altura a rondar os 6 m junto do atravessamento da linha férrea, constituíram-se como fatores condicionantes para o dimensionamento da solução de reforço.

Optou-se por adotar uma solução de reforço e melhoramento por CMC com diâmetro de 0,36 m a qual aumenta a rigidez vertical da fundação e permite a redução significativa dos assentamentos. Como complemento ao reforço foi, também, dimensionada uma plataforma de transferência de carga com aplicação de geotêxteis ao longo de toda a largura dos terraplenos para melhorar a rigidez horizontal da solução e limitar os deslocamentos laterais das CMC. Esta plataforma exigiu a substituição de solos e a implementação de pré-carga em algumas zonas singulares do terrapleno, visando controlar os assentamentos diferenciais. É ainda de referir que a análise dos modelos de cálculo determinou que as CMC nos alinhamentos sob o pé do talude do terrapleno fossem armadas para controlar as tensões instaladas e limitar a sua deformação horizontal.

O dimensionamento da solução foi realizado utilizando modelos de elementos finitos 2D para determinar os esforços e os assentamentos em serviço nas CMC, gerados nas interfaces da fundação do terrapleno.

Area I

Nesta zona verifica-se que a possança dos solos a atravessar é inferior a 7 m. No entanto, o facto de o terrapleno ser assimétrico, dado confrontar com vias de acesso existentes, e atingir alturas a rondar os 16 m, condicionou o dimensionamento e as soluções adotadas, desde logo não sendo possível a aplicação de geotêxteis para controlar as deformações horizontais.

O dimensionamento da solução foi realizado utilizando modelos de elementos finitos 3D e determinou a utilização de Trenchmix para instalar uma malha de valas de reforço desde a superfície até ao estrato com capacidade portante. A malha foi idealizada de maneira a aumentar a rigidez do conjunto e limitar os deslocamentos horizontais.

As valas, com 0,4 m de espessura, foram orientadas e espaçadas entre si para limitar os esforços de compressão e de corte a valores resistentes admissíveis da mistura de solo melhorado. Especial atenção foi dedicada a zonas singulares de confrontação e com altura significativa de terrapleno, onde a distância entre valas atingiu um valor mínimo de 1,0 m.

Area K

Nesta área, como na anterior, o terrapleno é também assimétrico, mas com altura inferior, rondando os 10 m. No entanto, a possança dos solos a atravessar é substancialmente superior atingindo 13,5 m em algumas zonas. Perante este cenário foi necessário dimensionar uma solução de tratamento inovadora que combinasse as duas tecnologias anteriormente referidas.

A solução adotada incluiu um reforço por CMC até ao estrato competente, com distribuição em malha quadrada de $(1,45 \times 1,45) \text{ m}^2$, e sob a zona mais alta do terrapleno, para melhorar a rigidez vertical do solo de fundação, complementado por valas em Trenchmix, com espaçamento de 2,9 e 6 m de profundidade e posicionadas entre cada duas linhas consecutivas de CMC, para aumentar a rigidez horizontal do conjunto e limitar a deformação horizontal. Para o dimensionamento da solução, modelos de elementos finitos 3D foram empregues.

A combinação das tecnologias, que requereu cuidados redobrados no dimensionamento e alguma criatividade, com adaptações na disposição e nos comprimentos dos elementos de reforço, revelou-se, no final, tecnicamente ajustada e economicamente competitiva.

A Figura 15 apresenta esquemas das soluções adotadas nas áreas acima mencionadas.

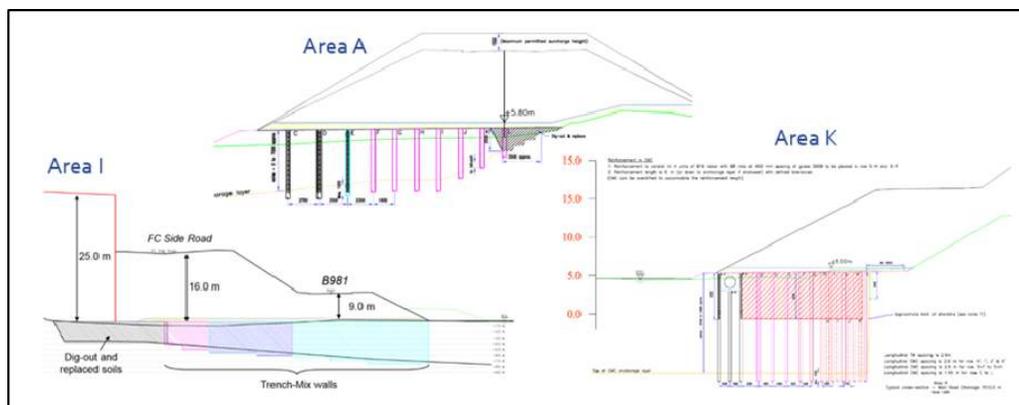


Fig. 15 – Soluções adoptadas nas diferentes áreas (Menard e Soletanche Bachy).

6.2 – Controlo de qualidade

O controlo de qualidade é fundamental neste tipo de soluções, nomeadamente no que respeita aos ensaios laboratoriais para definir as dosagens e as características do ligante a adoptar nas misturas com os solos e também durante a execução dos trabalhos.

No caso específico, e por ser de maior interesse, é somente abordado o controlo de qualidade efectuado para o Trenchmix uma vez que as CMC foram realizadas com controlo de parâmetros de execução e com incorporação de uma argamassa fornecida por uma entidade externa, com composição testada e aprovada e com a resistência pré-definida.

6.2.1 – Ensaios laboratoriais preliminares

Precedendo os trabalhos foram realizados ensaios laboratoriais a diversas misturas de solo e quantidades de cimento variáveis com o objectivo de garantir uma resistência à compressão mínima de 800 kPa aos 28 dias.

Face à sua predominância local e à variabilidade do seu conteúdo orgânico, de 0,5 a 17%, o solo de base seleccionado para o efeito foi a argila orgânica. Após testadas as diversas composições concluiu-se que a resistência requerida era atingida por uma mistura contendo 80%

de escória de alto forno ativado por 20% de cimento Portland normal, com dosagem de 300 kg de ligante por metro cúbico de solo tratado.

6.2.2 – Controlo de qualidade durante a execução

O Trenchmix foi realizado com o apoio do sistema Jean Lutz de registo de parâmetros de execução, sendo efetuado o registo do rácio e incorporação de ligante e número de revoluções da serra. Em paralelo e sistematicamente foram realizados ensaios sobre amostras do ligante, para determinação da sua densidade e da sua resistência, e sobre diversas amostras por vala, para determinar a resistência à compressão simples aos 28 dias do composto final.

Apesar da grande dispersão dos resultados obtidos, função do conteúdo em matéria orgânica e do teor de humidade dos solos locais, a Figura 16 mostra que os valores médios por vala da resistência à compressão, representados pelos triângulos azuis, estão de acordo com os requisitos mínimos definidos.

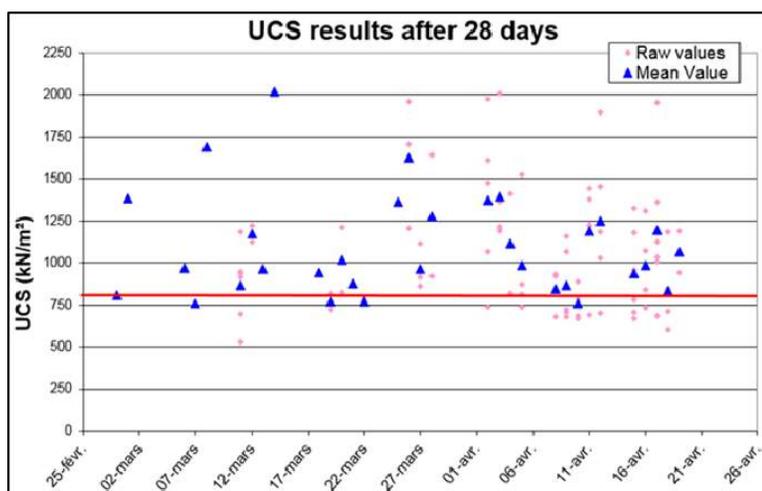


Fig. 16 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão aos 28 dias (Menard).

6.2.3 – Ensaios após a execução

Finalmente, após a execução, foram realizados ensaios de carga em placa, com $(2,25 \times 2,25)$ m², colocada sobre 4 colunas CMC. A carga aplicada atingiu o valor de 960 kN, correspondente a 120% da carga de serviço, tendo sido o assentamento máximo medido de 11 mm.

Em todas as zonas intervencionadas foram medidos os assentamentos através de pontos de referência instalados ao longo dos terraplenos, tendo os valores registados sido sempre inferiores a 4 mm. Uma vez que não foram medidos os assentamentos durante a construção dos terraplenos, não foi possível comparar a sua evolução com a decorrente do modelo de cálculo empregue no dimensionamento.

Face aos resultados obtidos, pode concluir-se que a utilização de ambas as tecnologias resultou em benefício do projeto. Uma vez mais se recomenda o dispêndio de tempo na execução de ensaios que permitam otimizar e validar as soluções.

7 – CASO 3 - CAIS 306 RICHARDS BAY

O Cais 306 faz parte da infraestrutura portuária de Richards Bay que se situa na província de Kwazulu-Natal, África do Sul. Em 2005 foi decidido incrementar a sua capacidade operacional de

movimentação de carvão de 72 tm/ano para 92 tm/ano, tendo para tal efeito sido necessário estender o cais então existente em cerca de 324 m para incrementar a respetiva linha de acostagem.

O projeto consistiu no melhoramento submerso do solo de fundação, seguido de dragagem para apoio de 11 caixões em betão pré-fabricado com 22 m de altura. A Figura 17 mostra a vista aérea do Cais 306, antes e depois dos trabalhos de beneficiação efetuados.



Fig. 17 – Vista aérea do Cais 306: antes e depois da sua extensão (Dura Soletanche Bachy, África do Sul).

Para o melhoramento do solo de fundação, que se iniciou em janeiro de 2006 com um prazo de execução de 6 meses, estava previsto inicialmente um tratamento de 140 000 m³ por colunas de brita e de 130 000 m³ por vibrocompactação.

Preliminarmente à execução dos trabalhos foi demarcada uma área experimental localizada numa zona singular que funcionou como referência e ponto de partida, definido o procedimento para verificar, validar e eventualmente adaptar os parâmetros de execução, que a seguir se descreve:

- i) Realização de ensaios preliminares CPT para aferir das reais condições locais;
- ii) Execução de uma área experimental e materialização de colunas de ensaio com metodologia definida a partir dos resultados dos ensaios preliminares;
- iii) Análise de resultados e definição de procedimento de execução adaptado;
- iv) Execução de colunas para melhoramento do solo de fundação;
- v) Realização de ensaios de penetração após conclusão das colunas em cada área de apoio dos caixões;
- vi) Eventual reforço dependendo dos resultados obtidos nos ensaios de penetração.

Os trabalhos previstos a realizar e a sua sequência de execução encontram-se representados na Figura 18 e consistiam de uma maneira simplista no seguinte: i) Executar colunas de brita entre a cota - 40 m (em média) e a base do estrato arenoso (variável); ii) Compactar as areias

sobrejacentes até ao nível -18 m; iii) Dragar até ao nível da fundação dos caixões, nível -21 m; iv) Posicionar e fundar os caixões ao nível -21 m.

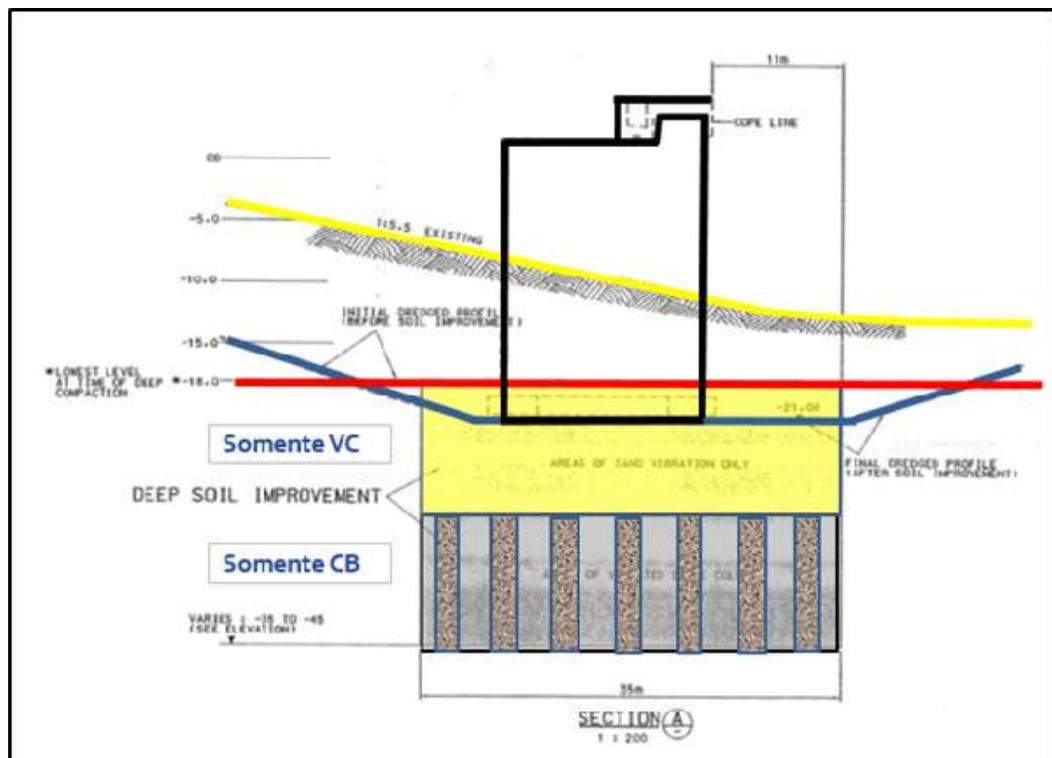


Fig. 18 – Trabalhos a executar e sua sequência (Dura Soletanche Bachy, África do Sul).

Durante a execução da área experimental, representada na Figura 19, os parâmetros e formas de tratamento foram objeto de algumas variações de maneira a poderem ser otimizados. Assim, optou-se por variar os parâmetros de tratamento conforme a seguir se descreve:

- i) Materialização de coluna somente no estrato argiloso (colunas de 1 a 4 e 10 a 13);
- ii) Materialização de coluna em ambos os estratos (colunas de 5 a 9 e de 14 a 19);
- iii) Utilização de potência no vibrador de 140 a 150 Amp. (colunas 1 a 10);
- iv) Utilização de potência no vibrador de 200 a 220 Amp. (colunas 11 a 19).

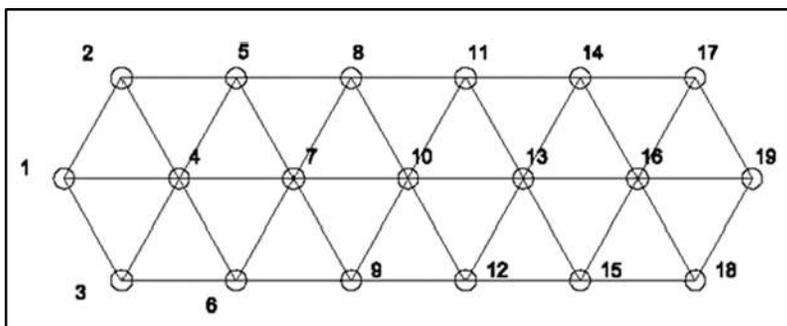


Fig. 19 – Configuração da área experimental (Dura Soletanche Bachy, África do Sul).

Os resultados obtidos após a execução da área experimental tornaram evidente que não seria possível uma clara separação entre as zonas de execução de colunas de brita e de vibro compactação, tanto devido à variabilidade em profundidade e em rigidez do estrato argiloso como também devido à compacidade das areias subjacentes, motivando, portanto, as seguintes mudanças na forma e critérios de instalação: i) Realizar uma penetração nos estratos argilosos de acordo com critérios de potência limite no vibrador, entre 250 e 300 Amp, ou taxa de penetração mínima, < 200 mm em 10 s; ii) Admitida a execução de colunas com 1,4 m de diâmetro onde os solos permitissem ou com uma potência mínima no vibrador de 150 Amps.

Desta maneira, o processo de execução das colunas de brita foi adaptado à variabilidade do estrato argiloso tendo como procedimento base os passos que a seguir se descrevem:

- i) O posicionamento do vibrador e a zeragem do indicador de profundidade;
- ii) Após iniciada a penetração, a profundidade de coluna foi definida por 1 de 3 critérios:
 - a) A profundidade definida no projecto de execução (proveniente da especificação);
 - b) A profundidade atingida quando aplicada uma potência limite entre 250 e 300 Amps no vibrador (definido como critério de “nega”);
 - c) A profundidade atingida quando a penetração do vibrador foi inferior a 200 mm a cada 10 s (critério de “nega”).
- iii) As colunas foram construídas de forma ascendente com sucessivos apiloamentos em tramos entre 0,5 e 1,0 m, aplicando uma potência mínima no vibrador de 150 Amps e um volume de admissão de 1 m³ por ciclo;
- iv) Adoptou-se ainda por realizar o alargamento do topo da coluna para diâmetros entre 1,5 a 3,0 m através de apiloamento dedicado no último metro de coluna e na zona de transição para as areias.

Os recursos tipicamente afectados a este género de trabalhos encontram-se representados na Figura 20.

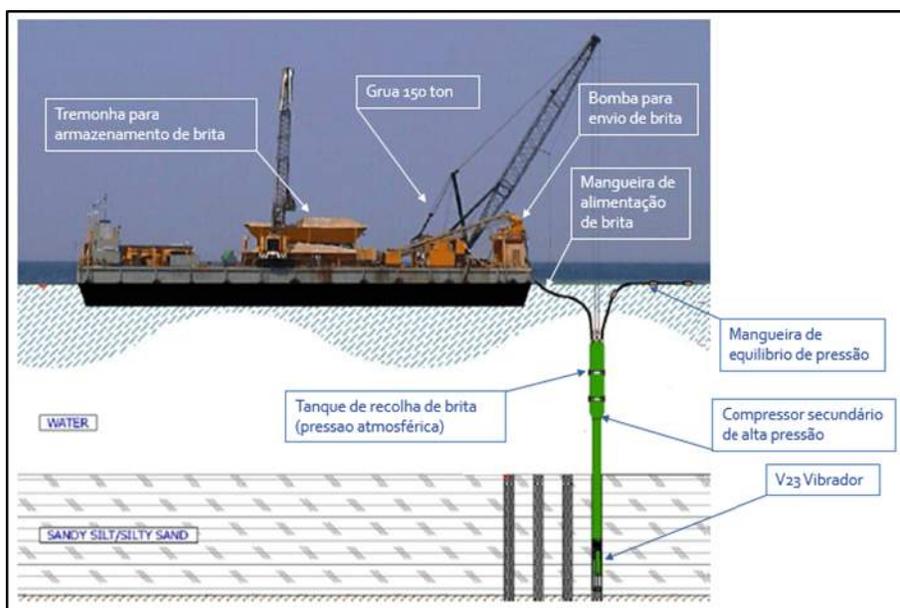


Fig. 20 – Recursos para execução de colunas de brita e vibro compactação submersa (Dura Soletanche Bachy, África do Sul).

De realçar o facto de os inertes serem impelidos por um compressor, para o tanque de recolha situado no extremo superior da ferramenta, aí permanecendo submetidos unicamente à pressão atmosférica até descerem ao longo da aste do vibrador e serem impulsionados por uma pressão adicional gerada por um sistema de pressurização secundário situado na base do tanque.

Para assegurar o posicionamento e o controlo de qualidade foram implementados os seguintes recursos adicionais que devem ser considerados como determinantes: i) Um sistema de posicionamento global (GPS), para garantir uma tolerância de 300 mm; ii) Um sistema de aquisição de dados e registo de parâmetros permitindo registos em função de tempo (profundidade, energia e volume) bem como registos em função da profundidade (quantidade de inerte incorporado).

Após concluído o tratamento, as seguintes conclusões foram retiradas:

- i) A variabilidade em profundidade e a rigidez do estrato argiloso resultou numa variação de diâmetros de coluna entre 0,9 e 1,5 m, gerando menores diâmetros a maiores profundidades e maiores diâmetros na zona superficial do tratamento e na zona de interface com o estrato arenoso;
- ii) Os ensaios de repenetração entre colunas para confirmação da efectividade do tratamento atestaram:
 - a) Penetrações maiores, em zonas localizadas onde o estrato arenoso sobrejacente continha maior percentagem de finos, atingindo cerca de 50% da profundidade das colunas no estrato argiloso. Verificou-se ainda que nestas zonas se atingiram diâmetros mínimos de coluna de 1,4 m e a efetividade do alargamento dedicado do topo das colunas pelo que se considerou que o tratamento foi efetivo;
 - b) Verificaram-se “negas” bruscas ou penetrações diminutas entre colunas nas zonas em que o estrato arenoso sobrejacente era predominantemente arenoso e onde foram geradas colunas com diâmetros inferiores a 1,4 metros no estrato argiloso subjacente. Nestas zonas o tratamento também foi considerado efetivo, uma vez que as

penetrações, no estrato argiloso entre colunas, foram diminutas ou mesmo inexistentes;

Finalmente concluiu-se e confirmou-se a complementaridade entre as duas técnicas, bem como também a sua adaptabilidade e versatilidade, uma vez que foram atingidos maiores diâmetros nas colunas de brita quando materializadas no estrato argiloso nas zonas em que o estrato argiloso era menos rígido e onde se verificou existir maior percentagem de finos no estrato arenoso sobrejacente, e foi conseguido um reforço por alargamento do topo das colunas quando prolongadas no interior do estrato arenoso. Nas zonas onde o estrato era predominantemente arenoso e o estrato argiloso era mais rígido, atingiram-se menores diâmetros nas colunas de brita e maior compactação do estrato arenoso.

8 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Existe um leque extenso de técnicas para melhorar as características mecânicas dos solos. Aos solos de granulometria fina aplicam-se as técnicas que visam a sua consolidação. Aos de granulometria grossa são aplicáveis aquelas cujo objetivo é promover a sua compactação.

Complementarmente às técnicas “puristas” de melhoramento, existem diversas tecnologias de reforço dos solos que fazem uso de inclusões e mistura dos solos com ligantes, melhorando a capacidade resistente do conjunto “solo-reforço”.

A definição da solução técnica deve ter em conta as necessidades do projeto e garantir a capacidade resistente necessária, controlar os assentamentos admissíveis e diferenciais, sejam eles imediatos ou diferidos, e/ou acautelar o risco de liquefação.

É de todo recomendável que durante a concepção da solução seja realizado um zonamento que identifique as singularidades, sejam recolhidas amostras e realizados ensaios laboratoriais e *in situ* para suportar a viabilidade da mesma. Precedendo os trabalhos, é essencial aferir e ajustar parâmetros de execução, pelo que áreas experimentais devem ser demarcadas. A validação do tratamento deve ser feita através de campanhas exaustivas de ensaios *in situ*.

Por último, apesar dos resultados conseguidos serem técnica e economicamente interessantes sendo por isso apetecível a sua utilização em detrimento da opção por uma solução de fundações profundas, recomenda-se que a utilização destas técnicas e tecnologias seja cuidadosamente ponderada face às suas limitações e à especificidade dos seus campos de aplicação.

9 – AGRADECIMENTOS

Ao colega Killian Coghlan, co-autor deste artigo, a sua inestimável ajuda
COGHLAN, K. - Ménard (killian.coghlan@menard-mail.com)

Aos colegas Fabrice Mathieu, Jerome Racinais e Frans Visser que gentilmente cederam a informação pertinente para os casos de obra:

MATHIEU, F. – Soletanche-Bachy (fabrice.mathieu@soletanche-bachy.com)
RACINAIS, J. – Ménard (jerome.racinais@menard-mail.com)
VISSER, F. – Soletanche-Bachy (frans.visser@durashb.co.za)

Por último o meu agradecimento aos Professores Manuel Matos Fernandes (FEUP), meu estimado professor, e António Topa Gomes (FEUP), meu estimado colega de curso, pelos seus ensinamentos, pela amizade de sempre e pelo convite que me foi endereçado.

A GEOTECNIA NO CICLO DE VIDA DAS INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTE

Geotechnics throughout the life cycle of the transportation infrastructures

António Pinelo*

RESUMO – Esta palestra foi organizada com o objetivo de satisfazer essencialmente três propósitos: mostrar a necessidade de considerar a importância da Geotecnia ao longo de cada uma das fases do Ciclo de Vida das Infraestruturas de Transportes e discutir os aspetos relevantes a ter em conta em cada uma dessas fases, apresentar as principais alterações introduzidas nos últimos anos nos requisitos do projeto de estradas com impacto na geotecnia, e ainda salientar a importância determinante que as atividades de projeto têm sobre a qualidade da infraestrutura, discutindo a forma como se pode garantir a qualidade do projeto, através da implementação de uma adequada metodologia de revisão do Projeto.

SYNOPSIS – This keynote lecture has been organized with three major objectives: to show the need to consider the importance of geotechnics along each stage of the life cycle of a transportation infrastructure and discuss main issues to be taken in due consideration in each stage; to discuss the main requirements set up along the last three decades for each stage, with relevant impact on the geotechnical issues; and to stress the crucial importance of the design activities on the quality of the infrastructure, discussing an appropriate methodology implemented to review the design stage.

Palavras Chave – Geotecnia; Ciclo de Vida; Infraestruturas de Transporte.

Keywords – Geotechnics; Lifecycle; Transportation Infrastructure.

1 – AS FASES DO CICLO DE VIDA DAS INFRAESTRUTURAS DE TRANSPORTE

A adesão de Portugal à CEE (1985) veio, entre outros aspetos, acentuar as fragilidades da rede de estradas existente e reforçar a necessidade de projetar, construir e conservar uma nova rede de estradas que satisfizesse os novos requisitos de mobilidade. Foi assim necessário proceder a uma completa revisão e atualização de todo o processo relativo à estrada, envolvendo cada uma das fases do seu ciclo de vida.

Uma vez que os novos requisitos de traçado tiveram um impacto relevante sobre os maciços e aumentaram a importância de realizar uma adequada análise dos problemas geotécnicos, foi necessário rever, e complementar quando necessário, todas as questões relacionadas com a geotecnia ao longo do ciclo de vida da estrada.

Neste trabalho discutem-se os novos requisitos e o seu impacto na geotecnia, referem-se os assuntos relevantes relacionados com a geotecnia que foram aprofundados e novos processos e procedimentos mais relevantes que foram introduzidos em cada uma das fases do ciclo de vida, com o objetivo de contribuir para que a nova rede responda às necessidades de mobilidade da sociedade e dos seus utilizadores.

Consideraram-se as seguintes três fases do Ciclo de Vida das Infraestruturas de Transporte (Figura 1).

* Eng.º Civil, Investigador Coordenador do LNEC. E-mail: apinelo@gmail.com

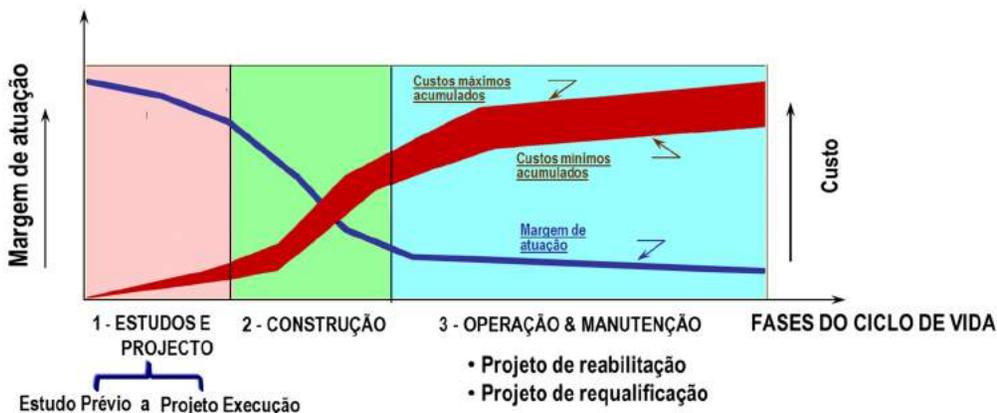


Fig. 1 - Ciclo de vida das infraestruturas de transporte.

A 1ª fase, de **Estudos e Projeto (E&P)**, que se desenvolve normalmente em duas etapas: a de Estudo Prévio e a de Projeto de Execução. Observa-se que o Estudo Prévio pode ser antecedido de um Estudo de Viabilidade ou de Planeamento, e que o Projeto de Execução pode ser precedido de um Projeto Base, quando as condições o justifiquem.

Na primeira etapa procede-se ao levantamento e análise dos elementos necessários ao estudo de soluções, e em particular para comparar alternativas de traçado que tenham sido estabelecidas, tendo em atenção os requisitos existentes; na segunda etapa desenvolve-se o projeto da solução escolhida, satisfazendo os requisitos estatutários (tipo de estrada), regulamentares (legislação) e funcionais (condições de circulação na infraestrutura).

Durante as duas etapas realizam-se, com desenvolvimento requerido em cada uma delas, os **Estudos de Apoio**, nomeadamente de Tráfego, Geológico-Geotécnico, Hidrológico, e ainda os Estudos de Avaliação Ambiental: Impacte Ambiental, quando decorre o Estudo Prévio, e Relatório de Conformidade Ambiental durante o Projeto de Execução.

A 2ª fase é a de **Construção da Infraestrutura** de acordo com o Projeto de Execução resultante da fase de E&P. Concluída a construção, a infraestrutura é colocada em serviço, depois de verificado que a Construção está em conformidade com o Projeto de Execução.

A 3ª fase corresponde ao período de utilização da infraestrutura e é designada de **Operação e Manutenção (O&M)**. Esta designação mostra de forma clara os dois grandes tipos de atividades a desenvolver após entrada em serviço: de operação, envolvendo as atividades relacionadas com a circulação e a assistência e informação aos utilizadores; e de manutenção, destinadas a garantir que a infraestrutura satisfaça os requisitos de circulação (funcionais).

Observa-se que também se desenvolvem atividades de projeto na fase de **O&M**, de que são exemplo os projetos de **Reabilitação** e os de **Requalificação**.

No primeiro caso tem-se em vista **repor características** em componentes da infraestrutura, melhorando as condições de circulação, mormente no domínio da segurança, sem aumentar as suas características de capacidade, como é o caso da reabilitação dos pavimentos.

Os **projetos de requalificação** destinam-se a promover o aumento da capacidade de circulação na infraestrutura. Podem prever alterações do traçado e/ou dos perfis transversal e longitudinal, no caso do aumento do número de vias ou do alargamento de vias existentes, ou ainda incluir a melhoria da circulação nas intersecções ou condicionar os acessos marginais.

A Figura 1 procura ilustrar uma importante realidade ligada à margem de atuação e aos custos, a ter sempre em consideração, qualquer que seja a fase do ciclo de vida em apreciação. Consta-se que, à medida que se avança da fase de **E&P** para a de **O&M**, se verificam duas situações penalizantes, e que são cumulativas: por um lado a margem de atuação para realizar alterações na

estrada vai diminuindo, e, por outro, os custos necessários para as concretizar crescem significativamente.

Tem-se assim que a fase de **E&P** assume uma importância decisiva nas fases subsequentes, em particular na de **O&M**, quando questões não ponderadas ou mal resolvidas se tornam visíveis com a utilização da infraestrutura. Por isso as diversas atividades a realizar na 1ª fase devem ser conduzidas com o necessário detalhe, de modo a ponderar as diversas questões em presença, e justificando a adoção de medidas destinadas a garantir a qualidade do projeto.

2 – OS TEMAS GEOTÉCNICOS FULCRAIS

No tratado sobre a Construção de Estradas em Portugal, escrito no final do Séc. XVIII, Neto (1790) identifica os dois temas geotécnicos a ponderar ao longo do Ciclo de Vida das Infraestruturas de transporte: os materiais de construção a utilizar, e a necessidade de garantir a estabilidade dos taludes escavados.

Atualmente, o tema dos materiais de construção, que inclui os materiais a utilizar em todas as componentes da infraestrutura e nos equipamentos, assume um papel ainda mais importante, em resultado dos requisitos ambientais existentes, nomeadamente para preservação de recursos naturais e para promover a reciclagem de materiais disponíveis, tais como subprodutos industriais ou os próprios materiais utilizados na construção da infraestrutura.

O § XXXIX (Figura 2) sugere que se utilizem os saibros, tufos e terras calcárias e arenosas que se encontram à superfície ou a reduzida profundidade, o que contribuirá para fazer em Portugal – com menos despesa do que em Inglaterra e na maior parte de França – estradas susceptíveis de toda a velocidade possível no transporte e na viagem.

Observa-se que os referidos materiais eram empregues nos aterros e nos pavimentos, e que à data havia essencialmente duas técnicas para construir pavimentos: a colocação de blocos de pedra, largamente utilizada pelos Romanos na rede e visível em estradas ainda existentes; ou a utilização de terrenos escavados, predominantemente solos, dado que os processos de escavação eram muito rudimentares.

Ao tratar da construção de estradas em zonas montanhosas (“terreno não plano”) o autor do tratado refere a grande quantidade de mão-de-obra de que se tem que dispor para realizar as escavações e construir os aterros, de modo a “nivelar” a estrada (Figura 3).

Em tais circunstâncias alerta também para a necessidade de formar com grandes escarpas os cortes nos montes, os quais devem obedecer a dois critérios: por um lado evitar escorregamentos

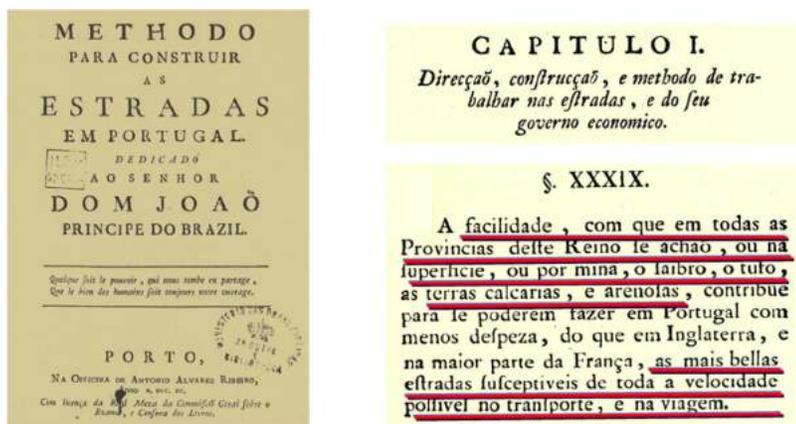


Fig. 2 - 1º Tema Geotécnico: a adequação dos terrenos como material de construção.

§. XXVII.

As estradas construidas em terrenos de-
ficeaes, tem bastante mão d'obra; por-
que para o fim de as reduzir a possível
planicie, ou á elevação demonstrada na
fig. N, he necessario cortar a parte eleva-
da do terreno, e levantar tanto da baixa,
quanto for sufficiente para anivelar a es-
tra-

§ XXVIII.

Nestas circunstancias he necessario sem-
pre formar com grandes elcarpas os cor-
tes dos montes, para que nesses sitios não
fique a estrada nimiamente fombria, e escura;
e para evitar que pelo inverno cáiaõ
as barreiras, o que succede facilmente len-
do o corte perpendicular, e por isso me
parece, que a elcarpa em taes circumstan-
cias deve ler na razão da sua altura, co-
mo hum para tres: fig. B.



Fig. 3 - 2º Tema Geotécnico: a estabilidade dos taludes.

durante o inverno (“queda de barreiras”) e, por outro, permitir que a estrada ficasse minimamente sombria e escura. Sugeria a adoção de inclinações para os taludes de 1:3 (H/V).

A questão das inclinações é, ainda hoje, uma questão central do projeto de terraplenagem. A definição da geometria dos taludes escavados deve ser ponderada tendo em atenção a natureza e estado dos materiais, a estrutura geológica existente, e aspetos de resistência mecânica, de resistência à erosão e de segurança da circulação. Inclinações de 1:3 só excepcionalmente se poderão adotar, quer por questões de estabilidade quer pelo requisito ambiental de efetuar, sempre que possível, o revestimento vegetal dos taludes.

3 – A EVOLUÇÃO DOS REQUISITOS ESTATUTÁRIOS E A GEOTECNIA

3.1 – Os requisitos estatutários antes da adesão à CEE

À data da adesão de Portugal à CEE (Junho de 1985), a maior parte das estradas que integravam os cerca de 18 500 km da Rede Nacional construída depois da publicação do Plano Rodoviário de 1945, tinham sido projetadas para satisfazer os requisitos estatutários e geométricos dele decorrente. Estes últimos foram objeto de diversas revisões efetuadas pela JAE a partir da década de 70, nomeadamente no que respeita às características do traçado.

De uma forma geral podem caracterizar-se essas estradas como não possuindo área adjacente à faixa de rodagem devidamente tratada e protegida, verificando-se, pelo contrário, uma forte ocupação marginal nessa área, consequência do crescimento desordenado dos aglomerados urbanos quando estes se desenvolveram ao longo das estradas (Figura 4).

Além disso, os traçados acompanhavam o desenvolvimento do terreno natural, o que se traduzia em estradas muito sinuosas e com inclinações longitudinais acentuadas. Os traçados eram não homogéneos, as ligações eram de nível, e as estradas não eram vedadas. Desta forma os acessos à estrada eram difíceis de controlar, assim como era difícil de controlar a ocupação marginal.

O aumento da circulação rodoviária, em particular de veículos pesados, para volumes de tráfego muito superiores àqueles para que foram projetadas e construídas essas estradas, e o aumento da velocidade de circulação associado à melhoria tecnológica dos veículos, contribuíram para a degradação acentuada das vias e para a insegurança da circulação, traduzida no elevado número de vítimas mortais que se registava anualmente.

A Figura 5 (Cardoso e Roque, 2016) mostra a evolução do volume de circulação (em milhão de veículos x km) e do número de vítimas mortais registado na primeira década após adesão à CEE (1985-1995).



Ausência de área adjacente à faixa de rodagem



Ocupação marginal

Fig. 4 - Requisitos estatutários de meados do Séc. XX: ausência de área adjacente à faixa de rodagem e ocupação marginal.

Para ter uma melhor percepção dos aumentos da circulação registados, a Figura 6 mostra a evolução do Tráfego Médio Diário Anual (TMDA) na Rede Nacional, entre 1980 e 2009: antes da adesão a taxa média de crescimento anual do TMDA rondava os 3%, tendo-se registado um aumento, para mais do dobro desse valor, após a adesão. Os valores médios de crescimento anual do TMDA superiores a 6% manter-se-ão até 2004.

Embora tivesse sido previsto o crescimento do tráfego como consequência da adesão, não se admitiu registar valores de crescimento como os acima indicados, e durante um período tão alargado. Observa-se que, tratando-se de valores médios na RRN, em diversas estradas os valores de crescimento anual do tráfego foram superiores aos indicados.



Fig. 5 - Volume de circulação e número de vítimas mortais na primeira década após adesão à CEE (1985 e 1995).

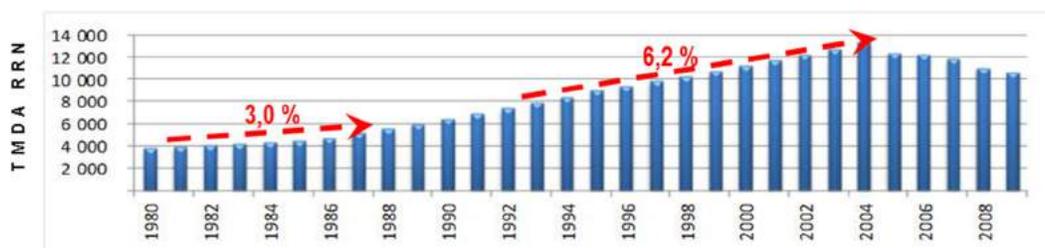


Fig. 6 - Evolução da circulação na RRN, expressa pelo valor do Tráfego Médio Diário Anual na RRN.

A par de uma elevada sinistralidade na rede, era também reconhecido que o tempo das deslocações era, de um modo geral, demasiado elevado, quer se circulasse no interior do País quer na orla costeira. Tal era consequência de as velocidades de circulação serem baixas, o que era largamente atribuível às deficientes características geométricas, nomeadamente de traçado das estradas existentes.

Com efeito, as estradas construídas de acordo com os requisitos do Plano Rodoviário de 1945 (PR 1945) tinham em vista, em primeiro lugar, satisfazer necessidades de acessibilidade, e a minimização do custo de construção, e caracterizavam-se por acompanhar o desenvolvimento do terreno natural. Nestas condições os impactes geotécnicos eram reduzidos, uma vez que as escavações e os aterros eram de pequena dimensão.

Em face do exposto, pode concluir-se que os requisitos utilizados no projeto e na construção da Rede Nacional tinham necessariamente que ser revistos para responder às novas necessidades de mobilidade, nomeadamente; i) reduzir os custos de operação dos veículos e os tempos de percurso; ii) promover uma indispensável redução da sinistralidade; e iii) aumentar o conforto dos utentes durante as deslocações.

3.2 – Os novos requisitos estatutários após adesão à CEE

Do grande aumento do tráfego a circular nas estradas após a adesão à CEE, resultaram novas necessidades de renovação da rede de estradas, de forma a garantir adequadas condições de mobilidade de pessoas e mercadorias, o que levou à elaboração de um novo Plano Rodoviário Nacional, publicado inicialmente em 1985 (PRN 85, Decreto-Lei n.º 380/85 de 26 de Setembro) e revisto em 1998 (PRN 2000, Decreto-lei n.º 222/98, de 17 de Julho).

Os novos requisitos estatutários estabelecidos no PRN – em particular os respeitantes à hierarquização das vias e à definição de níveis de serviço diferenciados por tipo e função da via – colocaram os utilizadores no centro das preocupações e obrigaram à adoção de novos requisitos de traçado. Tais requisitos visaram a melhoria das condições de circulação, para atender às novas necessidade de mobilidade indicadas, e também para a redução de impactes ambientais.

Na verdade, aos novos requisitos de mobilidade indicados, vieram juntar-se os requisitos ambientais, para cada fase do ciclo de vida, os quais foram progressivamente introduzidos a partir da última década do Século XX.

Indicam-se na sequência os aspetos relevantes das alterações introduzidas:

- **Redução da sinistralidade:** estabelecendo novos requisitos para o traçado (por exemplo obrigando à existência de uma zona adjacente à faixa de rodagem convenientemente tratada), colocando vedações ao longo da estrada, estabelecendo critérios de funcionalidade e segurança para o desnivelamento das intersecções e utilizando disposições de projeto que tornassem a estrada autoexplicativa e tolerante. Foram ainda publicadas novas normas de sinalização do trânsito (sinalização vertical e marcas rodoviárias);

- **Redução dos tempos de percurso e aumento do conforto da viagem:** através do estabelecimento de Níveis de Serviço adequados à função de cada tipo de estrada, que implicaram a fixação de novos requisitos para o traçado e para as condições de circulação, de que são exemplo as características funcionais mínimas exigidas para os pavimentos;
- **Redução de Impactes Ambientais:** A partir da última década do século XX, passaram a ser introduzidos requisitos ambientais, incluídos no D. L. n.º 186/90 de 6 de Junho e em diversos diplomas que transpuseram para o direito nacional diretivas comunitárias, a última das quais em 2013. Estão estabelecidos requisitos ambientais para cada uma das fases do ciclo de vida:
 - **Procedimento de AIA** (Vd. 4.4)
 - **Procedimento de verificação da conformidade ambiental do projeto de execução** (Vd. 4.4)
 - **Procedimento de Pós – Avaliação:** abrange as fases de construção, de exploração e de desativação da estrada, de que se destacam os seguintes planos:
 - Fase de Construção: o **Plano de Gestão Ambiental** impõe condicionantes à ocupação de terrenos, obriga ao tratamento de resíduos, indica quais os aspetos que serão objeto de plano de acompanhamento específico (arqueologia, fauna, etc.), bem como os aspetos sensíveis da construção que devem ser desde logo monitorizados, como por exemplo os recursos hídricos, o ruído e a fauna;
 - Fase de Exploração (O&M): o **Plano de Monitorização Ambiental** é estabelecido com dois propósitos: por um lado, recolher informação que permita verificar a eficácia das medidas projetadas visando a proteção do ambiente (ruído, qualidade das águas subterrâneas, fauna, etc.) e, por outro, identificar eventuais insuficiências, para posterior correção.

Pode dizer-se que a introdução de requisitos ambientais ao longo do ciclo de vida visou contribuir para que a rede de estradas sirva melhor os interesses económicos e sociais dos utilizadores e das populações, preservando recursos naturais e o património construído, com o objetivo último de promover a existência de uma rede de estradas ambientalmente sustentável.

A influência dos novos requisitos estatutários no traçado das novas estradas, em particular em zonas montanhosas, é grande e bem visível, conforme se pode constatar na Figura 7. A essa influência, facilmente visível em planta, está associada uma grande influência em perfil longitudinal, mais difícil de ilustrar.

Quando comparados com os antigos, os novos requisitos de traçado têm impacto geotécnico muito superior: a nova geometria em planta e perfil, o facto de as ligações serem desniveladas e de ter sido vedado o acesso à estrada, implicaram uma grande alteração nos anteriores trabalhos de terraplenagem e traduziu-se na necessidade de realizar escavações mais profundas e de construir aterros mais altos. Acresce que, em certas zonas, foi necessário construir túneis ou obras de contenção importantes (Figura 8).

Observa-se que nas estradas existentes antes da publicação do novo PRN não foram construídos túneis, tendo apenas sido construídos túneis em linhas de caminho-de-ferro, alguns ainda durante a segunda metade do Século XIX.

Tendo em atenção apenas o custo dos trabalhos de terraplenagem, é inequívoco que os novos requisitos implicaram a realização de escavações e de aterros de maiores dimensões e a adoção de novos processos construtivos, tendo-se verificado acréscimos de custo muito significativos na área da terraplenagem. A forma como decorrem as atividades na fase de Estudos e Projetos passou a ser considerada de primordial importância para a qualidade no final da Construção, nela incluindo o controlo de custos e de prazos de construção.

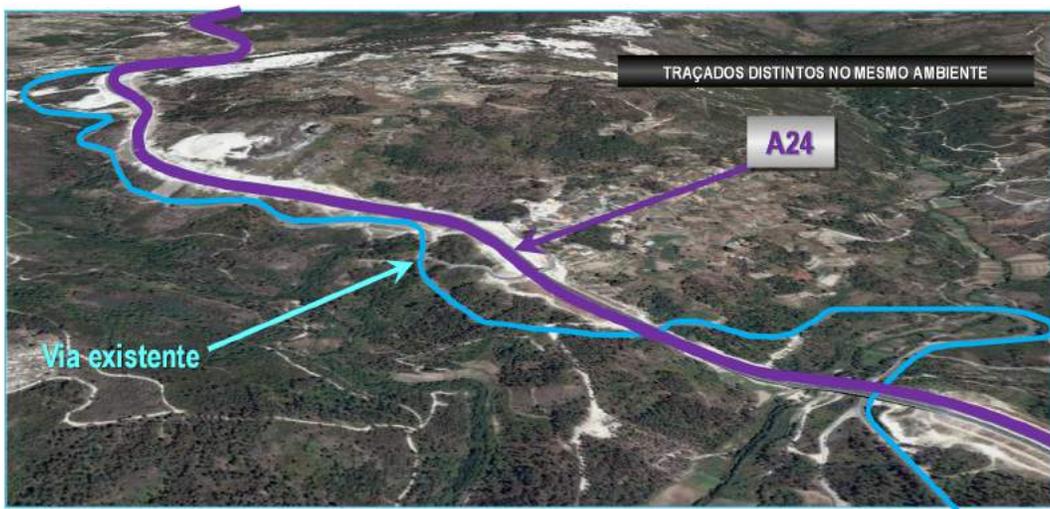


Fig. 7 - Comparação de traçados obedecendo aos antigos requisitos, com traçados obedecendo aos novos requisitos: caso da A24 e da estrada antiga.



Obras de contenção



Túneis em zonas montanhosas

Fig. 8 - Obras de Contenção e de Túneis associadas aos novos requisitos geométricos.

Naturalmente que à melhoria da qualidade das infraestruturas se traduziu num acréscimo significativo de custo em cada uma das fases do ciclo de vida. Observa-se, porém, que após a adesão, o Estado passou a dispor de financiamento da CEE para apoio à construção da nova RRN, cuja concretização constituiu um verdadeiro desígnio Nacional até 2010. Nestas condições foi possível adotar novos requisitos para o traçado, adequados à hierarquização das vias, nomeadamente no que respeita às velocidades de projeto a considerar.

A fase de E&P foi, porventura, a mais influenciada pela introdução dos novos requisitos. Foi assim necessário rever os processos desta fase, adotar novos requisitos e procedimentos de projeto (como por exemplo para as áreas de terraplenagem e de pavimentação) e medidas destinadas a garantir a qualidade na fase Projeto, nomeadamente a implementação da Revisão de Projeto e a publicação de documentos de apoio às atividades que se realizam nesta fase.

Relativamente à fase de Construção foram também introduzidas diversas melhorias, de que se destacam a inclusão de novos processos construtivos (em particular nas áreas de Pavimentação e Terraplenagem), a revisão e atualização das especificações técnicas do Caderno de Encargos da Construção e a introdução de medidas visando melhorar a gestão da qualidade.

Na parte final do trabalho ilustra-se a importância da geotecnia na Fase de O&M. Refere-se a necessidade de ponderação das condições geotécnicas no estabelecimento de planos de inspeção e

ensaios, discute-se com exemplos a necessidade de proceder à observação do comportamento e à instrumentação de obras geotécnicas e apresentam-se os aspetos relevantes a ter em conta no projeto de reabilitação de pavimentos, com especial destaque para os geotécnicos.

4 – A GEOTECNIA NA FASE DE ESTUDOS E PROJETO

4.1 – A especificidade da fase de Projeto de Infraestruturas de Transporte

Uma infraestrutura de transporte, estrada ou caminho-de-ferro, é uma via que atravessa certa extensão territorial, ligando dois ou mais pontos, e através da qual os veículos transitam. Para sua implementação constrói-se um conjunto de obras – terraplenagem, drenagem, pontes e viadutos, pavimentos, túneis – e colocam-se equipamentos com propósitos diversos: sinalização e segurança, iluminação, telecomunicações, vedações e barreiras acústicas.

Ao longo do traçado variam as condições de relevo do terreno e a natureza dos materiais ocorrentes, os quais exibem comportamentos não elásticos e são em geral heterogéneos.

A fase de E&P de uma infraestrutura requer o envolvimento e participação de uma equipe multidisciplinar, com forte presença dos aspetos geotécnicos - aterros, escavações, fundações das obras de arte, fundação dos pavimentos, túneis, fundação dos pórticos de sinalização - mas também com a participação de outras áreas da engenharia, tais como as relacionadas com o traçado e a segurança da circulação, com as estruturas dos viadutos e pontes, com a drenagem, com os materiais de construção, com a avaliação ambiental e com as condições de circulação do trânsito.

O projeto que serve de base à construção realiza-se por etapas (estudo prévio / projeto de execução), sobre uma cartografia adequada a cada etapa. Em cada uma, efetua-se um conjunto de estudos de base, cujo grau de desenvolvimento é também função de cada etapa (Quadro 1). O facto de o projeto ser realizado por etapas significa que as decisões são tomadas progressivamente.

Quadro 1 - As principais áreas de projeto e os estudos de base

ÁREA DE PROJETO	ESTUDOS DE BASE			
	GEOLÓGICO - GEOTÉCNICO	TRÁFEGO	IMPACTE AMBIENTAL	HIDROLÓGICO
Traçado	X	X	X	X
Terraplenagem	X			X
Pavimentação	X	X	X	
Drenagem	X		X	X
Obra de arte	X	X		X
Túneis	X	X		
Sinalização e Segurança	X	X	X	
Mitigação Ambiental	X		X	X

Os Estudos de Base a realizar para apoio ao projeto são quatro: geológico-geotécnico, tráfego, hidrológico e avaliação ambiental. Na mesma figura estão listadas as oito principais áreas de projeto: traçado, terraplenagem, drenagem, pavimentação, obras de arte, túneis, sinalização e segurança e mitigação ambiental. Constata-se que o estudo geológico-geotécnico é importante para desenvolver as oito áreas de projeto indicadas, inclusive a de sinalização e segurança, uma vez que a segurança da circulação exige a ponderação das inclinações a adotar para os taludes.

Podem ainda constatar-se existirem diversas interações entre cada uma das áreas de projeto e os estudos de base, o que aponta para a necessidade de tomar decisões depois de ponderados os diversos aspetos em causa, uma vez que a informação consta dos vários estudos de base.

Do exposto, pode concluir-se que o projeto de engenharia de uma infraestrutura de transportes tem especificidades diversas, de que se salientam:

- Necessidade de considerar o ciclo de vida da infraestrutura
- Variabilidade das condições ao longo do traçado
- Heterogeneidade dos materiais ocorrentes
- Multidisciplinaridade
- Realização por fases: Estudo Prévio e Projeto de Execução
- Progressividade da tomada de decisões
- Interação entre os estudos base e as áreas de projeto

Com este conjunto de especificidades, pode concluir-se que o processo de projeto rodoviário justifica a implementação de um sistema de informação visando o seu aperfeiçoamento contínuo e a adoção de medidas de gestão adequadas, com vista a garantir a qualidade do projeto, a estimular a necessária profundidade de cada atividade e a acautelar a indispensável coordenação das várias atividades.

4.2 – Requisitos e processo de Projeto de Infraestruturas de Transporte

Podem agrupar-se os requisitos de uma infraestrutura em quatro grandes grupos: estatutários, que são função do tipo de estrada; regulamentares que incluem os documentos legais aplicáveis; funcionais e de desempenho, que têm a ver com as condições de utilização; e específicos, onde se incluem os requisitos particulares de um dado projeto. Estabelecidos os requisitos para uma dada estrada procede-se à recolha dos dados para realizar o projeto.

O Processo está esquematizado na Figura 9, onde estão assinalados os estudos de base com componente geotécnica que serão desenvolvidos – Estudo Geológico Geotécnico e Estudo de Impacte Ambiental – e distinguidas as duas áreas de projeto que serão tratadas: Terraplenagem e Drenagem e Pavimentação.

Na Figura 10 apresenta-se um desenvolvimento dos requisitos da Pavimentação, sem indicação dos regulamentares, os quais incluem todos os documentos legais aplicáveis às infraestruturas, em particular os que transpõem para o direito nacional as diretivas comunitárias.

É interessante constatar que propriedades geotécnicas dos terrenos estão presentes desde logo na base da pirâmide, através de requisitos de granulometria e de natureza dos materiais.



Fig. 9 - Requisitos e o processo de projeto.



Fig. 10 - Pirâmide de Requisitos para os Pavimentos.

Os requisitos funcionais são incluídos nos contratos de Concessão, e estabelecem os valores mínimos das diversas propriedades dos pavimentos associadas às condições de circulação, nomeadamente atrito, rugosidade, regularidade geométrica longitudinal, regularidade transversal e inclinações.

A partir da última década do Séc. XX este tipo de requisitos passou também a ser incluído nos contratos de construção da Administração Rodoviária (JAE;ICOR;EP), permitindo assim dispor de resultados de ensaios relativos a uma “caracterização inicial” dos pavimentos.

A realização periódica de campanhas de ensaios na fase de O&M, permite analisar a evolução dessas propriedades, e programar a realização de trabalhos de conservação sempre que os valores medidos não satisfaçam os requisitos (vd. 7.3).

4.3 – Estudo Geológico e Geotécnico

O Estudo Geológico e Geotécnico realiza-se por etapas correspondentes ao estudo prévio e ao projeto de execução com a sequência e desenvolvimento necessários à satisfação dos respetivos requisitos. Tem como objetivos principais:

- Caracterizar as condições geológicas e geotécnicas ao longo do traçado
- Estabelecer um modelo das formações geológicas
- Identificar e caracterizar propriedades dos materiais ocorrentes, para fundamentar as opções de projeto nas áreas de:
 - Terraplenagem (aterros; escavações)
 - Pavimentação
 - Fundações de viadutos e outras O.A.
 - Mitigação ambiental

Como principais condicionantes à realização destes estudos, resultantes dos novos requisitos introduzidos, podem indicar-se:

- Traçados com características geométricas mais exigentes
- Traçados inseridos em zonas urbanas (Figura 11)
- A inclusão de necessidades ambientais, condicionando as soluções de projeto: aterros vs viadutos; técnicas de estabilização de taludes; modelação dos materiais colocados a depósito, etc.



Fig. 11 - Intersecção desnivelada na SCUT do Grande Porto.

4.4 – Estudo de Impacte Ambiental (EIA) e Verificação da Conformidade Ambiental do Projeto de Execução

Os requisitos de Avaliação de Impacte Ambiental (AIA) ao longo das várias fases do Ciclo de Vida têm uma forte interação com as condições geotécnicas. Na verdade, na fase de Estudo Prévio, aquela em que se desenvolve o Estudo de Impacte Ambiental (EIA), alguns dos principais descritores nele utilizados são de carácter geotécnico, como por exemplo a Geologia e Geomorfologia e os Recursos Hídricos (Figura 12).

Um dos aspetos mais importantes do EIA é a avaliação ambiental de corredores (Figura 12), no âmbito da qual os aspetos geotécnicos, designadamente os associados à realização das escavações e à construção dos aterros (Terraplenagem), assumem um papel relevante na escolha das soluções, em particular no que respeita aos previsíveis impactes ambientais, que ocorrerão nas fases subsequentes,

EIA: Principais Descritores Analisados

- Geologia e Geomorfologia
- Solos e RAN
- Clima
- Recursos Hídricos
- Qualidade do Ar e Ruído
- Componente Social
- Planeamento e Ordenamento Territorial
- Condicionantes ao Uso do Solo
- Património Cultural
- Paisagem

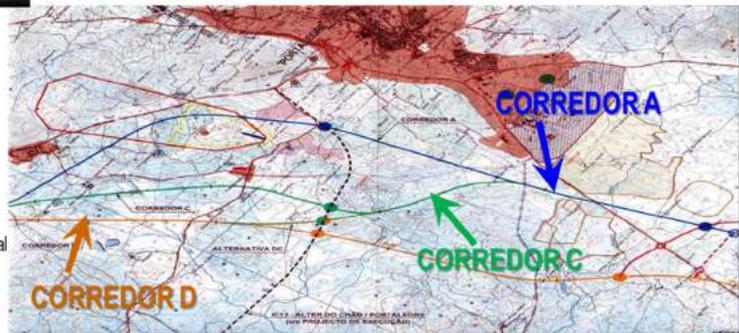


Fig. 12 - Avaliação Ambiental de Corredores.

de construção e de O&M e, naturalmente, também no que respeita aos previsíveis custos da Terraplenagem.

O processo de EIA envolve a participação do público, e termina com a emissão da Declaração de Impacte Ambiental (DIA), que inclui a indicação do corredor selecionado para o traçado e requisitos específicos a respeitar na etapa de Projeto de Execução, com vista a eliminar, minimizar ou compensar impactes ambientais identificados.

Nestas condições, o Projeto de Execução passou a incluir: i) a seleção e definição das disposições construtivas a adotar para satisfazer aos requisitos ambientais da DIA; ii) Relatório de Conformidade Ambiental do Projeto de Execução (RECAPE), onde se apresentam e justificam as disposições de projeto adotadas para ter em consideração os requisitos ambientais indicados na DIA.

Na etapa de Projeto de Execução, os aspetos geotécnicos voltam a ter uma forte presença, nomeadamente nas áreas de Terraplenagem e de Pavimentação. O primeiro caso envolve a definição do tipo de estrutura a construir no atravessamento dos vales - aterro ou viaduto - e a ponderação da reutilização dos materiais escavados, evitando dessa forma o consumo de materiais de empréstimo e/ou a realização de depósitos de materiais escavados e não reutilizados.

Além dos requisitos ambientais com impacte geotécnico já referidos, a infraestrutura de transporte deve obedecer a muitos outros, de que se destaca a necessidade de um adequado enquadramento paisagístico. É interessante apontar aquilo a que hoje se poderia chamar um requisito paisagístico, enunciado no Tratado de Estradas do Séc. XVIII e transcrito na Figura 13.

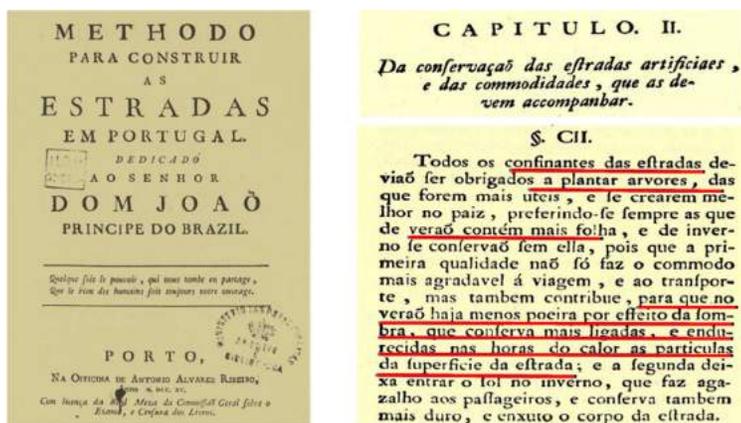


Fig. 13 - Requisito ambiental do SEC XVIII: plantação de árvores ao longo da estrada.

Com efeito, a disposição §CII daquele documento preconiza a plantação de árvores ao longo da estrada, de modo a que a viagem seja mais cómoda, e indica o critério a adotar na seleção dessas árvores: serem da região, aquelas que no verão tenham mais folhas, e de inverno se conservam sem elas. O propósito é tornar a viagem mais agradável no verão, e contribuir para que haja menos “poeira” por efeito da sombra, a qual permite conservar mais ligadas e endurecidas as partículas da superfície da estrada. Por esta razão, a disposição implicava também, embora sem a mencionar, uma redução das intervenções de conservação da estrada.

4.5 – Terraplenagem e Drenagem

A maior relevância dos trabalhos de terraplenagem, o seu elevado custo e a importância da qualidade desses trabalhos no futuro comportamento da estrada, levaram a que, a partir da última década do séc. XX, tivesse sido criada uma nova área de projeto: Terraplenagem. A intenção da sua criação foi fomentar uma desejável ponderação dos aspetos relacionados com a realização de escavações mais profundas e aterros de maior dimensão, e a posterior adoção de disposições de

projeto adequadas, tendo naturalmente em consideração os resultados do Estudo Geológico e Geotécnico e do Estudo de Impacte Ambiental.

Na verdade, até aquela data, as questões relativas a escavações e aterros eram tradicionalmente tratadas no Estudo Geológico Geotécnico, desde a sua introdução a partir dos anos sessenta.

A adoção de novos requisitos traduziu-se em grandes alterações no traçado, as quais tiveram como consequência a necessidade de realizar escavações mais profundas e aterros de maior dimensão do que os construídos até então, e evidenciaram a necessidade de adotar disposições de projeto que permitissem uma adequada drenagem dos trabalhos de terraplenagem, logo desde a fase de construção.

Acresce que as exigências ambientais de utilização, na construção da estrada, de materiais não tradicionais - em particular a reutilização dos materiais escavados e a valorização de subprodutos industriais na construção dos aterros - implicou o estudo das condições em que tais materiais poderiam ser empregues, e a especificação do processo construtivo a utilizar em cada caso.

Entre os materiais não tradicionais que passaram a ser empregues nos aterros destacam-se: i) materiais pétreos de grandes dimensões, do tipo enrocamento, provenientes de escavações realizadas na linha; ii) subprodutos industriais, como é o caso de materiais provenientes de escombros de mármore; iii) misturas de solo e enrocamento; iv) materiais evolutivos.

Também se introduziram novas práticas na classificação dos materiais, uma vez que tradicionalmente estava generalizada a utilização da Classificação Rodoviária para os materiais, tendo passado a utilizar-se a Classificação Unificada e a Classificação francesa RTR. Observa-se que esta última foi desenvolvida com o objetivo de apoiar as decisões que são tomadas na fase de construção, sendo a única classificação, das três referidas, que visa as condições de reutilização dos materiais escavados.

No que respeita às Escavações, o projeto de Terraplenagem contempla os seguintes aspetos principais: i) o processo de desmonte a empregar (processo mecânico ou fogo) e a identificação das zonas a escavar onde se previa a utilização de fogo; ii) estudo das propriedades dos materiais a escavar e sua classificação, tendo em vista a posterior reutilização; iii) a estabilidade dos taludes; iv) drenagem (provisória e definitiva); e v) camada de leito do pavimento.

No projeto dos aterros estabeleceram-se os seguintes assuntos relevantes a ponderar: i) condições de fundação dos aterros, especialmente em zonas de solos compressíveis ou a meia encosta; ii) materiais a colocar na parte inferior dos aterros, em particular em zonas inundáveis; iii) corpo dos aterros, nomeadamente a constituição e a inclinação; iv) drenagem; v) revestimento dos taludes; vi) camada de coroamento; e vii) leito do pavimento.

A Figura 14 mostra, numa AE na região de Lisboa, trabalhos de terraplenagem e diversas componentes do sistema de drenagem: valas de drenagem profunda, máscaras drenantes e órgãos de drenagem superficial.

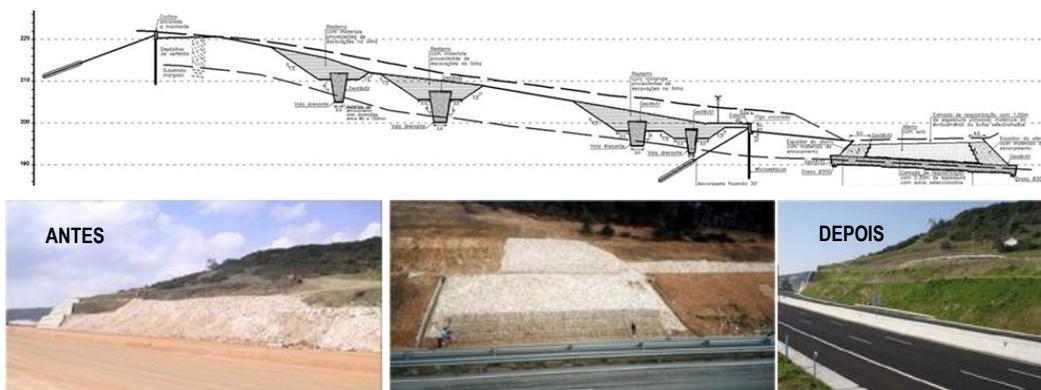


Fig. 14 - Sistema de drenagem de uma infraestrutura.

4.6 – Pavimentação

Com a adesão à CEE, além dos importantes acréscimos de tráfego registados, em particular dos veículos pesados que muito contribuiu para a acelerada degradação de pavimentos, verificou-se um aumento no valor autorizado das cargas máximas transportáveis por eixo, a qual veio também contribuir para a referida degradação. A título de exemplo, indica-se que o eixo simples de rodado duplo passou a poder circular com 130kN, em vez dos 100kN anteriormente autorizados.

Nessa altura, havia a perceção de um deficiente comportamento dos pavimentos em algumas estradas, em parte atribuível à sua reduzida capacidade de carga. Para tal perceção contribuiu a ocorrência da ruína prematura de pavimentos em trechos de estrada pouco tempo depois de abertas ao tráfego. Além disso, recebiam-se as consequências do aumento legal das cargas por eixo na degradação acelerada dos pavimentos.

A generalidade das estruturas de pavimento eram flexíveis e de reduzida capacidade de carga, o seu estado de conservação era em geral deficiente. A reduzida capacidade de carga era consequência de vários fatores, ligados a deficientes condições de fundação e à natureza dos materiais empregues nas camadas e respetivas espessuras. O seu dimensionamento era baseado em métodos empíricos, em particular nos desenvolvidos em Inglaterra e França.

Na verdade, as condições de fundação dos pavimentos eram por vezes inadequadas, não sendo preconizada a colocação sistemática de uma camada de leito do pavimento, JAE NORMA P7.1-78 (1978), JAE NORMA P7.2.1-78 (1978), JAE NORMA P7.2.2-85 (1985). A camada de sub-base era constituída por “solos selecionados”, e na camada de base empregava-se exclusivamente material britado de granulometria extensa, com uma espessura de 30cm. Sobre a base eram colocadas uma ou duas camadas de misturas betuminosas, cuja espessura total não ultrapassava os 8 a 11 cm nas estradas e 14cm no caso das autoestradas.

Com frequência, os projetos não indicavam os maciços a escavar ao longo da linha onde era previsível a obtenção de “solos selecionados”. Essa omissão traduzia-se, por vezes, na dificuldade em encontrar, nas referidas escavações, solos que satisfizessem as propriedades indicadas no Caderno de encargos para “solos selecionados”.

Nestas condições, a JAE decidiu proceder, em colaboração com o LNEC, a uma profunda revisão e reformulação do processo de projeto de pavimentação. O desenvolvimento do novo processo atendeu a cinco requisitos principais: i) definição de condições de fundação; ii) inclusão de novos tipos de materiais das camadas, que permitissem a seleção do tipo de estrutura mais adequado a cada caso (flexível, rígido e semi-rígido); iii) processo de cálculo com base racional e assente na análise da estrutura constituída pelas camadas do pavimento e a respetiva fundação; iv) as propriedades das camadas a adotar nos cálculos tinham que ser estabelecidas tendo em atenção as especificações de construção, bem como as previsíveis propriedades a ocorrer nas mesmas camadas na fase de O&M; e v) ser adaptado às condições existentes, nomeadamente no que respeita a materiais e processos construtivos, tráfego pesado e clima (Pinelo, 1991).

Relativamente às condições de fundação introduziu-se a necessidade de projetar uma camada de **leito do pavimento**, cujo principal objetivo é proporcionar uma adequada e homogénea capacidade de suporte para o pavimento ao longo do traçado. A existência dessa camada é importante logo desde a fase de construção, permitindo as necessárias condições de circulação para o tráfego de obra, e tem também como objetivo contribuir para um adequado desempenho do pavimento após entrada em serviço.

Definiram-se 4 classes de fundação (F1 a F4) com base no valor do módulo pretendido. Para o dimensionamento do leito têm-se em consideração as propriedades do terreno de fundação (Classes S1 a S5), as características dos materiais a utilizar na camada (possibilidade de utilizar materiais não ligados ou materiais tratados com ligantes) e ainda a classe de plataforma pretendida para a fundação do pavimento (Figura 15) (JAE, 1995). Esta é selecionada tendo também em atenção o tráfego pesado.

Estudo da Fundação:

Solo		F ₁	F ₂	F ₃	F ₄
existente	E _r (MPa)	30 < E _r ≤ 50	50 < E _r ≤ 80	80 < E _r ≤ 150	E _r > 150
S ₀	CBR < 3	estudo especial			(2)
S ₁	3 ≤ CBR < 5	30 S ₂ 20 S ₃	60 S ₃ 40 S ₄ 40 ST ₁ 25 ST ₂	40 ST ₂	(2)
S ₂	5 ≤ CBR < 10	(1)	30 S ₃ 15 S ₄	60 S ₃ 30 S ₄ 40 ST ₁ 25 ST ₂	40 ST ₂ (2)
S ₃	10 ≤ CBR < 20	---	(1)	20 S ₄	25 ST ₂ (2)
S ₄ , S ₅	CBR ≥ 20	---	---	(1)	(2)

Classificação unificada de solos (norma ASTM D 2487)

(1) em escavação deve ser escarificado e recompactado na profundidade necessária à garantia de uma espessura final de 30 cm bem compactada; em aterro as condições de fundação estão garantidas.
 (2) situação especial em pedraplenos.
 ST1 - solo tratado com cal (CBR imediato > 8 %; valor determinado em laboratório, s/ sobrecargas e sem embebição).
 ST2 - solo tratado com cimento ou cal (CBR imediato > 15 %; resistência à tração por compressão diametral aos 28 dias > 0,2 MPa).

Fig. 15 - Fundação do Pavimento: classes definidas (F1 a F4), solo existente (S0 a S5) e possíveis camadas de leito.

O desenvolvimento do novo processo de projeto assentou em quatro pilares: Conceção, Dimensionamento, Especificações de Construção e Desempenho (Figura 16).

Para avaliar o desempenho das novas estruturas de pavimento, implementaram-se trechos Piloto de Pavimentação, em estradas cujos pavimentos tinham sido projetados de acordo com o novo processo. Entre as atividades a realizar em tais trechos incluíam-se: i) o acompanhamento da fase de construção, nomeadamente no que respeita aos ensaios de materiais, ao processo construtivo e ao controlo da qualidade, o que permitiu a avaliação de pressupostos de projeto durante a construção; ii) a posterior observação do comportamento dos pavimentos desses trechos durante alguns anos após entrada em serviço, o que permitiu a recolha de elementos sobre o seu desempenho.

A etapa de Conceção compreende a seleção do tipo de pavimento a construir – flexível, rígido ou semi-rígido – tendo em consideração as condicionantes de projeto, nomeadamente o tráfego pesado, as condições climáticas, os materiais de construção e as técnicas construtivas disponíveis, e também os previsíveis custos a suportar nas fases de Construção e de O&M. Anota-se que

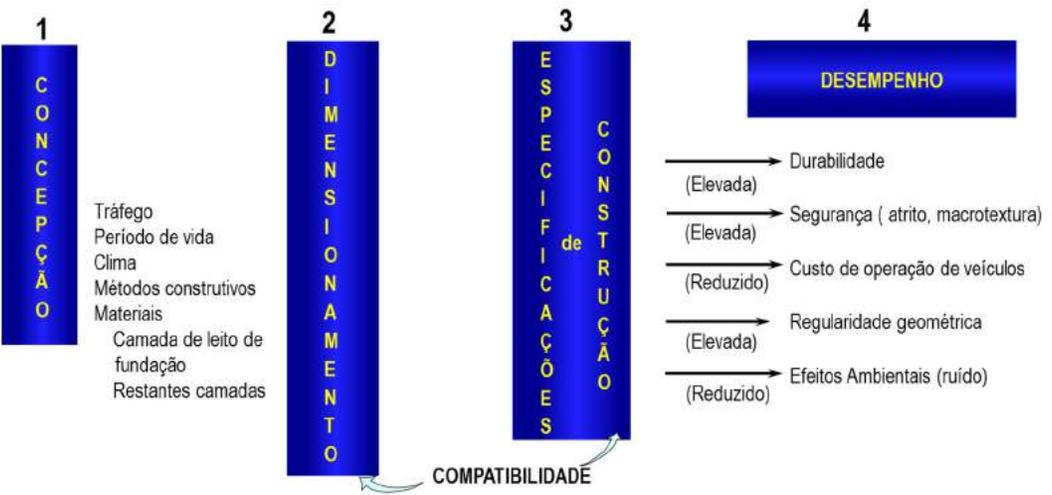


Fig. 16 - Os quatro pilares do processo de projeto de pavimentação.

atualmente é cada vez mais frequente estudar soluções de pavimentação com base em análises de custo ao longo do ciclo de vida.

Para permitir o projeto e construção de pavimentos de vários tipos, previu-se a utilização de materiais não tradicionais entre nós, com a introdução de novos materiais para as camadas: i) materiais britados na camada de sub-base, em substituição dos “solos selecionados”; ii) novas misturas betuminosas a colocar nas camadas de base; iii) misturas com cimento, a utilizar nos pavimentos rígidos e semi-rígidos.

Tendo em vista a comparação do desempenho de estruturas de pavimento flexíveis, construídas com recurso a ligantes betuminosos, com estruturas rígidas e semi-rígidas onde era empregue cimento, passaram a incluir-se nos requisitos dos projetos de pavimentação estruturas dos vários tipos. Tal comparação incluía as novas estruturas flexíveis, com o emprego de camadas de misturas betuminosas na base.

No Dimensionamento estabelece-se a geometria das camadas do pavimento e da fundação, e procede-se à verificação da capacidade de carga do pavimento projetado (constituído por camadas dos materiais escolhidos com as espessuras determinadas) tendo naturalmente em conta todos os dados e requisitos do projeto. A verificação da capacidade de carga é feita tendo em atenção as propriedades dos materiais das camadas após entrada em serviço. A especificação das propriedades das camadas faz parte do processo de projeto, de modo a que haja compatibilidade entre as propriedades admitidas no cálculo e as propriedades das camadas a construir.

No final do processo de projeto de pavimentação, o que se pretende é ter uma estrutura que venha a exibir propriedades para um bom desempenho: elevada durabilidade, elevado atrito e rugosidade para garantir a segurança da circulação e a indispensável regularidade geométrica, e, por outro lado, reduzidos custos de operação de veículos e de ruído de circulação.

O facto de as propriedades de desempenho não serem relacionáveis com as propriedades adotadas no dimensionamento introduz uma dificuldade acrescida ao projeto de pavimentação e conduz à necessidade de implementar planos de Inspeção e Ensaios para a fase de O&M, com vista a obter informação sobre o seu desempenho.

A Figura 17 ilustra o processo de dimensionamento estrutural desenvolvido.

Como estados de ruína do pavimento para a verificação da capacidade de carga, consideraram-se os associados aos dois mecanismos clássicos de degradação: por fadiga das misturas betuminosas e por deformação excessiva da fundação.

O modelo de resposta utilizado para calcular as tensões e deformações nas camadas do pavimento quando solicitado por um eixo padrão, é constituído por um conjunto de camadas sobrepostas e aderentes, de materiais elásticos e homogéneos, caracterizadas por um módulo de deformabilidade E e por um coeficiente de Poisson ν .

Observa-se que os valores E_i a considerar nos cálculos devem ser estabelecidos tendo em consideração os valores que ocorrerão na fase de O&M. Com efeito, é conhecido que tais propriedades sofrem alterações, nomeadamente em consequência de variações climáticas: as das temperaturas, que influenciam os módulos das camadas betuminosas, e as do estado hídrico dos solos e materiais granulares, que influencia a sua deformabilidade.

A Figura 18 mostra a variação no valor do módulo de deformabilidade da fundação de um pavimento do aeroporto de Lisboa, medido em campanhas de ensaio de carga com defletómetro de impacto, realizadas entre Janeiro de 1992 e Junho de 1993, no âmbito de um plano de observação do comportamento do pavimento (Antunes, 1993).

Na mesma figura estão indicadas as precipitações registadas no aeroporto, bem como os valores da pressão intersticial medida na fundação. O pavimento observado era constituído por 25 cm de camadas de misturas betuminosas e 60cm de camadas granulares, assentes sobre uma areia argilosa, classificada como A 4 (1); SC.

Constata-se que durante o período de cerca de um ano e meio em que decorreu a observação do pavimento, mediram-se importantes variações no valor do módulo da fundação (até 30%) com a variação da pressão intersticial. Esta, por sua vez, depende do estado hídrico, o qual é influenciado

por diversos fatores, nomeadamente pelo tipo de solo, pela pluviosidade e pelas condições de drenagem.

Mecanismos de Degradação

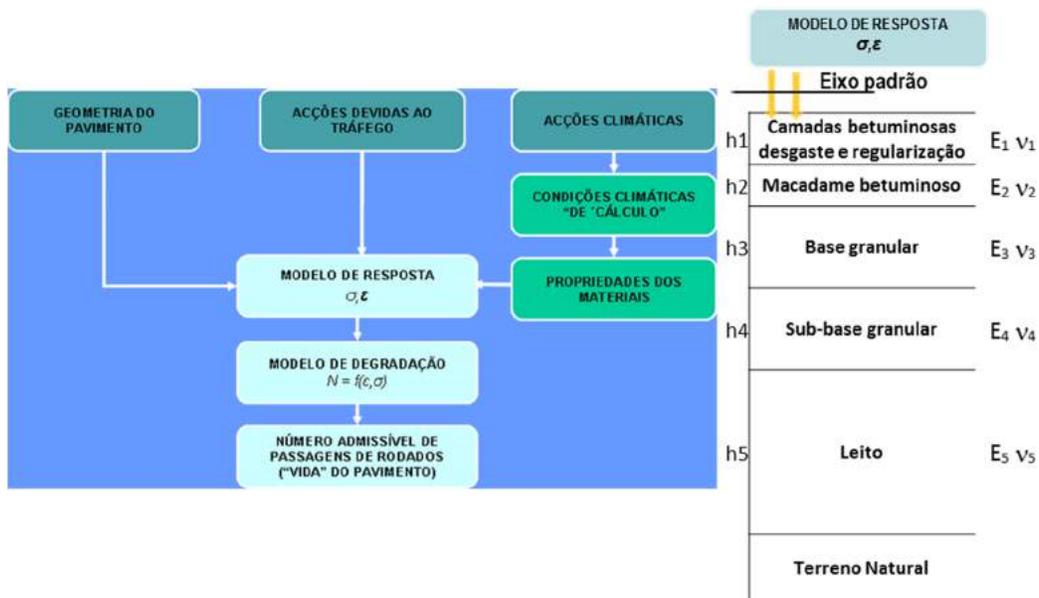
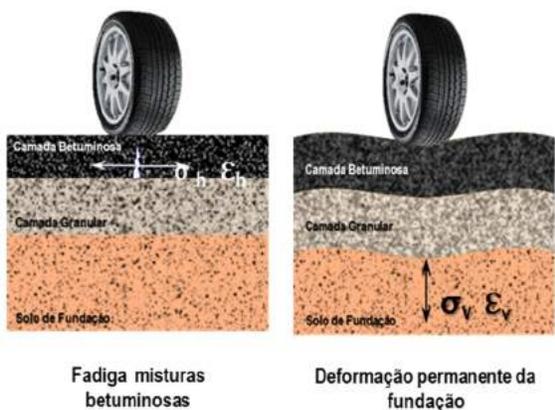


Fig. 17 - Dimensionamento estrutural de pavimentos.

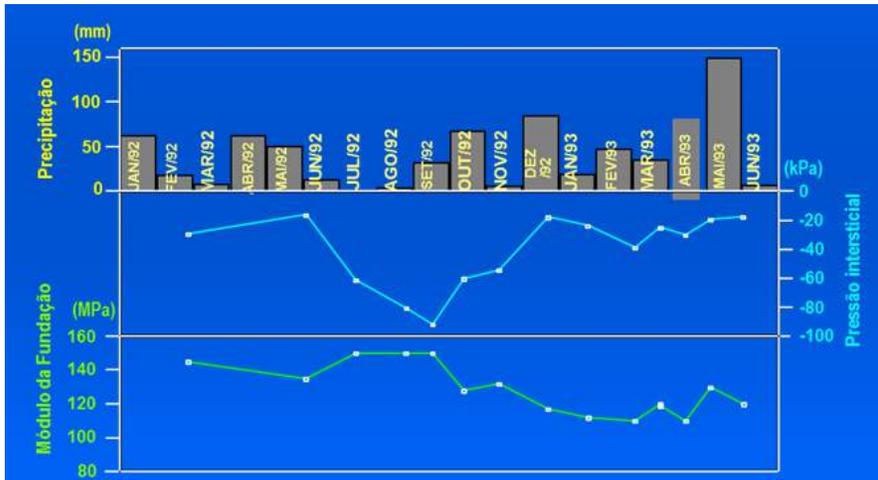


Fig. 18 - Observação do Comportamento de um Pavimento do Aeroporto de Lisboa: Variação do módulo da fundação com a pressão intersticial.

5 – A GARANTIA DA QUALIDADE DO PROJETO. PROCESSO DE REVISÃO.

Quando se discute o estabelecimento do plano da qualidade para uma infraestrutura de transporte, é corrente considerar dois grupos de questões, ligadas às duas primeiras fases do seu ciclo de vida: as relacionadas com a qualidade na fase de Estudos e Projeto e as relativas à qualidade da Construção. Na sequência referem-se apenas os aspetos relevantes da qualidade na primeira fase, simplificada designada de projeto.

Pela sua própria natureza, as atividades de projeto só podem ser objeto de medidas visando a garantia da qualidade. Entres essas medidas referem-se:

- Existência de documentos de apoio ao projeto
- Ações de formação dos intervenientes no processo
- Implementação de um processo de revisão do projeto.

Sendo mais tradicionais os dois primeiros tipos de medidas, passam a apresentar-se os aspetos relevantes da revisão de projeto, tanto mais que as áreas de projeto em que intervêm as questões geotécnicas são particularmente adequadas para o efeito.

A Norma Portuguesa Sistemas de Gestão da Qualidade. Requisitos, NP EN ISO 9001 (2000), define **revisão da conceção e do desenvolvimento**:

§7.3.4 Revisão da conceção e do desenvolvimento

Em etapas apropriadas, revisões sistemáticas da conceção e do desenvolvimento devem ser realizadas de acordo com as disposições planeadas (veja-se 7.3.1):

- Para avaliar a aptidão dos resultados da conceção e do desenvolvimento para ir ao encontro dos requisitos;*
- Para identificar quaisquer problemas e propor as ações necessárias*
Entre os participantes nessas revisões devem ser incluídos representantes de funções envolvida(s) na(s) etapa(s) de conceção e desenvolvimento que está(ão) a ser revista(s). Os registos dos resultados de revisões e de quaisquer ações necessárias devem ser mantidos (veja-se 4.2.4).

Considerando a fase de projeto uma fase de conceção e desenvolvimento, e como suficientes as indicações dadas sobre os objetivos da revisão, sobre os participantes nas revisões e sobre a necessidade de manter registos dos resultados, importa indicar um conjunto de etapas apropriadas para as realizar:

- Plano de recolha de dados para o Projeto
- Interpretação dos dados recolhidos
- Síntese de resultados
- Incorporação da síntese no projeto
- Processo de cálculo a adotar
- Análise de soluções e seleção da solução a adotar

O conceito de “revisão” da NP EN ISO 9001 implica, para cada etapa da fase de Estudos e Projetos, o acompanhamento pormenorizado de todas as atividades a desenvolver para cada uma das áreas de projeto, não sendo suficiente realizar um processo de revisão apenas mediante análise de documentos produzidos no final dessa etapa.

Com efeito, e a título de exemplo, podem ser identificadas insuficiências no projeto resultantes de uma caracterização geotécnica deficiente, a qual resulte de uma escassa recolha de dados, prevista no Plano de Prospecção do Estudo Geológico e Geotécnico. Em tais condições, da insuficiência de dados podem resultar atrasos e acréscimos de custo importantes, inerentes a nova recolha de dados. Uma tal situação poderia ser evitada caso tivesse havido “revisão” do Plano e atempadamente introduzidas as necessárias medidas corretivas.

6 – A GEOTECNIA NA FASE DE CONSTRUÇÃO

Para ilustrar a importância dos aspetos geotécnicos na fase de construção, selecionaram-se alguns dos tópicos que foram mais discutidos nos últimos anos: a contratação das obras, a classificação dos materiais de terraplenagem, a utilização de materiais alternativos, o papel do aterro experimental na construção de aterros e a vantagem de introduzir na prática corrente especificações de desempenho.

6.1 – Contratação de obras com importante componente geotécnica

Em geral, a contratação da construção tem sido feita por concurso público, com base no projeto de execução. Atualmente há já alguma experiência de contratar infraestruturas com base em concursos de Conceção-Construção, que foram utilizados no processo de atribuição das Concessões rodoviárias. Nesses casos o concurso foi feito com base no estudo prévio, estando a elaboração do projeto de execução incluída nas responsabilidades do consórcio selecionado.

Quando as obras a realizar envolvam trabalhos geotécnicos com peso relevante e que impliquem a utilização de técnicas especializadas, pode ser vantajosa a contratação dos trabalhos através de um concurso de Conceção – Construção, que pode ser lançado a partir de um estudo prévio, ou a partir de um projeto base. Os concorrentes são responsáveis pela seleção das técnicas a adotar, ficando o concorrente escolhido responsável pela elaboração do projeto de execução.

Um concurso de Conceção-Construção pode também ser vantajoso para reduzir os prazos de conclusão de uma dada obra, uma vez que reduz o número de concursos e os correspondentes prazos de apreciação.

A Figura 19 refere-se aos taludes da estrada do Portinho da Arrábida, cuja estabilização foi feita recorrendo a uma contratação deste tipo.



Fig. 19 – Estabilização da Encosta da Estrada do Portinho da Arrábida

6.2 – Classificação dos materiais de terraplenagem visando a fase de construção

A realização dos trabalhos de terraplenagem é sempre uma tarefa complexa, pois envolve vários tipos de materiais heterogêneos, verificando-se, além disso, que as suas propriedades variam frequentemente de acordo com as condições climáticas. Torna-se assim indispensável considerar a aleatoriedade dos materiais, e selecionar equipamentos e processos construtivos que permitam realizar os trabalhos com a indispensável qualidade e o necessário rendimento.

A literatura francesa dá indicações de valor inestimável para a programação e realização dos trabalhos de terraplenagem (LCPC e SETRA, 1992 e 2000).

A partir da última década do Séc. XX essas indicações passaram a ser consideradas nas fases de Projeto de terraplenagem, e na de Construção. As indicações assentam numa classificação dos materiais de terraplenagem, desenvolvida visando a fase de construção, que inclui:

- Distinção entre solos e materiais rochosos, e a definição de parâmetros de identificação
- A classificação do estado hídrico de solos sensíveis à água em cinco classes
- A caracterização do carácter evolutivo de certos materiais rochosos
- Condições de reutilização dos materiais em aterro e em camadas de coroamento
- Tipos de compactação e caracterização dos cilindros

6.3 – Construção de aterros com materiais alternativos. Aterro experimental

A realização de escavações em zonas mais profundas dos maciços, para satisfação dos novos requisitos de traçado, teve como consequência a obtenção de blocos de dimensões apreciáveis (com frequência superiores a 1m) e de materiais do tipo enrocamento, uma vez que as escavações passaram a realizar-se em materiais mais sãos, menos fraturados e alterados do que os que surgem, em geral, na parte superior dos maciços. A Figura 20 ilustra os três tipos de material escavado.

O processo construtivo especificado para os aterros de blocos e para as misturas solo-enrocamento, consiste essencialmente em:

- Espalhamento do material da camada em cordão, e taqueamento dos blocos de maiores dimensões;
- Molhagem do material;
- Compactação com cilindro adequado;
- Controlo da Compactação, através de ensaios para medição do peso volúmico “in situ” (“ensaio macro”).

Granulometria: peneiração e cubicagem de blocos

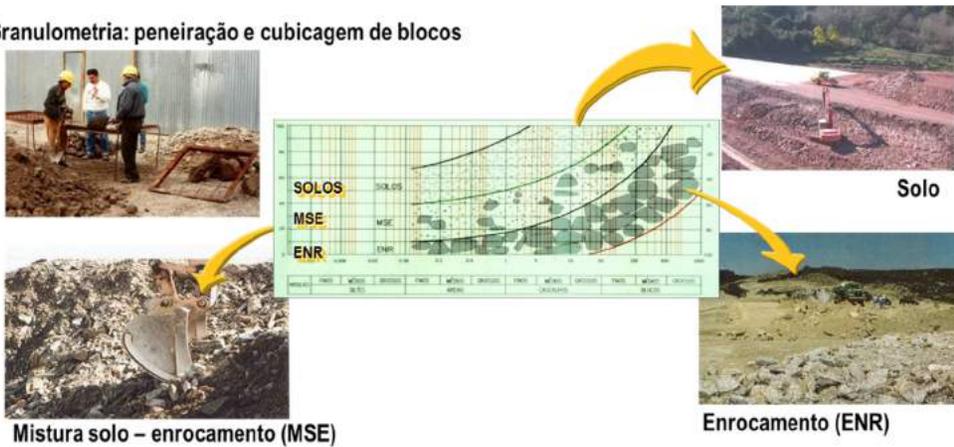


Fig. 20 - Classificação dos materiais de aterro com base na granulometria.

Uma vez que, em laboratório, não é possível proceder a uma compactação de provetes representativos para estabelecer as condições de compactação, é necessário determiná-las “in situ”. Proceder-se assim à construção de aterros experimentais para especificar a espessura das camadas a espalhar, o teor em água da fração fina e o número de passagens do cilindro (Figura 21).

Durante o aterro experimental, para cada espessura de camada espalhada e para cada teor em água da fração fina, mede-se a evolução das deformações da superfície da camada com o número de passagens do cilindro. A determinação do peso volúmico seco da camada compactada envolve a escavação de uma dada porção da camada em apreço, a qual é depois pesada, sendo o volume escavado medido com recurso a uma folha de plástico e água.

A Figura 22 refere-se à construção de aterros com blocos de mármore provenientes de escombreira, na variante à EN 255 entre Borba e Vila Viçosa, onde se pode ver a medição do volume escavado com água.

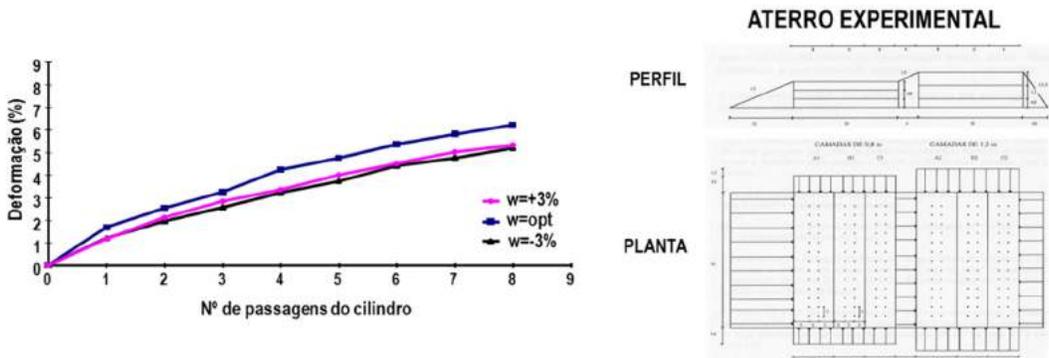


Fig. 21 - Esquema do aterro experimental.



Fig. 22 - Variante à EN 255, entre Borba e Vila Viçosa: aterros de enrocamento com blocos provenientes de escombreiras de mármore e determinação “in situ”.

6.4 – Especificações de desempenho

O projeto de pavimentação é feito admitindo um determinado valor do módulo E_f para a fundação, que é estabelecido tendo em atenção a classe de plataforma, as propriedades do terreno natural e os materiais da camada de leito. É assim desejável que durante a fase de construção se realizem ensaios destinados a medir o referido módulo, de modo a poder atempadamente adotar medidas corretivas, caso os valores medidos o recomendem. Estes ensaios podem ser incluídos nas medidas de garantia da qualidade a adotar na Fase de Construção.

Além de proporcionar uma avaliação da adequação do módulo adotado no projeto, os valores obtidos serão úteis na análise dos valores de E_f que resultarão da interpretação dos resultados das campanhas de ensaios de carga. Estes realizar-se-ão na fase de O&M para avaliar a capacidade de carga do pavimento e projetar o seu reforço, quando necessário.

O módulo, tal como definido na Figura 23, pode ser obtido através de ensaios de carga – com placa, com defletómetro de impacto ligeiro, com defletómetro de impacto pesado (FWD) – ou a outros tipos de ensaio, como por exemplo recorrendo à medição de ondas, desde que seja correlacionável com o valor medido em ensaio de carga com placa.

Atendendo a que, em geral, nas camadas de leito se empregam materiais granulares, é indispensável ter em atenção os valores dos teores em água quando da realização dos ensaios, em particular durante a época quente. Com efeito, uma redução significativa do teor em água de

Ensaio de carga com placa

$$E = 0,75 d \sigma / \varepsilon_r$$

E – módulo de deformabilidade

d – diâmetro da placa

σ – pressão aplicada pela placa

ε_r – deformação medida

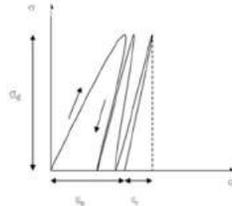


Fig. 23 - Módulo da fundação E_f e ensaios de carga para o obter.

compactação, por evaporação associada a temperatura elevada ou ao vento, terá como consequência a medição de valores do módulo superiores, o que pode induzir em erro.

O requisito de dotar os pavimentos de adequadas condições de fundação mantém-se quando se trata da fundação da superestrutura ferroviária. No entanto, neste caso, há uma condição mais desfavorável no caso das vias balastradas, que resulta da facilidade com que a água da chuva, penetrando através do balastro, atinge o topo da plataforma ferroviária. No entanto, o processo a adotar para estudar a fundação de ambas as estruturas é semelhante.

Na Figura 24 apresentam-se resultados de ensaios de carga realizados em obras de modernização da Linha do Norte, com o propósito de avaliar a conformidade de módulos obtidos em obra – na **plataforma de terraplenagem** e na **plataforma ferroviária** – com os valores especificados em projeto. A figura apresenta três séries de valores: i) módulo na antiga fundação, antes de colocar a camada de leito; ii) módulo no topo do leito; módulo no topo do sub-balastro (construído com material britado), (Fortunato, 2005).

A figura indica também os módulos adotados em Projeto: para o topo da terraplenagem mínimo de 80 MPa, e para o topo do sub-balastro mínimo de 120 MPa, valores que são especificados pela UIC para vias férreas.

Observa-se que na maior parte dos casos se verificou conformidade entre os valores medidos (no leito e no sub-balastro) e os de projeto, sendo os desvios aceitáveis nos casos de não conformidade.

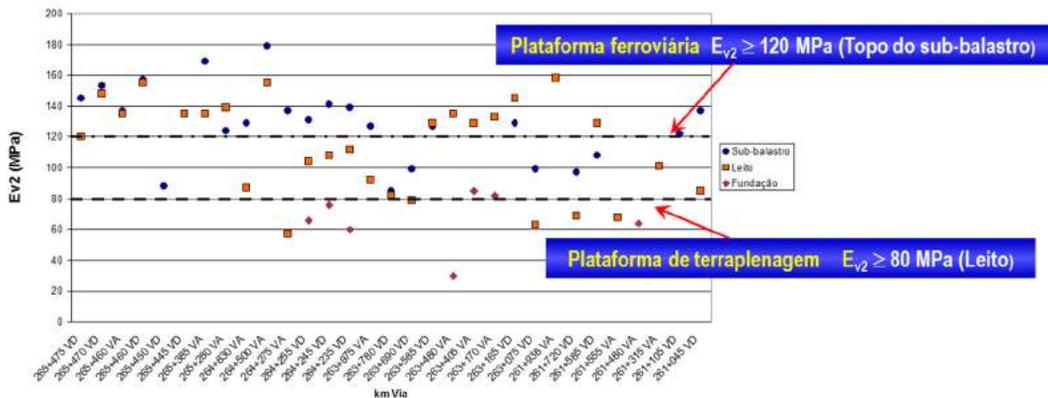


Fig. 24 - Verificação da conformidade dos módulos obtidos em obra com os valores especificados no projeto.

Atenta a multiplicidade de condicionantes e de incertezas com que se procede, na fase de projeto de pavimentos, à seleção da Classe de Fundação e ao dimensionamento da camada de leito, afigura-se altamente desejável, pelas razões apresentadas, implementar medidas de garantia da qualidade para a fase de construção da terraplenagem, como por exemplo a realização de campanhas de medição do módulo da fundação, antes de iniciar a colocação das camadas do pavimento.

7 – A GEOTECNIA NA FASE DE OPERAÇÃO & MANUTENÇÃO

A finalizar ilustra-se a importância de aspetos geotécnicos na fase de O&M e discutem-se questões a ponderar no estabelecimento de Planos de Inspeção e Ensaio, os quais podem ser implementados apenas para observação do comportamento, ou também para verificação da conformidade do estado do pavimento com os requisitos contratuais.

Tais planos são estabelecidos para diversas componente da estrada, nomeadamente para os aterros, escavações e pavimentos. Incluem listas de possíveis defeitos a identificar, especificam as grandezas a medir e respetivo processo de medição, e estabelecem as periodicidades das campanhas medição.

A identificação de defeitos na componente inspecionada permite desencadear atempadamente a realização de trabalhos de conservação, sempre que o defeito seja grave e/ou essa componente seja classificada como não conforme com os requisitos.

A implementação de planos de observação do comportamento da componente terraplenagem - aterros e escavações - pode ainda ser feita com outros propósitos:

- a) A recolha de dados para projeto;
- b) A verificação de pressupostos de projeto;
- c) Evitar perturbações ou acidentes na circulação resultantes da queda de blocos.

No caso dos aterros e escavações, os planos preveem a realização de inspeções, e com frequência incluem a instalação de equipamentos destinados a medir grandezas, tais como deslocamentos (na superfície ou no interior de maciços) e indicadores do regime hidrológico (piezómetros, caudais, etc.).

7.1 – Inspeção da Terraplenagem e Drenagem

Com as imagens da Figura 25 ilustra-se a importância de proceder à cuidadosa inspeção de todas as componentes do sistema de drenagem, uma vez que, com frequência, a obstrução de tubos de drenagem ou a sua degradação, implicam acidentes graves nos aterros, que podem significar a sua rotura.

A Figura 26 mostra defeitos num pavimento, resultantes da insuficiência do sistema de drenagem instalado numa estrada. Não sendo adequadamente recolhida e conduzida pelos dispositivos de drenagem, a circulação da água superficial provocou a erosão nas bermas e nas camadas do pavimento subjacentes à camada de desgaste, e ainda a ocorrência de fendas



Fig. 25 - Defeitos observáveis no sistema de drenagem.



Fig. 26 - Defeitos no pavimento resultantes de insuficiência no sistema de drenagem.

longitudinais e roturas de zonas do pavimento. Pode ainda observar-se que a deposição, na faixa de rodagem, de parte do material erodido teve como consequência a redução da largura da faixa de rodagem.

Em ambas as situações mostradas é notória a influência dos defeitos nas condições de circulação, e tem-se a percepção que as inspeções são atividades particularmente adequadas para detetar e corrigir este tipo de defeitos.

7.2 – A observação do Comportamento de Aterros e Escavações

A Figura 27 refere-se a um aterro de enrocamento construído com blocos graníticos, na A24, que foi monitorizado para validação de hipóteses de projeto, em particular no que respeita aos valores dos assentamentos que iriam ocorrer após a construção. Além da colocação de marcas superficiais para medição de assentamentos, foram instalados tubos de inclinómetro para medição de deslocamentos horizontais no interior do aterro.

A mesma figura apresenta um resumo de resultados de assentamentos medidos em diversos aterros rodoviários – de enrocamento e de misturas solo-enrocamento – durante períodos de observação que variaram entre 5 a 10 anos após construção. Os resultados apresentados correspondem à deformação máxima medida em aterros construídos com enrocamento

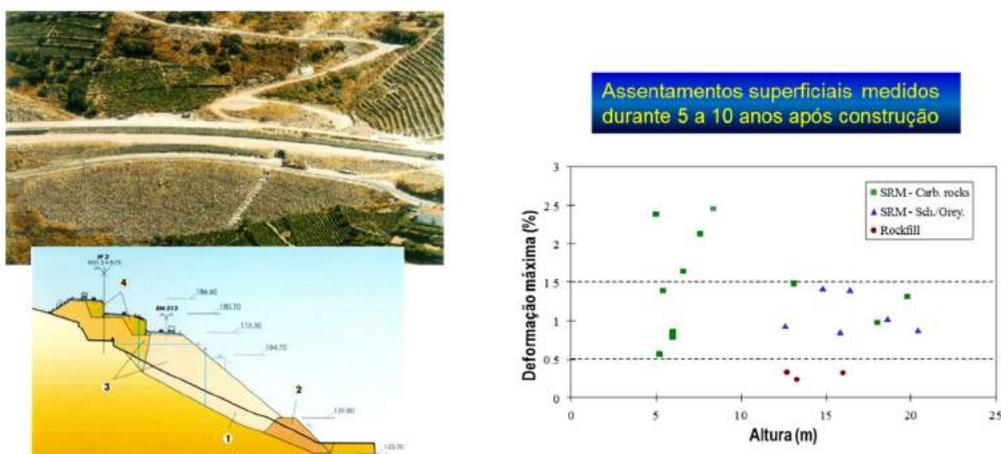


Fig. 27 - Observação do comportamento de um aterro de enrocamento na A24 e resultados de deformações superficiais máximas, medidas em aterros de enrocamento (Rockfill) e de mistura solo-enrocamento (SRM) de rochas calcárias e de rochas xistosas.

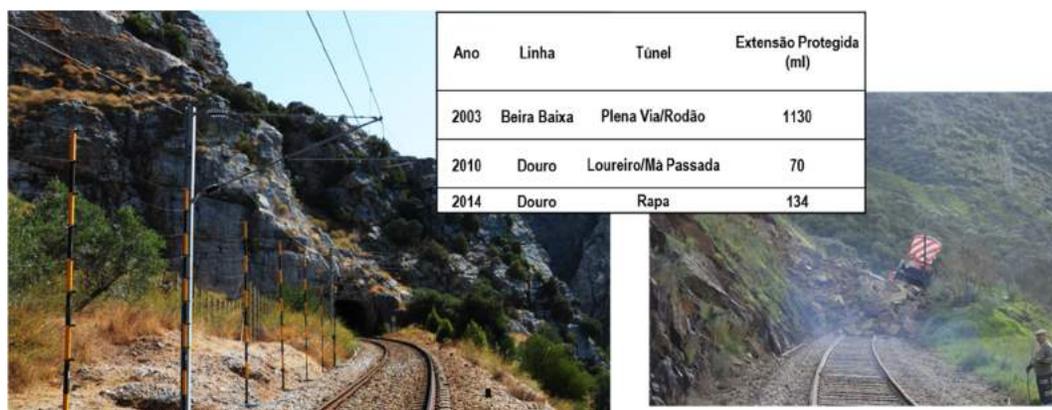


Fig. 28 - Monitorização de Escavações: Sistema de deteção da queda de blocos instalado em diversas linhas férreas.

(Rockfill) e com misturas solo - enrocamento (SRM), e foram calculados a partir dos assentamentos superficiais medidos e das alturas desses aterros. Os valores das deformações máximas observados variaram em geral entre 0,5 e 2% (Fortunato e Veiga Pinto, 1998).

A Figura 28 refere-se à monitorização de escavações, com o objetivo de localizar instabilizações de taludes de caminho de ferro. O sistema utiliza barreiras com malhas de rede elásticas como tecnologia de deteção e pode ser complementado por camaras de videovigilância. Está instalado em trechos de linhas, e visa detetar ocupações da linha resultantes de escorregamentos ou da queda de blocos, de forma a adotar medidas de gestão da circulação, reduzindo a probabilidade da ocorrência de acidentes ou perturbações na circulação (Silva, 2016).

7.3 – Projeto de Reabilitação de Pavimentos

No caso dos pavimentos, a programação e a realização de trabalhos de conservação – Corrente e Periódica – faz-se com base nos resultados obtidos nas campanhas de inspeção e ensaio realizadas periodicamente.

Os trabalhos de conservação corrente são, regra geral, listados e especificados com base nos resultados dessa inspeção, e incluem a limpeza de pavimentos, o tratamento de covas, a eliminação de depressões que afetem a circulação, a selagem de fendas isoladas, a remendagem de pequenas zonas com fendas ou desagregação.

As intervenções de Conservação Periódica no pavimento, nas quais se incluem os trabalhos de reabilitação, são realizadas com base num projeto, no qual intervêm necessariamente os aspetos geotécnicos relacionados com as condições de fundação e com as camadas de material granular. O projeto é feito com base em informações recolhidas nas campanhas de inspeção e ensaio, durante as quais se medem indicadores relativos ao desempenho do pavimento, estrutural e funcional.

É a importância dos aspetos geotécnicos no projeto de reabilitação estrutural de pavimentos que se pretende salientar, ao apresentar sucintamente o processo de avaliação da capacidade de carga de pavimentos, e de projeto de reforço, que foi implementado no âmbito da revisão e reformulação do processo do projeto de pavimentação o qual obedece aos requisitos indicados os pavimentos novos (vd. 4.6).

Por inspeção direta localizam-se os defeitos existentes na camada de desgaste do pavimento, tais como fendas, desagregação, deformação excessiva, ninhos, remendos, etc. Esta operação é geralmente feita com o apoio de um catálogo de degradações apropriado, o qual permite ainda a classificação da gravidade de cada tipo de degradação identificada. Procedem-se depois ao estudo dos possíveis mecanismos de degradação que levaram à ocorrência dos defeitos mais graves, com o



Fig. 29 - Defeitos em pavimentos flexíveis associados às condições de fundação.

objetivo de corrigir alguma situação desfavorável existente, ou apenas para, no projeto de reforço, adotar medidas que permitam evitar a futura ocorrência de defeitos do mesmo tipo.

Na Figura 29 identificam-se defeitos na camada de desgaste de pavimentos flexíveis associados às suas condições de fundação: i) em todas as fotos o pavimento está intensamente fendilhado, exibindo fendilhamento classificável como do tipo “pele de crocodilo”; ii) em algumas das zonas fendilhadas são visíveis, à superfície, solos da fundação, que foram “bombados” através das fendas existentes, durante a passagem de veículos pesados; iii) as fotos da esquerda e da direita mostram que as fendas ocorrem longitudinalmente, na zona das rodeiras formadas pela passagem dos veículos pesados, sendo ainda visível na foto da direita deformações transversais (cavados) na zona das rodeiras.

A existência de fendas do tipo pele de crocodilo ao longo das rodeiras, e o facto de haver solos de fundação “bombados” para a superfície, leva a supor que as estruturas de pavimento apresentadas têm insuficiente capacidade de carga para o tráfego que as utiliza.

O reforço da capacidade de carga de pavimentos flexíveis consegue-se colocando, sobre o pavimento existente, as camadas de misturas betuminosas preconizadas no projeto. A sua colocação só é feita depois de realizar os trabalhos preliminares (fresagem de parte ou totalidade das camadas betuminosas existentes; saneamento da estrutura do pavimento em zonas com condições de fundação deficiente; correção da geometria em certas zonas; tapagem de covas e de peladas, etc.).

Do ponto de vista estrutural, o projeto consiste na determinação da espessura de camadas betuminosas necessária para aumentar a capacidade de carga de um valor existente para um desejável. Além dos aspetos estruturais, na definição da solução de reforço terão também que ser ponderados os aspetos funcionais, e em particular a necessidade de corrigir inclinações transversais e/ou irregularidades longitudinais, situações que poderão implicar, por si só, a colocação uma dada espessura de mistura betuminosa.

O projeto de reabilitação estrutural de um pavimento envolve a avaliação da sua capacidade de carga – expressa num número admissível de passagens de um eixo padrão – e o projeto do reforço, sempre que a capacidade de carga seja inferior à necessária.

Em geral o pavimento de uma estrada não se degrada de forma homogénea, verificando-se alguma diversidade nos defeitos que ocorrem ao longo do traçado, quer no tipo quer da frequência com que eles aparecem. Tal diversidade resulta de vários fatores, de que se salientam as diferenças nas condições de fundação dos pavimentos, a maior ou menor eficácia do sistema de drenagem, os materiais empregues nas camadas e ainda a circunstância de, em regra, o tráfego pesado não ser o mesmo ao longo do traçado.

Nestas condições, é necessário proceder a uma divisão da estrada em “subtrechos homogéneos”, em cuja extensão o pavimento possa considerar-se homogéneo do ponto de vista do desempenho

estrutural. Essa divisão é feita com base em dados recolhidos através do plano de inspeção e ensaios, e em dados históricos, em particular relativos à fase de construção, e elementos obtidos em anteriores campanhas de ensaio. O plano de inspeção e ensaios inclui a realização de uma detalhada inspeção visual do pavimento e do sistema de drenagem, e a realização de ensaios “in situ” – de carga e ensaios em poços – e em laboratório, de amostras recolhidas nos poços. A campanha de ensaios “in situ” envolve:

- Ensaios de carga para medir a resposta da estrutura do pavimento à solicitação aplicada (com pneu e defletómetro LNEC, com defletómetro de impacto (FWD), etc.);
- Sondagens, à rotação e por poço, para determinar a espessura de cada camada e identificar o material constituinte;
- Ensaios “in situ” na fundação, realizados em poços abertos no pavimento, para caracterizar o estado hídrico e a compacidade;
- A recolha de amostras de materiais das camadas e da fundação para a realização de ensaios em laboratório.

O número de sondagens e de poços pode ser substancialmente reduzido, se se realizarem também ensaios com radar de penetração para medir a espessura das camadas.

Na avaliação da capacidade de carga e valor a determinar é a vida restante do pavimento (Figura 30), expressa pelo número admissível de passagens de um eixo padrão. Para adotar nesta determinação um processo semelhante ao utilizado no dimensionamento de pavimentos novos (vd. 4.6) é necessário conhecer: i) a estrutura do pavimento (espessura e natureza dos materiais das camadas) e as suas condições de fundação; ii) os módulos das camadas e da fundação.

Assim, o modelo de resposta do pavimento a utilizar é estabelecido a partir da interpretação dos resultados dos ensaios de carga e das espessuras das camadas medidas nas sondagens e poços. Observa-se que a resposta do pavimento é caracterizada por deflexões medidas em pontos situados na superfície do pavimento, e que as variações dos valores obtidos ao longo do traçado são particularmente úteis para proceder à divisão da estrada em subtrechos estruturalmente homogêneos.

Para que o modelo de resposta a estabelecer seja representativo de cada subtrecho homogêneo, têm que ser criteriosamente estabelecido o número mínimo de ensaios a realizar ao longo da estrada e em cada trecho (carga; sondagens; poços; radar; “in situ”; laboratório).

A Figura 31 apresenta imagens de dois equipamentos de ensaio de carga e de um radar, utilizados na caracterização estrutural de pavimentos.

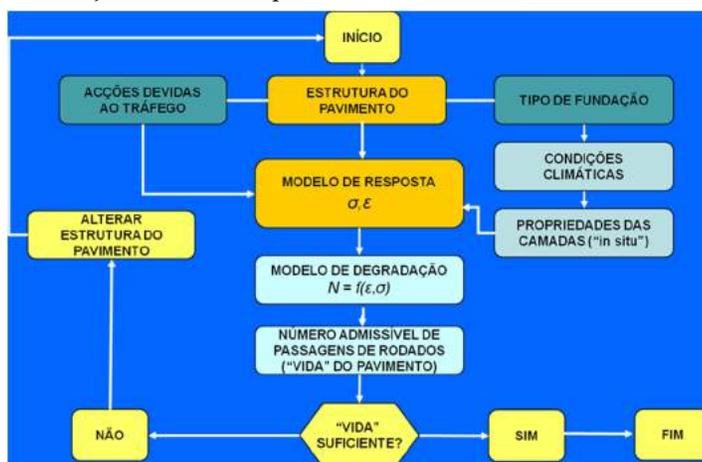
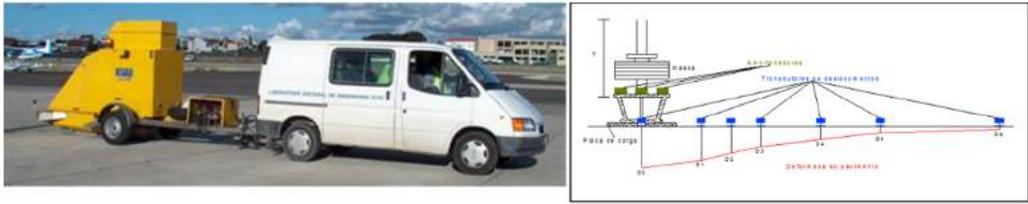


Fig. 30 - Avaliação estrutural da capacidade de carga de pavimentos e cálculo do reforço.



Ensaio de Carga com Defletômetro de Impacte (FWD)



Ensaio de Carga com Pneu e defletógrafo LNEC



Medição das Espessuras das camadas com radar

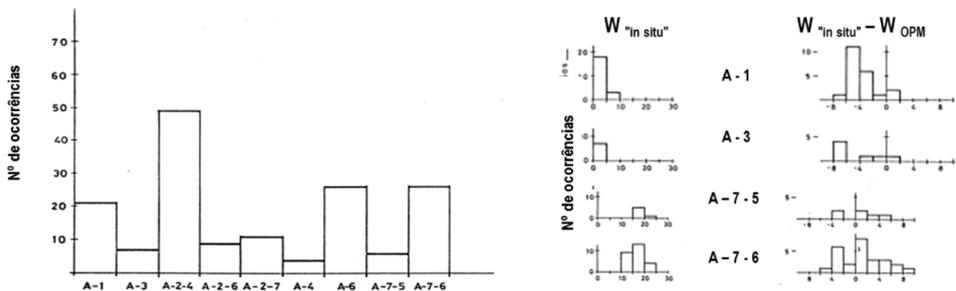
Fig. 31 - Equipamento para ensaios de carga (pneu e FWD) e radar para pavimentos.

Uma questão relevante de natureza geotécnica a ter em consideração no estabelecimento do módulo da fundação, tem a ver com a necessidade de ponderar a influência das condições hídricas durante a realização dos ensaios “in situ”, uma vez que os módulos da fundação e os das camadas granulares variam depois da construção dos pavimentos, em função de diversos parâmetros, nomeadamente ligados à eficácia do sistema de drenagem e ao tipo de solos em presença.

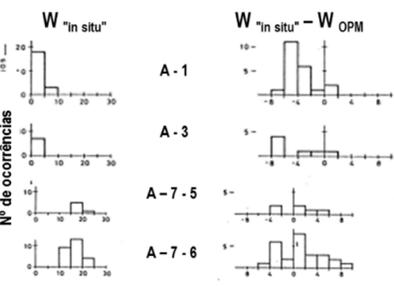
Com efeito, é sabido que, finda a construção, o teor em água no solo de fundação (W “in situ”) vai variar em função de um conjunto de parâmetros, nomeadamente da posição do nível freático, das características de plasticidade (IP) do solo, das condições climáticas à data de construção (clima seco/ húmido) e do peso do pavimento.

A Figura 32 apresenta resultados de ensaios obtidos em 159 poços de sondagem realizados nos distritos de Lisboa e de Setúbal para estudo do reforço de 16 estradas neles existentes, (Branco e Correia, 1989):

- 1 - Número de ocorrências de solos de vários tipos identificados na fundação;
- 2 - Teores em água “in situ” e desvios em relação ao teor em água óptimo, por tipo de solo.



1 - Solos identificados na fundação dos pavimentos



2 - Teores em água “in situ” e desvios em relação ao teor em água óptimo, por tipo de solo

Fig. 32 - Ensaios de caracterização da fundação de pavimentos de estradas, obtidos em 159 poços de sondagem realizados na fundação de pavimentos de estradas.

Constata-se que os desvios entre os valores do teor em água “in situ” e do teor em água ótimo do ensaio Proctor modificado, tendem a ser inferiores no caso dos solos granulares, parecendo que no caso dos solos plásticos o valor do teor em água “in situ” tem tendência a ser superior ao ótimo de compactação. Os autores propuseram a seguinte relação entre dois valores: $W_{in\ situ}=1,2 \times W_{OPM}-2,4$.

Estes resultados mostram a necessidade de ter em consideração, no estabelecimento do modelo de comportamento estrutural, as condições hídricas em que se realizaram os ensaios para caracterização do pavimento, nomeadamente os ensaios de carga e as sondagens no pavimento.

7.4 – A importância da Geotecnia no desenvolvimento de uma rede de transportes segura, eficaz e funcional

Como referido anteriormente, a circulação sem perturbações de pessoas e bens através das redes de transporte terrestre, e em particular através da rede rodoviária transeuropeia, é incontestavelmente uma necessidade das economias dos estados membros, sendo também indispensável para a satisfação das carências de mobilidade e de bem-estar dos cidadãos. Neste contexto a Comissão Europeia tem financiado projetos destinados a promover a segurança e fiabilidade das infraestruturas, de modo a minimizar impactes graves na circulação quando ocorrem acidentes. Entre esses projetos está o ALLTRAIN (2015), que teve a participação de entidades portuguesas, e constitui um bom exemplo da indispensabilidade de considerar as condições geotécnicas quando se trata de garantir a segurança da circulação na fase de O&M.

O Projeto ALLTRAIN visou contribuir para o desenvolvimento de uma rede de transportes segura, eficaz e funcional em toda a Europa, identificando e avaliando todas as ameaças possíveis às infraestruturas de transporte terrestre. Para tal desenvolveu e publicou um guia, abrangente e estruturado, dos possíveis riscos para as infraestruturas de transporte mais vulneráveis integradas nas redes Europeias. Entre os riscos naturais foram considerados três de natureza geotécnica: os escorregamentos, a queda de blocos e a erosão (Figura 33).

O guia permite aos gestores e operadores de redes de transporte, por um lado, identificar as ameaças relevantes para a sua infraestrutura, e, por outro, os tipos de infraestruturas nessa rede que estão mais expostos a uma ameaça específica. Esta abordagem apoia a prevenção e a preparação das infraestruturas críticas, estimula e apoia a avaliação dos riscos, e, simultaneamente, desenvolve metodologias para a proteção dessas infraestruturas. Na primeira fase as infraestruturas de transporte selecionadas foram as estradas, os caminhos-de-ferro e as estações intermodais.



Fig. 33 - Ameaças consideradas no projeto ALLTRAIN.

8 – NOTA FINAL

Como nota final apresenta-se na Figura 34 uma VISÃO que pode orientar a MISSÃO dos intervenientes nos diversos domínios que integram o sector das infraestruturas de transporte: HARMONIZAR requisitos e atividades que se desenvolvem ao longo do Ciclo de Vida, e CONCERTAR interesses dos intervenientes. Essa mensagem de harmonia e de concertação é sugerida pela atuação dos músicos que respeitam a partitura. No caso das infraestruturas, as atuações são pautadas pela legislação e pelas especificações contratuais.



Fig. 34 - Visão sobre a Rede de Infraestruturas de Transporte, Harmonização das atividades do Ciclo de Vida e Concertação dos intervenientes.

9 – AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar uma palavra de gratidão à Comissão Organizadora do 15º Congresso Nacional de Geotecnia, na pessoa do seu Presidente, Prof. Eng. Manuel Matos Fernandes, pela oportunidade de partilhar, em evento tão prestigiado, aspetos relevantes de mais de 40 anos de atividade profissional, iniciada na geotecnia e que depois se desenvolveu no setor das infraestruturas de transporte.

Um trabalho desta natureza, que inclui temas tratados ao longo daquele período, reflete duas das principais linhas de força que orientaram essa atividade. Por um lado o envolvimento no estudo de problemas diversos, na discussão de novas ideias e na implementação de novos processos, dos quais resultassem melhorias sensíveis na forma como eram tratados temas incluídos no Ciclo de Vida das Infraestruturas; e, por outro, uma permanente interação, de âmbito diversificado, com colegas dos diversos setores de atividade rodoviária com quem tive o privilégio de conviver e trabalhar. A todos é devida uma palavra de apreço e de gratidão, pelas importantes contribuições e pelo interesse sempre demonstrado.

Foi agora possível contar com a amizade e disponibilidade de alguns deles, primeiro na preparação da palestra, e depois na leitura crítica deste escrito. É assim com muito gosto que se agradecem as judiciosas sugestões e os comentários dos amigos e colegas Ana Cristina Martins, Carlos Leitão, Carlos Roque, Eduardo Fortunato e Ricardo Oliveira.

Um agradecimento final aos colegas Nuno Guerra e Paulo Pinto que pacientemente cuidaram da passagem do texto e figuras insuficientemente formatados, para a versão que foi impressa.

10 – REFERÊNCIAS

- ALLTrain (2015). *All-Hazard Guide for Transport Infrastructure*. <http://www.alltrain-project.eu/wp-content/uploads/2015/11/All-Hazard-Guide.pdf>. Acedido em Maio de 2016.
- Antunes, M.L. (1993). *Avaliação da Capacidade de Carga de Pavimentos Utilizando Ensaio Dinâmicos*. Tese elaborada no LNEC e submetida para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela UTL, LNEC.
- Branco, F. e Correia A. (1989). *Teores em água de equilíbrio em estradas portuguesas*. Comunicação ao Terceiro Encontro Nacional de Geotecnia, Revista da SPG.
- Cardoso, J. e Roque, C. (2016). *Auditorias e Inspeções de Segurança Rodoviária. Aspectos práticos decorrentes da legislação recente e por estabelecer*. Comunicação ao 8º Congresso Rodoviário Português, Lisboa.
- Fortunato, E. e Veiga Pinto, A. (1998). *Structural behaviour of soil-rockfill mixtures embankments*. Proc. of the 2nd International Symposium on the Geotechnics of Hard Soils - Soft Rocks. Naples, Italy, 12-14 October 1998, Ed. Balkema, Rotterdam (ISBN9058090183), Vol. 2, pp.1101-1107.
- Fortunato, E. (2005). *Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga*. Dissertação realizada no LNEC ao abrigo de um protocolo de cooperação com a FEUP para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela UP. LNEC.
- JAE NORMA P7.1-78 (1978). *Elaboração de Projetos, Terraplenagens*. Lisboa
- JAE NORMA P7.2.1-78 (1978). *Elaboração de Projetos, Pavimentação, Pavimentos Flexíveis*. Lisboa
- JAE NORMA P7.2.2-85 (1985). *Elaboração de Projetos, Pavimentação, Pavimentos Rígidos*. Lisboa
- JAE (1995). *Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional*, Lisboa
- LCPC e SETRA (1992). *Réalisation des remblais et des couches de forme. Guide technique*. Fascicules I et II, Paris.
- LCPC e SETRA (2000). *Organisation de l'assurance qualité dans les travaux de terrassements*. Guide technique, Paris.
- NP EN ISO 9001 (2000). *Sistemas de Gestão da qualidade. Requisitos*. IPQ, Lisboa
- Neto, J.D.M. (1790). *Methodo para construir as estradas em Portugal*, Porto
- Pinelo, A. (1991). *Projeto e Observação de Pavimentos Rodoviários*, LNEC, Lisboa
- Silva, Â. (2016). *A Monitorização Remota de Estruturas Geotécnicas*. Comunicação apresentada ao 8º Congresso Rodoviário Português. CRP, Lisboa.



Geotécnica e Reabilitação

TEIXEIRA DUARTE

ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

• Sede

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

• Angola

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

• Argélia

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

• Brasília

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

• Espanha

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

• Moçambique

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

1. TECCO® SYSTEM³ teste em escala real, Suíça, outubro 2012
2. TECCO® SYSTEM³ instalação, B462, Alemanha
3. Ângulo máximo de inclinação de 85° durante o teste de campo



TECCO® SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

... validado por teste em escala real com inclinação do talude de até 85°.

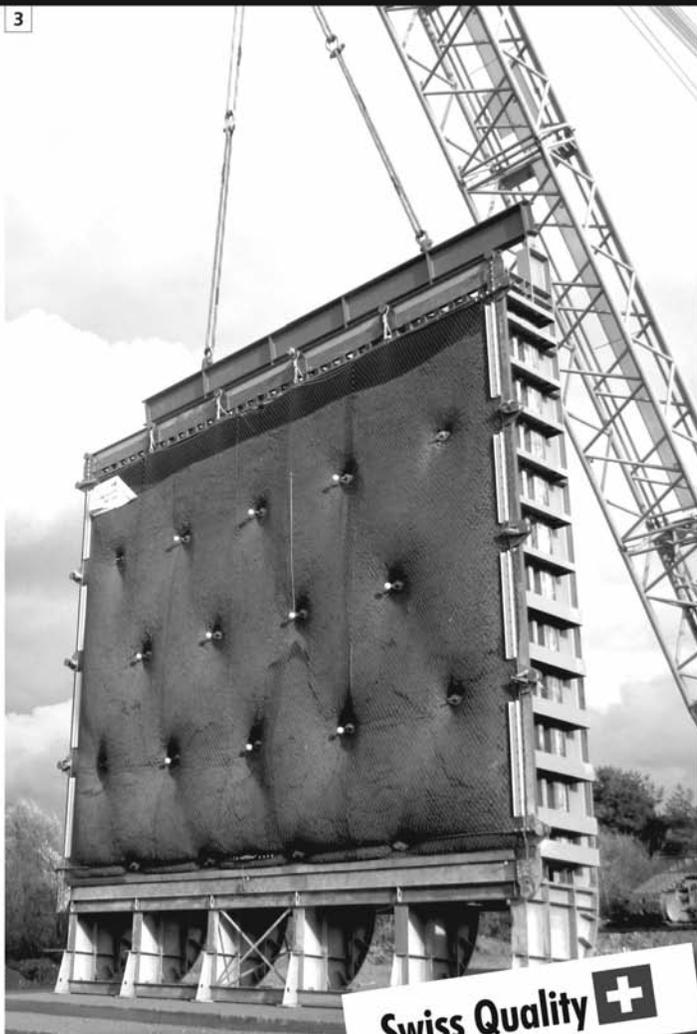
A malha de aço de alta resistência TECCO®, as placas de ancoragem e garras de conexão TECCO®, juntas, estabilizaram com sucesso 230 toneladas de cascalho com 85° de inclinação em um ensaio em escala real.

- moldura de teste com dimensões 10 x 12 x 1.2m
- espaçamento dos grampos 2.5m x 2.5m, utilizando Gewi 28mm

Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com



Assista ou escaneie nosso filme com instalação TECCO® em www.geobrugg.com/slopes



GEOBRUGG®
BRUGG

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 99979.1288
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

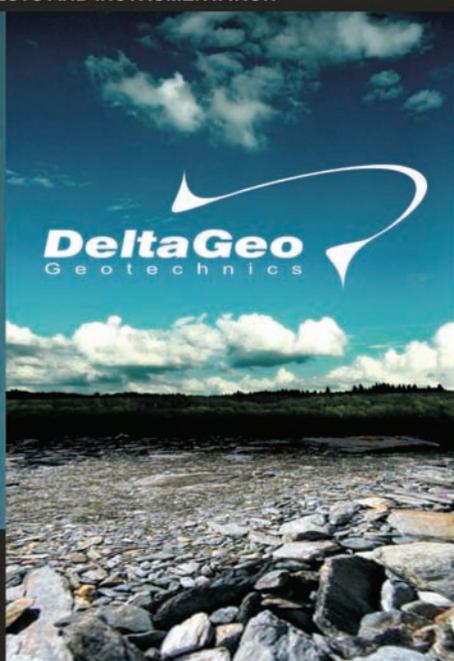
- Environmental Services
- Soil and groundwater sampling and monitoring
- Field and laboratory testing

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



geofix

A maior carteira de clientes privados do Brasil, e o maior índice de repetição absoluta.

Dentre os tipos de serviços, destacam-se projetos de controle ambiental tais como: recuperação de solos degradados; confinamento de lençol freático contaminado; construção de filtros e captação de material; contenção de poluentes.

Pionerismo que se traduz em confiança e qualidade para sua obra.



www.geofix.com.br



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

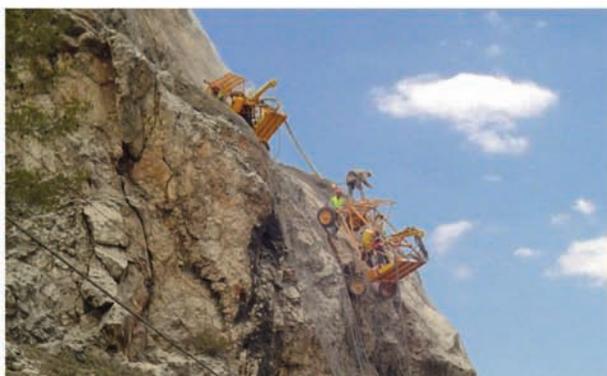


COBA



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, 6.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE
Rua Mouzinho de Albuquerque, 744, 1.
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 - 2.^o Dto
Bairro do Maculusso, LUANDA
Tel./Fax: (244) 222 338 513
E-mail: geral.coba-angola@netcoba.co.ao

MOÇAMBIQUE
Centro de Escritórios, Pestana Rovuma Hotel,
Rua do Sé nº114, 4.^o 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, 2.^o
Centro, Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022
Tel.: (55 21) 3553 67 30
Tel.: (55 21) 8366 00 06
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

Whatever your geotechnical challenge

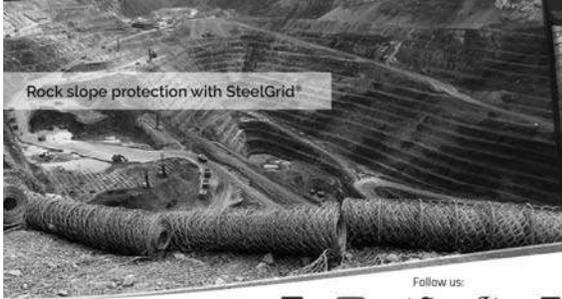


Reinforced soil slopes with
Green Terramesh®

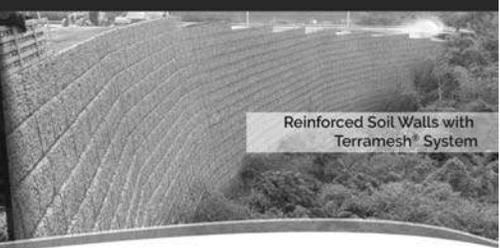


Dynamic Rockfall barriers

we can engineer a better solution



Rock slope protection with SteelGrid®



Reinforced Soil Walls with
Terramesh® System

Engineering a better solution



[/maccaferri](#)



[/maccaferribr](#)



[@Maccaferri_BR](#)



[+MaccaferriWorld](#)



[/maccaferriworld](#)

Follow us:

For technical data, software and more, visit:
www.maccaferri.com/br

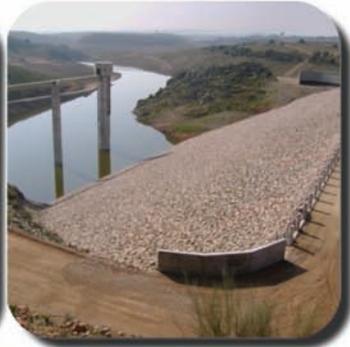
MACCAFERRI



TPF

PLANEGE CENOR

www.tpfplanege.pt www.cenor.pt



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

TPF PLANEGE CENOR

PORTUGAL | ANGOLA | ARGÉLIA | EMIRADOS ÁRABES UNIDOS
MACAU | MOÇAMBIQUE | ROMÉLIA | TIMOR LESTE | TURQUIA

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

**Much more support
to your business.**



Incotep - Anchoring Systems

Incotep anchoring Systems is a division of Açotubo Group, which engaged in the development of Anchoring Systems, used in geotechnical and structural applications where high quality prestressing systems are designed to meet diverse needs.

Know our solutions for your processes

- Self Drilling Injection Hollow Bar
- Cold Rolled Thread Bars and Micropiles
- Hot Rolled Thread Bars
- Incotep Tie Rods (Port and Dike Construction)

- Umbrella Tubes Drilling System
- Pipes for Root Piles, among others

www.incotep.com.br
+55 11 2413-2000

INCOTEP
Sistemas de Ancoragem



A company Açotubo Group

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**
António Gomes Correia
- 5** **Probabilidade de ruína de estacas helicoidais nas fundações de torres de linhas de transmissão**
Failure probability of helical foundation piles of transmission towers
Alessandro Marques das Neves, Jeselay H. C. Reis
- 29** **Uma abordagem experimental para obtenção da taxa de erosão de solos através de um aparato do tipo pistão**
An experimental approach to obtain the erosion rate of soils through a piston-type apparatus
Gabriel Baldanza Mantovanelli, Patrício José Moreira Pires, Aloysio Portugal Maia Saliba, Carlos Barreira Martinez
- Artigos das Conferências dos 15º Congresso Nacional de Geotecnia e 8º Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia**
Articles of the Keynote Lectures of the 15th National Geotechnical Conference and 8th Portuguese-Brazilian Geotechnical Conference
- 49** **25 anos de investigação na FEUP no domínio dos geossintéticos**
25 years of research on geosynthetics at FEUP
Maria Lurdes Lopes
- 77** **Obras de melhoramento e reforço de solos**
Soil improvement and reinforcement works
Paulo José Gil Natário
- 99** **A Geotecnia no ciclo de vida das infraestruturas de transporte**
Geotechnics throughout the life cycle of the transportation infrastructures
António Pinelo