



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica

Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica





N.º 149 – julho/julio/july 2020

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 Nuno Guerra, UNL, Portugal

César Sagaseta, U. Cantabria, España Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil

José Estaire, CEDEX, España 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

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 Maranha 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 I. Chaminé, ISEP, P. Porto; GeoBioTec, U. Aveiro, 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.spgeotecnia.pt

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

Publicação quadrimestral / Publicación cuadrimestral / Triannual publication

Distribuição gratuita aos membros da SPG, da ABMS e da SEMSIG. Distribución gratuita a los miembros de la SPG, de la ABMS y de la SEMSIG. Execução gráfica: Impressão na Digicreate em Portugal. Ejecución gráfica: Impresa por Digicreate en Portugal. ISSN 0379-9522 - Depósito Legal em Portugal: 214545/04

ÍNDICE *Contents*

149 julho julio july 2020

- 3 Comparação entre critérios de controlo de estacas cravadas *Comparison between control criteria for driven piles*
- 17 Utilização de fibra óptica para determinação de velocidades de fluxo *Utilization of fiber optics for determining flow velocities*
- 45 Proyecto de estructuras geotécnicas de acuerdo al futuro Eurocódigo 7 Design of geotechnical structures according to future Eurocode 7
- 67 Contribuição para diagnóstico e solução de solos não saturados colapsivos e expansivos para aplicação em fundações Contribution to the diagnosis and solution for collapsible and expansive unsaturated soils for foundations application
- 85 Influência de erosões superficiais e trincas na segurança de barragens de rejeito Influence of surface erosions and cracks in tailings dams safety
- 101 Determinação da curva característica e a influência dos macro e microporos em um perfil de solo residual Determination of the characteristic curve and influence of macro and micropores on a residual soil profile

Emerson Romão da Silva Bernadete Ragoni Danziger Marcus Peigas Pacheco

Carina Pirolli Alessander Christopher Morales Kormann

José Estaire Andrew J. Bond

Gleiber da Silva Chagas Alfran Sampaio Moura Marcos Fábio Porto de Aguiar Andressa de Araujo Carneiro Giullia Carolina de Melo Mendes

Thiago Luiz Coelho Morandini

Fernando Carolino da Silva Sabrina Marques Cabral Renato Marques Cabral José Camapum de Carvalho Manoel Porfirio Cordão Neto Renato Batista de Oliveira Helmar Antônio Côrtes

COMPARAÇÃO ENTRE CRITÉRIOS DE CONTROLE DE ESTACAS CRAVADAS

Comparison between control criteria for driven piles

Emerson Romão da Silva^a, Bernadete Ragoni Danziger^a, Marcus Peigas Pacheco^a

^a Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ, Rio de Janeiro, Brasil.

RESUMO – O trabalho apresenta expressões para a variância associada à distribuição estatística da resistência mobilizada na cravação de estacas através de dois métodos de controle utilizados no Brasil. As expressões são aplicadas a um extenso estaqueamento em estacas pré-moldadas localizado na Baixada de Jacarepaguá, no Rio de Janeiro. A obra teve dez mil estacas de concreto premoldadas num aterro estruturado e cerca de duas mil num conjunto de prédios, sendo 85 estacas submetidas a Ensaio de Carregamento Dinâmico e 8 a provas de carga estáticas. A distribuição de resistências obtidas do controle executivo pode ser utilizada posteriormente como função de verossimilhança numa análise de atualização de Bayes. Os dados atualizados permitem um avanço na interpretação da confiabilidade, resultando em valores mais realistas e consistentes com o controle executivo de estacas cravadas.

SYNOPSIS – The paper presents the expressions for estimating the statistical variance associated to two methods commonly used in Brazil for driven piles control. The expressions are applied in an extensive precast concrete piling in Jacarepaguá lowlands, in Rio de Janeiro. Approximately ten thousand precast concrete piles were driven for the structured embankment and two thousand for buildings foundation. From the total nearly 85 piles were submitted to Dynamic Loading Tests and 8 to Static Tests. The resistance distribution obtained from the piles control can also be used as a likelihood function in the pile capacity updated by Bayes method. The updated estimations allow an advance in reliability interpretation, resulting in a much real and consistent value of mobilized capacity of driven piles.

Palavras Chave - Estacas cravadas, confiabilidade, controle de cravação, fórmulas dinâmicas

Keywords - Driven Piles, reliability, driving control, dynamic formulas

1 – INTRODUÇÃO

As incertezas inerentes à estimativa da capacidade de carga de fundações profundas são inúmeras, devidas a variabilidade dos maciços de solo que interagem com as fundações, a limitação das investigações geotécnicas, erros e imprecisões na execução dos ensaios de campo, bem como a simplificação dos métodos de cálculo utilizados nos projetos. Associadas às incertezas da resistência do solo, as cargas atuantes podem incluir parcelas acidentais relevantes, variáveis ao longo da vida útil da obra. Diante de tais incertezas, tanto nas solicitações como nas resistências, Cintra e Aoki (2010) destacam que toda obra de fundação está associada a um risco de ruína, sendo tarefa do engenheiro civil a quantificação e adequação deste risco ao tipo e porte de estrutura que está sendo construída, levando em conta nas análises os custos e perdas humanas envolvidas.

Segundo Aoki (2001), o maciço para o qual o sistema de fundações transfere as cargas da estrutura possui diversas camadas de solo com diferentes geometrias e propriedades, apresentando

E-mails: emersonromao.eng@gmail.com (E. Silva), bernadeterd@hotmail.com (B. Danziger), marcus_pacheco@terra.com.br (M.Pacheco)

considerável variabilidade ao longo do local de implantação do projeto. A norma brasileira NBR6122 (ABNT, 2019) utiliza o conceito determinístico do coeficiente de segurança (global ou parcial), na verificação de um projeto de fundações. Dada a variabilidade tanto do maciço de solo e, portanto, das resistências mobilizadas, quanto das solicitações provenientes da estrutura, o conceito determinístico de um coeficiente de segurança global ou parcial pode não ser suficiente para garantir a confiabilidade de uma fundação. Uma abordagem probabilística, que visa atender a um risco aceitável à fundação do tipo de estrutura em estudo pode ser considerada mais robusta (Lacasse, 2016).

Cintra e Aoki (2010) destacam que uma fundação composta por uma série de estacas, de mesma seção transversal, cravadas ao longo do terreno, apresentarão valores distintos de capacidade de carga (R) e solicitação (S). Tanto os valores de resistência (R) como de solicitação (S) são variáveis, em virtude da heterogeneidade do maciço de solo e das variações nas cargas atuantes na superestrutura que serão transmitidas aos elementos de fundação. Dadas estas variabilidades, destacam a possibilidade de estimar as curvas de densidade de probabilidade das funções de resistência e de solicitação, visando à análise da confiabilidade da fundação de uma determinada obra. Para a análise de confiabilidade há que ter uma estimativa da variância estatística tanto da solicitação quanto da resistência.

O trabalho em questão objetiva contribuir à análise de confiabilidade de fundações através de expressões que permitam a estimativa da variância da distribuição da resistência mobilizada quando do emprego de duas fórmulas dinâmicas de controle de execução de estacas cravadas. Tais expressões podem ser utilizadas no cálculo da variância para cada um dos métodos, associados ao valor esperado da resistência mobilizada. As expressões foram aplicadas a um extenso estaqueamento para determinação da função de verossimilhança. A função de verossimilhança pode ser, em seguida, utilizada para a atualização das resistências estimadas a priori, através de ensaios de campo, para a obtenção da resistência mobilizada a posteriori, pela aplicação do Teorema da Bayes.

2 – SEGUNDO MOMENTO DE PRIMEIRA ORDEM (FOSM)

Harr (1987) cita o Segundo Momento de Primeira Ordem (*Fist Order Second Moment – FOSM*) como um dos diversos métodos para medida de probabilidade de funções aleatórias. Conforme resumem Alves e Amadori (2012), uma função $f(x_1, x_2, x_3,..., x_n)$ de n variáveis aleatórias, pode ter seus dois primeiros momentos probabilísticos (média e variância) estimados a partir dos dois primeiros momentos probabilísticos de suas variáveis a partir da expansão da função f em série de Taylor, truncada em primeira ordem. Desta forma, o valor esperado e a variância da função f podem ser estimados a partir do valor esperado e da variância das variáveis aleatórias, de acordo com as seguintes expressões:

$$E[f] \cong f(\overline{x_1}, \overline{x_2}, \overline{x_3}, \dots, \overline{x_n})$$
(1)

$$V[f] \cong \sum_{i=1}^{n} \left[\left(\frac{\delta f}{\delta x_i} \right)^2 \times V[x_i] \right]$$
(2)

onde $\overline{x_n} = E[x_n]$ é o valor esperado ou média da variável aleatória $x_n e V[x_n]$ é a sua variância.

Esta será a ferramenta utilizada para a determinação do valor esperado e variância das duas alternativas estudadas no controle de estacas cravadas.

3 – MÉTODOS DE CONTROLE EXECUTIVO

A execução de estacas cravadas, pré-moldadas de concreto, metálicas ou de madeira, é um processo dinâmico que envolve a penetração da estaca (deslocamento permanente) no maciço, sempre que o esforço dinâmico aplicado supera a resistência mobilizada do solo. As estimativas de capacidade de carga de estacas realizadas relacionando a resistência à cravação com a energia de cravação e a penetração da estaca provocada pelo impacto do martelo, são feitas pelas chamadas fórmulas dinâmicas. Muitas fórmulas dinâmicas surgiram no século XIX com base no impacto entre corpos rígidos.

Sendo a cravação um processo dinâmico, além da resistência estática do solo são também mobilizadas parcelas de resistência dinâmica, de natureza viscosa e, em alguns métodos, também são consideradas as parcelas de natureza inerciais. Por este motivo, costuma-se designar como resistência mobilizada durante a cravação à parcela estática da resistência total mobilizada durante a cravação das estacas. Na estimativa da resistência estática a parcela de natureza dinâmica é desconsiderada.

As primeiras Fórmulas Dinâmicas baseavam-se na lei de conservação de energia, considerando o impacto newtoniano entre corpos rígidos, igualando a energia potencial do martelo ao trabalho realizado na cravação da estaca, que é a resistência dinâmica multiplicada pela penetração da estaca (nega), somado às perdas de energia. Inúmeras fórmulas dinâmicas foram propostas, considerando diferentes parcelas de perdas de energia: no bate estaca, no choque e nas deformações elásticas. Posteriormente, como em Chellis (1951), foram introduzidas fórmulas com a utilização do repique, que é o encurtamento elástico medido no topo da estaca, possuindo uma parcela relativa ao solo (C_3) e outra devida ao encurtamento da estaca (C_2).

4 – FÓRMULA DE SORENSEN E HANSEN

A implementação das fórmulas dinâmicas baseadas na lei de conservação de energia considera uma série de perdas de energia envolvidas no processo de cravação, desde aquelas inerentes às operações do bate estaca, às que ocorrem nos acessórios de cravação, cepo e coxim, e a parcela da energia consumida nas deformações elásticas da estaca e do solo.

A incorporação das perdas de energia é feita pela comparação da energia potencial do martelo no golpe com o trabalho realizado na cravação da estaca, ou seja:

$$\eta Wh = Rs + X \tag{3}$$

onde η representa a eficiência do martelo;

W o peso do martelo;

h a altura de queda do martelo;

R a resistência mobilizada pelo solo no trecho de embutimento da estaca;

s a nega (penetração por golpe do martelo);

X as perdas de energia no choque e nas deformações elásticas.

A formulação apresentada por Sorensen e Hansen (1957), também conhecida como Fórmula dos Dinamarqueses (Danish formula), considera a perda de energia, *X*, expressa por:

$$X = \frac{R}{2} \sqrt{\frac{2\eta WhL}{AE}}$$
(4)

onde o fator η é o fator de eficiência do sistema de cravação, que representa as perdas de energia no bate-estacas e que varia, segundo os autores, de 0,7, para martelos de queda livre operados por

guincho, a 0,9, para martelos automáticos. E é o módulo de elasticidade do material da estaca, L o comprimento da estaca e A a área de sua seção transversal.

Desta forma, a resistência mobilizada durante a cravação é obtida por:

$$R_{mob} = \frac{\eta W h}{s + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2\eta W h L}{AE}}}$$
(5)

O desenvolvimento das expressões para o valor esperado e a variância da função capacidade de carga, com base na solução aproximada por meio da expansão em Série de Taylor (FOSM) para a fórmula dinâmica de Sorensen e Hansen (1957) é apresentado a seguir.

A partir da equação (5) se obtém a resistência mobilizada durante a cravação para a fórmula dinâmica de Sorensen e Hansen. Se fs é a função y, o valor esperado de y é igual a $y = \bar{y} = E[f(x)] \cong f(\bar{x})$.

Adotando como variável aleatória a eficiência (η), tem-se, como valor esperado de Rmob ($\mu_{R_{mab}}$):

$$\mu_{R_{mob}} = \frac{\bar{\eta}Wh}{s + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{2\bar{\eta}WhL}{AE}}}$$
(6)

O valor esperado de η corresponde ao valor médio de eficiência obtida com base em instrumentação ou estimada com dados dos equipamentos de execução do estaqueamento.

A variância da função é dada por:

$$V[y] = V[f(x)] \cong [f'(\bar{x})]^2 \times V[x]$$

$$\tag{7}$$

Para o cálculo da variância da função, observa-se que a derivada da função em relação à η se torna muito complexa, dificultando os cálculos. No entanto, observou-se que os demais parâmetros constantes da equação são conhecidos para cada uma das estacas. Desta forma, os autores procederam a uma simplificação da equação, com a substituição das variáveis conhecidas por valores numéricos, obtendo as constantes $A \in B$, onde:

$$A = wh \tag{8}$$

$$B = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2WhL}{AE_p}} \tag{9}$$

A substituição das constantes na equação (5) resulta na equação simplificada:

$$R_{mob} = \frac{\eta A}{s + \sqrt{\eta}B} \tag{10}$$

Com a simplificação da função, é realizada a derivação que resulta na variância como:

$$V[y] = V[f(\bar{\eta})] = \left[\frac{2As + \sqrt{\bar{\eta}}AB}{2s^2 + 4sB\sqrt{\bar{\eta}} + 2B^2\bar{\eta}}\right]^2 \times V[\bar{\eta}]$$
(11)

$$\sigma_{R_{mob}}^{2} = \left[\frac{2As + \sqrt{\bar{\eta}}AB}{2s^{2} + 4sB\sqrt{\bar{\eta}} + 2B^{2}\bar{\eta}}\right]^{2} \times V[\bar{\eta}]$$
(12)

5 – FÓRMULA DE CHELLIS-AOKI

A primeira fórmula a utilizar o repique como meio de controle da cravação é de Chellis (1951), em que o valor da resistência é considerado diretamente proporcional ao encurtamento elástico da estaca (C_2). O valor de C_2 , por sua vez, é igual ao repique (K), deslocamento elástico total do conjunto estaca solo, subtraído do encurtamento elástico do solo (C_3), chamado de quake. De fato, à medida que a estaca atinge maiores profundidades, próximas daquelas necessárias à mobilização de sua capacidade de carga de projeto, a nega diminui e o repique aumenta, como preconizado pelo autor, e indicado na equação:

$$R_{mob} = c_2 \frac{AE}{L'} \tag{13}$$

onde L'é o comprimento equivalente da estaca, que depende do seu mecanismo de transferência de carga, A é a área da seção da estaca e E é módulo de elasticidade do material da estaca.

Velloso (1987) propõe a estimativa de L' pela relação:

$$L' = \alpha L \tag{14}$$

onde $\alpha = 1$, se toda a carga da estaca for resistida pela ponta, e $\alpha = 0,5$ se toda a carga for resistida por atrito lateral. Aoki (1991) afirma que em casos intermediários pode-se utilizar $\alpha = 0,7$.

De forma geral, o valor de α pode ser obtido em função da distribuição da carga resistida pela estaca na ruptura (porcentagem de ponta e de atrito lateral) e do comprimento cravado da estaca em solo resistente e em argila mole, se este for o caso, como ilustrado na Figura 1. Qualquer outra estratigrafia poderá ser analisada, gerando valores distintos de α . Cabe destacar, no entanto, que o valor de α por ocasião da cravação pode ser distinto do seu valor por ocasião do carregamento estático. O autor selecionou a ilustração da Figura 1, pois é uma situação típica em diversas regiões da baixada fluminense no Rio de Janeiro: espessa camada de argila mole sobrejacente ao solo resistente.



Fig. 1 – Distribuição de carga ao longo da estaca, por ocasião da ruptura

Com a distribuição de carga da Figura 1, o encurtamento Δl da estaca seria definido pela equação:

$$\Delta l = \frac{\left(\frac{\%ponta \times P + P}{2}\right) H_{RL} + P \left(H_T - H_{RL}\right)}{EA}$$
(15)

onde: %ponta = percentual de carga de ponta da estaca na ruptura;

P = resistência mobilizada na sua profundidade final de cravação;

 H_{RL} = Comprimento da estaca embutido em solo resistente;

 H_T = Comprimento total da estaca;

E = Módulo de elasticidade do material da estaca;

A =Área da seção da estaca.

Para estaca com toda a capacidade de carga resistida pela ponta $\alpha = 1$ e tem-se:

$$\Delta l = \frac{PH_T}{EA} \tag{16}$$

Explicitando-se o valor de C₂ em (13), igualando C₂ a Δl em (15), e sabendo-se que $L' = \alpha L = \alpha H_T$, tem-se:

$$\alpha = \frac{(H_T - H_{RL}) + \frac{(1 + \% ponta) H_{RL}}{2}}{H_T}$$
(17)

Uma das dificuldades da utilização da fórmula de Chellis (1951) é a estimativa do valor de C_3 , sendo que Chellis (1951) considera que seu valor varia entre 0 e 2,5mm, em função da dificuldade da cravação da estaca. Aoki (1986) considera o valor de C_3 igual a 2,5mm, em estacas pré-moldadas de concreto.

Souza Filho e Abreu (1990) mediram o valor de C_3 em solos do Distrito Federal por meio de dispositivo instalado no interior de uma estaca, e encontraram valores de até 10 mm. Aoki (1989) indica que, em solos resilientes, o quake pode atingir valores na ordem de 20 mm e até 30 mm.

Avelino (2006) utiliza a equação seguinte para a determinação de C_3 , a partir da relação entre parâmetros do solo da região da obra e a carga na estaca:

$$C_3 = \frac{P}{r_B \frac{G_B}{\rho}} \frac{1-\nu}{4} \tag{18}$$

onde: P = Carga aplicada na estaca;

 G_B = Módulo de cisalhamento do solo na profundidade da base;

 r_B = Raio de base da estaca;

v = Coeficiente de Poisson.

Segundo Avelino (2006) ρ é a relação entre a carga aplicada no topo da estaca e a carga que chega à ponta, sendo um valor adimensional que pode ser estimado a partir da aplicação de um método de cálculo que quantifique a distribuição da força normal de compressão ao longo do eixo da estaca.

O desenvolvimento das expressões para o valor esperado e a variância da função resistência mobilizada, com base na solução aproximada por meio da expansão em Série de Taylor (FOSM) para o Método de Chellis (1951) atualizado por Aoki (1989), foi realizado pelos autores do presente artigo, sendo apresentado a seguir.

Tomando as equações (13) e (14), e sabendo que C_2 é igual a K- C_3 , a resistência mobilizada durante a cravação pela fórmula dinâmica de Chellis (1951) modificada por Aoki (1989) pode ser explicitada pela equação seguinte; se f_s é a função y, o valor esperado de y é igual a $y = \bar{y} = E[f(x)] \cong f(\bar{x})$. A resistência mobilizada é dada por:

$$R_{mob} = (K - C_3) \frac{AE}{\propto L}$$
(19)

Sendo o quake C_3 a variável aleatória estatisticamente independente, tem-se como valor esperado da resistência mobilizada:

$$\mu_{R_{mob}} = (K - \overline{C_3}) \frac{AE}{\propto L}$$
(20)

A variância da função é dada por:

$$V[y] = V[f(x)] \cong [f'(\bar{x})]^2 \times V[x]$$
 (21)

Aplicando a expressão (21) à resistência mobilizada pela fórmula de Chellis (1951) modificada por Aoki (1989), obtêm-se:

$$V[y] = V[f(c_3)] = \left[\frac{A \times E}{\alpha \times L}\right]^2 \times V[\overline{C_3}]$$
(22)

e

$$\sigma_{R_{mob}}^{2} = \left[\frac{A \times E}{\alpha \times L}\right]^{2} \times V[\overline{C_{3}}]$$
(23)

6 – ESTUDO DE CASO

6.1 - Caracterização da obra

A área de implantação da obra, localizada na Av. Ayrton Senna, apresenta camadas de argila mole de espessua bastante variável, de 2 m a 13 m de espessura. Avelino (2006) detalha as etapas de execução que consistiram da construção de um aterro de conquista de 0,6 m de espessura e uma segunda etapa até a cota da soleira, variando de 2,3 a 3,5 m. As 100 sondagens realizadas no local revelaram a variabilidade das características do terreno.

No fundo do terreno, onde as espessuras de argila mole variam de 2 a 3 m, foi executado aterro convencional. Na parte frontal do aterro executou-se o aterro estruturado. A Figura 2, reproduzida de Avelino (2006), ilustra a obra como um todo. Para distribuir as tensões verticais para as estacas e suportar o carregamento do aterro foram utilizadas geogrelhas (cerca de 90000 m²), permitindo maior espaçamento entre estacas (Figura 3).

As estacas de concreto premoldadas utilizadas no aterro estruturado têm seção de 20 x 20 cm. A seleção dos ensaios dinâmicos procurou contemplar os diagramas de cravação menos favoráveis de cada região escolhida pela fiscalização e próximos aos furos de sondagem. No trecho do aterro estruturado foram realizados 54 ensaios de carregamento dinâmico. A carga de trabalho prevista das estacas é de 450 kN. As 8 provas de carga estáticas indicaram um bom desempenho, como resume o Quadro 1. A estaca E-80 do Setor S4C apresentou um fator de segurança elevado, atribuído ao



Fig. 2 – Empreendimento com aterro estruturado de grande extensão na Baixada de Jacarepaguá, esquema, Avelino (2006)

1,60m	Geogreiha	ATERRO ESTRUTURADO	m
	ATERRO DE CONQUISTA	Estaças	
2 a 13 m			ARGILA MOLE PROF = 2 a 13m
		2,80m	
		1	SOLO RESIDUAL

Fig. 3 – Esquema geral da obra, Avelino (2006)

fato de estar assente em camada muito resistente, conforme observado na execução dos tirantes de reação. As colunas 4 e 5 do Quadro 1 correspondem às cargas de ruptura propostas pela NBR 6122 (2019) e pelo Método de Van der Veen (1953), respectivamente. Enquanto a norma propõe um valor correspondente a um dado deslocamento do topo da estaca, o método de Van der Veen extrapola um valor de carga de ruptura correspondente a um recalque supostamente infinito. Outros métodos também procuram estabelecer a carga de ruptura a partir do resultado de provas de carga em que a ruptura física não é atingida, correspondente a um recalque infinito, porém o método de Van der Veen (1953) ainda é o mais utilizado no Brasil.

A execução de todas as estacas da obra gerou boletins de cravação com indicação das características dos equipamentos (peso do martelo, altura de queda, acessórios de cravação) além dos registros do número de golpes por metro de estaca cravada, profundidade cravada e nega para os dez golpes finais de cravação. Nos boletins de cravação constam ainda o registro gráfico do repique, obtido a partir da colagem de uma folha de papel na estaca cravada e marcação do deslocamento elástico do conjunto estaca/solo com uma caneta, Velloso e Lopes (2010).

Estaca	Recalque	Recalque	P _{rupt} (kN) NBR 6122 (2019)	P _{rupt} (kN) Van derVeen	FS
Clisalada	iotai (iiiii)	residual (IIIII)	(2013)		
E61- S1A	16,53	4,27	1260	1650	2,8
E44 - S3D	15,28	2,27	1540	2300	3,4
E16- S5A	14,81	2,27	1440	1750	3,2
E213 - S3A	9,86	1,36	2430	3200	5,4
E80 - S4C	12,99	1,73	4360	9000	9,7
E183 - S4B	16,71	2,93	1250	1600	2,8
E47 – S6E	14,14	0,99	1320	1500	2,9
E180 – S7E	13,86	3,59	1280	1500	2,8

Quadro 1 – Resumo dos resultados das provas de carga estacas de 20 x 20 cm com carga de trabalho de 450 kN

6.2 – Análises realizadas

As expressões deduzidas no item 4 foram utilizadas para a obtenção da variância da distribuição estatística da resistência mobilizada pelas estacas de concreto premoldadas do aterro estruturado.

Dentre todos os boletins de cravação, foram selecionados 31 boletins entre as estacas submetidas a ensaio de carregamento dinâmico, de forma a obter as variâncias das variáveis aleatórias adotadas para cada método dinâmico utilizado e possibilitando uma futura comparação dos resultados com os obtidos dos ensaios de carregamento dinâmico. Estes 31 boletins foram selecionados dentre os correspondentes aos 54 ensaios de carregamento dinâmico disponíveis porque nem todos os boletins foram disponibilizados ou apresentavam todos os dados necessários às estimativas. Aplicando-se as equações (6) e (20) e utilizando-se os dados dos boletins de cravação selecionados, foram obtidos os valores esperados de resistência mobilizada ($\mu_{R_{mob}}$) para as fórmulas de Sorensen e Hansen (1957) e Chellis-Aoki (Aoki, 1989).

No cálculo da variância para o método de Sorensen e Hansen (1957) utilizou-se a equação (12), para cada estaca, com a variável aleatória eficiência (η) sendo obtida a partir da análise dos relatórios de ensaio de carregamento dinâmico de cada uma das estacas. A utilização destes dados foi possível em virtude da utilização dos mesmos conjuntos de equipamentos na cravação e no ensaio, tornando viável a comparação estatística da eficiência obtida no ensaio com a eficiência na cravação. O valor médio da eficiência (η) foi de 0,49 e a sua variância igual a 0,02, para os resultados do carregamento dinâmico com a altura de queda de 30cm, igual à de cravação. Para maiores alturas de queda, valores superiores de eficiência foram obtidos nos ensaios.

Como as estacas foram cravadas utilizando uma altura de queda de apenas 30cm, os diagramas disponíveis do final da cravação contínua, utilizados na presente análise, apresentam registros que fornecem resistências mobilizadas para esta energia. Por ocasião dos ensaios dinâmicos, de energia crescente, as alturas de queda variavam de 15, 30, 45, 60 e 75cm.

Para a obtenção das variâncias para o método de Chellis-Aoki, Aoki (1989), foi utilizada a equação (23), com a variável aleatória quake (C_3) sendo obtida a partir da análise dos relatórios de ensaio de carregamento dinâmico com CAPWAP do conjunto de estacas. O valor médio obtido para C_3 foi de 3,25 mm e a sua variância igual a 6,0 mm².

Os resultados de valor esperado ($\mu_{R_{mob}}$), variância ($\sigma_{R_{mob}}^2$) desvio padrão ($\sigma_{R_{mob}}$) e coeficiente de variação (Ω), obtidos para os métodos de Sorensen e Hansen (1957) e Chellis-Aoki são apresentados, respectivamente, nos Quadros 2 e 3, para cada uma das estacas analisadas.

		$ar\eta=$ 0,49		$V[\bar{\eta}]=0,02$	<i>h</i> =0,3	<i>h</i> =0,30m		
Setor	Estaca	Compr.	Nega S	W martelo	$\mu_{R_{mob}}$	$\sigma_{R_{moh}}^2$	$\sigma_{R_{mob}}$	
		Cravado (m)	(mm)	(kN)	(kN)	$(kN)^2$	(kN)	Ω
1A	10	20,60	0,4	26,30	627,56	8.392,8	91,61	0,15
1A	25	17,50	0,3	25,40	676,68	9.565,6	97,80	0,14
1A	30	16,70	0,2	25,40	704,87	10.054,	100,27	0,14
1A	38	17,10	0,8	25,40	626,70	9.495,6	97,45	0,16
1A	41	15,90	0,3	25,40	708,02	10.522,	102,58	0,14
1A	57	17,00	0,3	25,40	686,02	9.845,3	99,22	0,14
1A	61	18,60	1,2	25,40	567,51	8.461,0	91,98	0,16
1A	70	16,70	0,3	26,60	708,86	10.497,	102,46	0,14
1A	72	16,30	0,2	26,60	730,42	10.788,	103,87	0,14
1A	81	16,60	0,5	25,40	668,92	9.982,0	99,91	0,15
1A	83	17,30	0,3	25,40	680,37	9.675,6	98,36	0,14
1B	52	17,45	0,0	25,60	719,43	9.726,0	98,62	0,14
1D	9	15,50	0,2	26,50	746,86	11.301,	106,31	0,14
1D	11	15,90	0,5	26,50	698,10	10.872,	104,27	0,15
1D	26	17,30	0,5	26,50	671,75	10.004,	100,02	0,15
2A	20	15,20	0,2	26,30	750,95	11.436,	106,94	0,14
2A	32	14,90	0,3	26,60	748,07	11.757,	108,43	0,14
2A	93	13,80	0,1	26,30	802,95	12.623,	112,36	0,14
2A	108	15,10	0,4	26,30	725,08	11.417,	106,85	0,15
2A	110	14,50	0,2	26,30	768,15	11.986,	109,48	0,14
2A	150	12,70	0,2	26,30	818,56	13.679,	116,96	0,14
2D	17	16,50	0,2	25,40	708,97	10.176,	100,88	0,14
3A	208-5	16,00	0,0	25,00	958,51	17.264,	131,40	0,14
3A	213-5	16,00	0,0	25,00	958,51	17.264,	131,40	0,14
3D	30	17,00	0,6	26,50	665,57	10.118,	100,59	0,15
3D	44	15,80	0,5	26,50	700,11	10.940,	104,60	0,15
3E	57	17,11	0,5	26,70	677,91	10.191,	100,95	0,15
4E	26	16,00	0,1	26,70	752,58	11.055,	105,14	0,14
5A	16	19,25	0,3	26,50	661,40	9.079,2	95,28	0,14
5A	155	17,50	0,0	27,00	737,78	10.228,	101,14	0,14
5D	62	17,40	0,1	25,40	704,11	9.670,8	98,34	0,14

Quadro 2 - Valor esperado, variância, desvio padrão e coeficiente de variação para a fórmula de Sorensen e Hansen

	$\overline{C_3}$	= 3,25 <i>mm</i>	V	$\overline{[C_3]} = 6,0$ mm	$\alpha = 0,$	70	
Setor	Estaca	Compr.	K	$\mu_{R_{moh}}$	$\sigma_{R_{mob}}^2$	$\sigma_{R_{moh}}$	Ω
		Cravado	(mm)	(kN)	$(kN)^2$	(kN)	
		(m)	()	(KIN)	(KIN)	(KIN)	
1A	10	20,60	11,0	644,94	41.618,99	204,01	0,32
1A	25	17,50	9,0	563,27	57.669,99	240,15	0,43
1A	30	16,70	6,0	282,29	63.327,60	251,65	0,89
1A	38	17,10	12,0	877,19	60.399,56	245,76	0,28
1A	41	15,90	14,0	1.159,03	69.860,51	264,31	0,23
1A	57	17,00	15,0	1.184,87	61.112,23	247,21	0,21
1A	61	18,60	10,0	622,12	51.050,51	225,94	0,36
1A	70	16,70	12,0	898,20	63.327,60	251,65	0,28
1A	72	16,30	14,0	1.130,59	66.473,84	257,83	0,23
1A	81	16,60	13,0	1.006,88	64.092,88	253,17	0,25
1A	83	17,30	13,0	966,14	59.011,11	242,92	0,25
1B	52	17,45	9,0	564,88	58.000,95	240,83	0,43
1D	9	15,50	10,0	746,54	73.512,74	271,13	0,36
1D	11	15,90	15,0	1.266,85	69.860,51	264,31	0,21
1D	26	17,30	15,0	1.164,33	59.011,11	242,92	0,21
2A	20	15,20	11,0	874,06	76.443,19	276,48	0,32
2A	32	14,90	8,0	546,50	79.552,43	282,05	0,52
2A	93	13,80	12,0	1.086,96	92.740,15	304,53	0,28
2A	108	15,10	12,0	993,38	77.459,04	278,31	0,28
2A	110	14,50	10,0	798,03	84.002,07	289,83	0,36
2A	150	12,70	10,0	911,14	109.501,11	330,91	0,36
2D	17	16,50	13,0	1.012,99	64.872,12	254,70	0,25
3A	208-5	16,00	7,0	401,79	68.989,98	262,66	0,65
3A	213-5	16,00	7,0	401,79	68.989,98	262,66	0,65
3D	30	17,00	14,0	1.084,03	61.112,23	247,21	0,23
3D	44	15,80	14,0	1.166,37	70.747,62	265,98	0,23
3E	57	17,11	13,0	976,87	60.328,98	245,62	0,25
4E	26	16,00	11,0	830,36	68.989,98	262,66	0,32
5A	16	19,25	16,0	1.135,44	47.661,15	218,31	0,19
5A	155	17,50	9,0	563,27	57.669,99	240,15	0,43
5D	62	17,40	11,0	763,55	58.334,77	241,53	0,32

Quadro 3 - Valor esperado, variância, desvio padrão e coeficiente de variação usando a fórmula de Chellis-Aoki

Cabe destacar que a média do valor esperado da resistência mobilizada ao final da cravação pelo controle realizado através da fórmula de Sorensen e Hansen (1957) foi de cerca de 721 kN, enquanto pelo método de Chellis-Aoki (1989) foi de 859 kN, uma diferença de cerca de 20%. Observa-se que apesar dos valores médios situarem-se próximos, os coeficientes de variação obtidos da fórmula de Sorensen e Hansen (1957) encontram-se na faixa de [0,14 a 0,16], enquanto os obtidos da fórmula de Chellis-Aoki (1989) apresentam valores maiores, na faixa de [0,19 a 0,89]. A incerteza na utilização do método de Sorensen e Hansen (1957) é, portanto, bem menor, o que indica a sua melhor

adequação no controle de execução das estacas cravadas. Resultado semelhante já foi verificado por Passos (2019) e Carneiro (2016). Observa-se que, nesta obra, a maior diferença entre os coeficientes de variação decorreu da menor variabilidade da eficiência em relação à variabilidade da parcela elástica do deslocamento do solo, C₃, obtidos nos ensaios.

A variabilidade dos resultados dos ensaios de carregamento dinâmico, para as diferentes alturas de queda, está resumida no Quadro 4.

Altura de queda	Resistência média	Desvio padrão	Coeficiente de	Número de
crescente (cm)	Mobilizada (kN)	(kN)	variação (Ω)	ensaios
15	435,63	110,83	0,25	32
30	685,16	137,57	0,20	33
45	892,50	151,25	0,17	32
60	1036,79	131,23	0,13	28
75	1100,77	135,31	0,12	13

Quadro 4 – Distribuição de Resistências nos Ensaios Dinâmicos com a Energia

Observa-se, do Quadro 4, o acréscimo da resistência mobilizada com o incremento da altura de queda do martelo e, portanto, da energia. Para os ensaios realizados com a altura de queda de 30cm, o valor médio da resistência mobilizada, bem como a sua variância, são próximos aos encontrados com a fórmula dinâmica de Sorensen e Hansen. Observou-se também, nos ensaios, a redução da variância com o acréscimo de energia, embora poucos ensaios tenham alcançado energias mais altas, em razão do risco de dano às estacas.

No caso dos ensaios estáticos, o valor médio da capacidade de carga convencional foi de 1324 kN, interpretada pelo procedimento da NBR 6122 (ABNT, 2019). Como os ensaios estáticos foram procedidos após certo tempo de repouso, os resultados superaram em cerca de 20% os valores de resistência mobilizada nos golpes de maior energia dos ensaios dinâmicos.

Em relação ao coeficiente de variação, embora as fórmulas dinâmicas sejam de muito mais simples aplicação e possam ser estendidas a todas as estacas da obra, o resultado de sua variância é comparável à dos ensaios de carregamento dinâmico. A análise estendida a um número maior de diagramas de cravação resulta em incertezas ainda menores, pois quanto maior o número de dados menor é a variância estatística.

No caso da obra em estudo, que consistia num estaqueamento global com cerca de dez mil estacas, em trechos com diferentes comprimentos, função da elevada variação na espessura da camada argilosa de muito baixa consistência, o controle foi feito por região representativa e para uma certa amostragem de perfis de cravação. Em obras de menor porte, a totalidade das estacas da obra pode ser controlada, obtendo-se uma única distribuição estatística da resistência do solo à cravação das estacas.

7 – CONCLUSÕES

A aplicação da metodologia FOSM permitiu a dedução das expressões para cálculos dos valores médios e de variância para as fórmulas de Sorensen e Hansen e Chellis-Aoki, que estão entre as mais utilizadas na prática de engenharia de fundações no Brasil.

A obtenção da variância estatística pode ser utilizada na atualização Bayesiana da previsão de capacidade de carga "a priori" de determinado estaqueamento ou na aplicação da análise de índice de confiabilidade de estacas. A utilização destas fórmulas é simples e pode ser estendida a todo o estaqueamento, permitindo a utilização das observações de campo (nega e repique) na melhoria e redução da incerteza relativa à capacidade de carga das estacas.

O conceito determinístico de um coeficiente de segurança global ou parcial pode não ser suficiente para garantir a confiabilidade de uma fundação. Uma abordagem probabilística, que visa

atender a um risco aceitável à fundação do tipo de estrutura em estudo pode ser considerada mais robusta. O emprego da atualização Bayesiana é uma ferramenta poderosa para uma análise probabilística mais robusta.

Na aplicação ao caso de obra analisado, a incerteza na utilização do método de Sorensen e Hansen (1957) foi bem menor, revelando sua melhor adequação no controle de execução de estacas cravadas.

8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (2019). NBR 6122 Projeto e Execução de Fundações, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 91p.
- Alves, A.M.L.; Amadori, T. (2012). Variância Estatística Associada a Métodos Semi-Empíricos para Estimativa da Capacidade de Carga de Estacas. Teoria e prática na Engenharia Civil, nº 20 p.61-67.
- Aoki, N. (1986). Controle " in situ" da capacidade de carga de estacas pré-fabricadas via repique elástico da cravação. ABMS.
- Aoki, N. (1989). A new dynamic load test concept. Proc. XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil. vol. 1, p. 1-3.
- Aoki, N. (1991). Conceitos de segurança e carga admissível em estacas cravadas. In: Seminário Dep. Engenharia Civil Faculdade de Tecnologia Universidade de Brasília, s/n. 1991, Brasília. Universidade de Brasilia; ABMS. 18 p.
- Aoki, N. (2001). *Confiabilidade e segurança em fundações*. In: Workshop "Prática Atual de Fundações Profundas", s/n. 2001, São Paulo. Sinduscon-SP; ABMS. 10 p.
- Avelino, J. D. (2006). Análise de Desempenho de Estacas de Fundação em um Terreno com Presença de Solos Moles. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro. 119 p.
- Carneiro, F. T. S. (2016). Estudo de Caso de Estacas Metálicas envolvendo Retro análise de Tensões Residuais de Cravação. Dissertação de Mestrado. UERJ, RJ.
- Chellis, R.D. (1951). Pile foundations. New York: McGraw-Hill.
- Cintra, J.C.A.; Aoki, N. (2010). *Probabilidade de ruína*. In: Fundações por estacas: projeto geotécnico. Oficina de Textos, São Paulo, cap.4.
- Harr, M. E. (1987). Reliability-based Design in Civil Engineering, Mc. Graw-Hill, Inc, USA.
- Lacasse, S. (2016). *Hazard, Reliability and Risk Assessment, Research and Practice for Increased Safety*. Proc. 17 Nordic Geotechnical Meeting. Challenge in Nordic Geotechnics.
- Passos, S. S. (2019). Contribuição à Confiabilidade de Estacas Tubulares Metálicas na Baixada Fluminense com Aplicação da Teoria Bayesiana. Dissertação de Mestrado. UERJ, RJ.
- Sorensen, T.; Hansen, B. (1957). Pile driving formulae—an investigation based on dimensional considerations and a statistical analysis. In: Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London.
- Souza Filho, J.M.; Abreu, P.S.B. (1990). Procedimentos Para Controle de Cravação de Estacas Pré-moldadas de Concreto. 6º CBGE/IX COBRAMSEF, Vol.2, 1990. São Paulo.
- Veen, Van Der (1953). The Bearing Capacity of a Pile. In: 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, V.2, p. 84-90.

- Velloso, P. P. C. (1987). *Fundações: aspectos geotécnicos*. Rio de Janeiro: Departamento de Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica, v.2/3.
- Velloso, D.A.; Lopes, F.R. (2010). *A cravação de estacas e os métodos dinâmicos*. In: Fundações: critérios de projeto, investigação de subsolo, fundações superficiais, fundações profundas por estacas: projeto geotécnico. Oficina de Textos, São Paulo.

UTILIZAÇÃO DE FIBRA ÓPTICA PARA DETERMINAÇÃO DE VELOCIDADES DE FLUXO

Utilization of fiber optics for determining flow velocities

Carina Pirolli^a, Alessander Christopher Morales Kormann^a

^a Universidade Federal do Paraná (UFPR) - Curitiba (PR), Brasil.

RESUMO – A infiltração através de estruturas hidráulicas e de terra representa um risco substancial de danos, incluindo a ruptura de barragens devido à erosão interna regressiva. Deste modo é imprescindível monitorar o fluxo de água na estrutura da barragem, sendo a fibra óptica uma das ferramentas para realização desse monitoramento. A utilização de cabos de fibra óptica estendidos ao longo da estrutura permite monitorar de maneira abrangente a área coberta por este instrumento de controle, não se limitando a verificações pontuais. Dado o ineditismo desta ferramenta e a importância que representa para aterros em solos, o assunto vem sendo objeto de um projeto de pesquisa e desenvolvimento. A proposta contemplou a instalação de mais de 6 km de fibra óptica num trecho de 500 m, instalada no filtro vertical tapete drenante horizontal da barragem margem esquerda e leito do rio da Usina Hidrelétrica Colíder, localizada no estado do Mato Grosso, região centro-oeste do Brasil. O presente trabalho busca, a partir de ensaios de laboratório realizados numa célula de pressão, reconhecer a fibra óptica como uma opção para o monitoramento das variações de fluxo. A utilização de cabos de fibra óptica, diferentemente do sistema de monitoramento convencional, se coloca como um novo tipo de sensor possibilitando além da avaliação, a quantificação distribuída do fluxo de água interno no macico de uma barragem de terra. A avaliação da representatividade e do significado das variações lidas na temperatura em campo foi realizada a partir do desenvolvimento de funções que relacionam variação de temperatura com variação da velocidade de fluxo.

SYNOPSIS – Infiltration through hydraulic and earth structures poses a substantial risk of damage, including dam failure due to regressive internal erosion. Therefore, it is essential to monitor the flow of water in the dam structure, being the optical fiber one of the tools to perform this monitoring. The use of fiber optic cables extended along the structure allows for comprehensive monitoring of the area covered by this control instrument, not limited to spot checks. Given the unprecedentedness of this tool and the importance it represents for landfills, the subject has been the subject of a Research and Development Project. The proposal included the installation of more than 6 km of optical fiber in a 500 m stretch, installed on the vertical filter horizontal draining mat of the left bank dam and the Colíder Hydroelectric Power Plant, located in the state of Mato Grosso, midwest region of Brazil. Based on laboratory tests performed in a pressure cell, the present work seeks to recognize fiber optics as an option for monitoring flow variations. The use of fiber optic cables, unlike the conventional monitoring system, is placed as a new type of sensor allowing, besides the evaluation, the distributed quantification of the internal water flow in the massif of an earth dam. The evaluation of the significance of the meaning of the read variations in the field temperature was performed from the development of functions that relate temperature variation with flow velocity variation.

Palavras Chave - Fibra óptica, modelo de laboratório, análise de percolação.

Keywords - Optical fiber, lab model, seepage analysis.

E-mails: carina.pirolli@gmail.com (C. Pirolli), alessander@ufpr.br (A. Kormann)

1 INTRODUÇÃO

A aplicação de sensores de fibra óptica para o monitoramento geotécnico vem sendo empregada mundialmente. A utilização de um cabo de fibra óptica pode abranger o monitoramento de uma área muito superior quando comparado à instrumentação convencional. Trabalhos de Aufleger et al. (2003), Glisic et al. (1999), Koga et al. (2003), Watley e Johansson (2005) e Aufleger et al. (2005), são alguns exemplos que comprovam o potencial da tecnologia.

A Copel Geração e Transmissão S.A (Copel GeT), em parceria com os Institutos Lactec, realizou a instalação pioneira no Brasil de cabos de fibra óptica no tapete drenante horizontal e filtro vertical da barragem de terra da Usina Hidroelétrica Colíder, com o intuito de avaliar a segurança da barragem ao longo do tempo, a partir da detecção de fluxos de água pelo corpo da barragem. Para calibrar o sistema, a equipe de projeto composta por profissionais dos Institutos Lactec e acompanhamento de profissionais da Copel concebeu um modelo experimental para a execução de ensaios de laboratório, os quais integram o escopo de um Projeto de Pesquisa e Desenvolvimento - P&D nº PD-6491-0313/2013, denominado "Monitoramento de obras de terra através de fibras ópticas", executado pelos Institutos Lactec e Copel GeT, como parte das obrigações Copel GeT junto ao Programa de Pesquisa e Desenvolvimento Tecnológico do Setor de Energia Elétrica regulamentado pela Agência Nacional de Energia Elétrica.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Este item descreve o modelo experimental desenvolvido para realização dos ensaios laboratoriais de calibração do cabo de fibra óptica e a metodologia considerada para a análise dos dados obtidos através destes ensaios.

Com o advento da tecnologia de laser, as medidas distribuídas de temperatura da fibra óptica tornaram-se disponíveis para o uso em aplicações da engenharia hidráulica. A determinação de maneira distribuída permite o uso de cabos de fibra óptica para medir temperaturas em longos alcances, com alta densidade de informações e com uma resolução de temperatura que atende as necessidades do que se propõe.

O modelo experimental desenvolvido pela equipe do projeto envolveu a construção de uma céula de pressão, preenchida com material granular compactado, com características que buscam reproduzir as condições verificadas na barragem da UHE Colíder. O material granular envolve o cabo de fibra óptica, o qual é conectado a um sistema de aquecimento e ao instrumento de medição DTS (Distributed Temperature Sensing), compondo o sistema utilizado para identificação de variações de temperatura ao longo do cabo. A equipe de projeto realizou ensaios utilizando um valor de vazão conhecido e verificando as temperaturas correspondentes. O modelo foi implantado nas dependências do Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza, em Curitiba (Brasil). Como referência, a equipe utilizou o modelo demonstrado no trabalho de Goltz (2012).

Os ensaios laboratoriais para medições de temperatura distribuída utilizando fibra óptica tiveram o objetivo de obter uma curva de calibração que relaciona velocidade de fluxo x variação de temperatura, contribuindo para o entendimento dos resultados de temperatura observados durante a etapa na qual se realiza o monitoramento da barragem.

Uma vez que o modelo de laboratório tem por objetivo calibrar os cabos de fibra óptica instalados na UHE Colíder, o cabo utilizado em laboratório é o mesmo do protótipo. Da mesma forma, os ensaios foram realizados com o mesmo material e densidade empregados na obra da barragem.

2.1 Medidas de Temperatura e Detecção de Fluxo

As aplicações ativas com sistemas de Medidas Distribuídas de Temperatura em Fibra Óptica (Distributed Fiber Optic Temperature – DFOT) decorrem do método do aquecimento. Para utilizar

este método o cabo é composto por um fio de cobre junto às fibras ópticas. A adição de uma corrente elétrica ao fio de cobre o faz aquecer, afetando temporariamente o ambiente das fibras e permitindo registrar a resposta térmica ao aumento da temperatura. O método do aquecimento constitui uma aplicação importante do DFOT e vem sendo objeto de investigação e teste em aplicações bem sucedidas durante os últimos anos, conforme visualizado no (Perzlmaier et al., 2004, Aufleger et al. 2005, Perzlmaier et al., 2006).

O método permite o uso de medições de temperatura distribuídas para identificar regiões com diferentes graus de saturação e estados de infiltração. Uma vez que não depende da presença de gradientes de temperatura naturais, pois é imposto ao sistema um aquecimento, a equipe utilizou o método para controle de fluxo em elementos de vedação que necessitam de uma colocação do cabo muito próximo da superfície.

Os autores sugerem que o mesmo período de aquecimento utilizado para a obtenção dos dados de calibração em laboratório seja utilizado para obtenção dos dados de campo, estabelecendo uma relação entre a quantidade de leituras com o período de operação e mesmo com a visualização de alguma anomalia presente nos trechos monitorados.

A equipe envolvida instalou os cabos de forma que seus arredores garantiram um meio onde a resposta térmica é especialmente sensível às condições de infiltração. Desta forma, a magnitude da resposta térmica pode ser correlacionada com a intensidade da infiltração local, e as velocidades de fluxo podem ser estimadas. De acordo com Perzlmaier et al. (2006) este método permite, portanto, medições in situ da velocidade de infiltração e pode constituir uma valiosa ferramenta de monitoramento visando a detecção do aumento de fluxo e consequente prevenção de processos de erosão interna.

2.2 Modelo Experimental

O modelo experimental para a determinação da inter-relação entre a velocidade de fluxo no filtro e o aumento da temperatura está esquematicamente ilustrado nas Figuras 1 e 2. A célula de pressão utilizada tem comprimento de 6,0 m, largura de 1,0 m e altura de 1,2 m. A equipe concebeu a célula em uma estrutura de aço, projetada para manter baixas deformações e suportar o solo compactado no interior da caixa, além de uma coluna de água de até 20 metros (Figuras 3 e 4). Para visualizar seu interior, a caixa apresenta laterais constituídas de um vidro resistente. Além da tampa ser removível, as partes da frente e de trás também podem ser utilizadas para montagem do modelo e compactação do solo. A tampa apresenta perfurações que dividem a vazão de entrada igualmente ao longo da caixa. O fundo da célula de pressão possui dois tubos de drenagem, um a direita e outro à esquerda. A água percolada por eles é guiada para um tubo central onde se localiza um medidor de vazão (Figura 5), aparelho a partir do qual a equipe realizava o controle da vazão aplicada no sistema para cada ensaio. Um registro manual presente na saída do sistema regula o fluxo de entrada de água na célula.

Simulando a situação de campo, a equipe de projeto realizou a compactação do solo arenoso em camadas, com compacidade relativa média de 65% (semelhante à compacidade relativa utilizada para compactação dos materiais granulares do tapete drenante horizontal e filtro vertical da barragem da UHE Colíder). O cabo de fiba óptica utilizado passava pela célula de pressão duas vezes, resultando uma seção de monitoramento no trecho superior e outra no trecho inferior da célula.



Fig. 1 – Desenho esquemático 3D do Modelo de Laboratório.



Fig. 2 – Corte longitudinal do modelo de laboratório.

Complementarmente a essa estrutura, para a obtenção de aproximadamente 17 m de coluna de água que alimentavam o experimento, funcionava um sistema hidráulico. Para união do modelo laboratorial ao sistema hidráulico existente a equipe utilizou alguns acessórios: válvulas e registros instalados para atender diferentes condições de vazão e pressão, medidor de vazão na saída do sistema e recipiente com água para inserção de parte do cabo utilizado na seção de referência (Figura 6). Por questões de segurança e manutenção a equipe instalou o equipamento de leitura (DTS) com computador e a fonte de aquecimento no interior de um container próximo da célula (Figura 7).



Fig. 3 – Célula de pressão do modelo experimental.



Fig. 4 – Vista lateral da célula de pressão.



Fig. 5 – Medidor de vazão.



Fig. 6 – Sistema hidráulico do modelo.

Fig. 7 –DTS e fonte de aquecimento.

2.3 Dados DTS

Para a obtenção das medidas de temperatura, foi utilizado o equipamento DTS (*Distributed Temperature Sensing* – Sensor de temperatura distribuída), do fabricante Sensornet, sistema Sentinel. Conforme especificação do fabricante, para sensores similares ao utilizado nessa pesquisa é possível a realização de medições distribuídas de temperatura a uma extensão de até 10 km, sem perdas ópticas, com resolução de aproximadamente 0,1°C de temperatura a cada 1,0202 metros de distância.

De acordo com Pettres et al. (2012) é possível obter temperaturas registradas com tecnologia DTS a partir de pontos distribuídos ao longo do comprimento do cabo de fibra óptica e, dependendo do arranjo estabelecido, estarão entre si a cada metro. De maneira que nesse tipo de leitor a zona de influência de um ponto representa a metade do ponto vizinho à esquerda e à direita.

2.4 Sistema de Aquecimento do Cabo

A entrada de calor foi gerada pela aplicação de tensão aos condutores - fios de cobre localizados no interior do cabo. Para tanto a equipe dimensionou as características da fonte de corrente contínua Modelo 900-30-i Suppleir que permite a configuração da potência, corrente e voltagem de maneira independente. A fonte utilizada possui um módulo de potência, possibilitando que os valores programados se mantenham constantes durante todo ensaio. Este controle é importante uma vez que com o aumento da temperatura provocado pela indução de uma corrente e uma voltagem conhecidas nos condutores elétricos do cabo de fibra óptica, a resistência ôhmica tende a diminuir, trazendo oscilações às leituras de temperatura. A fonte de corrente contínua utilizada controla estes parâmetros elétricos automaticamente e os corrige para que a potência se mantenha constante durante todo o ensaio. A Figura 8 ilustra a fonte em questão.



Fig. 8 – Fonte de aquecimento FCC-900-30-i.

A equipe realizou ensaios com potências de 10, 15 e 20 W/m (Watts por metro de cabo), com o objetivo de avaliar as diferenças e possibilitar a definição do nível mais adequado para as medições em campo. O limite inferior tem por base o descrito no trabalho de Perzlmaier (2007), como valores mínimos para quantificação de fluxo. O valor de 20 W/m foi determinado pela verificação das temperaturas do ensaio em relação às temperaturas máximas estabelecidas na especificação técnica do cabo de fibra óptica, conforme recomendação do fabricante.

2.5 Especificação do Cabo de Fibra Óptica

O cabo utilizado nessa pesquisa é do tipo 'loosebuffer', composto por quatro condutores rígidos de cobre com 1,5 mm² e um cabo contendo 4 fibras ópticas multimodo. O diâmetro interior do tubo de proteção que circunda a fibra óptica 'buffer' é significativamente maior que o diâmetro exterior da mesma, sendo possível acomodar várias fibras no mesmo tubo. A malha de cobre desse complexo além de proteger a fibra, permite a aplicação de um estímulo térmico no interior do próprio cabo, conduzindo a energia elétrica quando conectado a uma fonte de potência elétrica, causando o seu aquecimento, de acordo com Perzlmaier et al. (2004). Na Figura 9 vê-se o desenho esquemático da fibra óptica especificada.



- 1. Fibra Óptica
- 2. Membro Central
- 3. Tubo 'Loose'
- 4. Elemento Impermeabilizante
- 5. Elementos de Enchimento
- 6. Condutor
- 7. Elementos de Reforço
- 8. Elemento de Reforço
- 9. Corda de Abertura
- 10. Revestimento Externo

Fig. 9 – Desenho esquemático da fibra óptica utilizada.

2.6 Procedimento de Ensaio

O ensaio realizado para a análise da inter-relação entre a velocidade de fluxo no filtro e a diferença de temperatura para um cabo específico consistiu em vários testes à diferentes velocidades do fluxo com o mesmo procedimento de teste. Antes de iniciar o experimento, a equipe realizou um pré-ajuste com uma velocidade estacionária do filtro dentro da célula de pressão usando o registro e o medidor de vazão instalados no fluxo de saída. O ponto de partida de cada experimento é a

definição de uma distribuição de temperatura estacionária na célula de pressão, o trecho de fibra óptica sem cobre utilizado para controle de temperatura do cabo instalado no solo.

A equipe utilizou medidas de extremidade única para as medições de temperatura da fibra óptica distribuída. O tempo de medição da sensibilidade à temperatura da fibra óptica distribuída foi estabelecido, levando em consideração a precisão de medição e a realização de leituras a cada 5 minutos. Antes de iniciar o aquecimento do cabo, realizaram-se 5 medições de referência.

Após a conclusão da quinta medição de referência (sem aquecimento), o processo de aquecimento era iniciado pela aplicação de tensão ao condutor. Para cada ensaio realizado, o período de aquecimento durou aproximadamente duas horas. Após a gravação de 24 medições (uma a cada 5 minutos), a tensão foi desconectada do condutor. A tensão ao longo de todo o tempo de aquecimento foi mantida constante e monitorada para assegurar a entrada constante de calor. Após desligar a fonte de aquecimento cada ensaio persistiu por mais cerca de 30 minutos (6 medições), para observação do retorno das temperaturas aos valores anteriores ao aquecimento. Terminado esse período o ensaio era encerrado. A Figura 10 apresenta um esquema do ensaio.



Fig. 10 – Esquema do ensaio (adaptado de Perzlmaier, 2007).

O cabo utilizado no ensaio apresentava 248,09 m de comprimento total. Considerando leitura aproximada a cada 1,02 m, resultam 245 pontos de dados obtidos do equipamento. Desse total, os autores se concentraram em duas seções de particular interesse, o trecho superior e inferior do cabo localizados no interior da célula de pressão. Cada trecho com um comprimento aproximado de 6 m. Para eliminar os efeitos de fronteira, os autores utilizaram nas análises apenas os 4 m centrais de cada seção. A diferença de temperatura entre a medição de referência e a medição de aquecimento foi obtida para cada um dos pontos. Utilizando o valor absoluto de temperatura nesses pontos (ao longo do ensaio) subtraído do valor médio do trecho de fibra óptica inserido no interior da caixa (ao longo do ensaio), os autores obtiveram os valores de variação de temperatura.

Para excluir efeitos de variação térmica da água decorrentes da irradiação solar em parte do sistema (caixas de água e tubulações expostas), a equipe instalou um trecho de cabo óptico sem fio de cobre no mesmo nível do trecho de cabo superior, denominado "referência interna", como pode ser visto na Figura 11.

A equipe realizou ensaios para quantidades de calor por unidade de comprimento de 10, 15 e 20 W/m. Para cada uma foram variadas vazões de 0 a 2,0 l/s. Considerando a área de 6 m² da célula de

pressão, e a equação de Darcy, obtem-se os dados de velocidade de percolação apresentados no Quadro 1.



Fig. 11 – Referência de temperatura no interior da célula.

Vazão - Q (l/s)	Velocidade de Percolação (m/s)
0	0
0,05	8,33x10 ⁻⁶
0,075	1,25x10 ⁻⁵
0,1	1,67x10 ⁻⁵
0,2	3,33x10 ⁻⁵
0,4	6,67x10 ⁻⁵
0,5	8,33x10 ⁻⁵
0,8	1,33x10 ⁻⁴
1,0	1,67x10 ⁻⁴
1,2	2,00x10 ⁻⁴
1,4	2,33x10 ⁻⁴
1,6	2,67x10 ⁻⁴
1,8	3,00x10 ⁻⁴
2,0	3,33x10 ⁻⁴

Quadro 1 - Vazões utilizadas nos ensaios.

Os autores entendem que as vazões ensaiadas apresentaram uma amplitude suficiente para atender aos valores esperados de vazão na barragem de Colíder. A estimativa de projeto é de uma vazão específica correspondente a 0,1 l/s.m. A vazão máxima ensaiada corresponde a 0,33 l/s.m, três vezes maior que o valor estimado.

3 RESULTADOS E ANÁLISE

Este item contempla a fundamentação teórica utilizada como base para as análises, os resultados obtidos nos ensaios de laboratório, realizados num período experimental de 2 anos, bem como as análises realizadas para a obtenção da curva de calibração, que melhor representam a relação entre velocidade de fluxo e variação de temperatura. O detalhamento das análises e o tratamento estatístico são descritos em Pirolli (2017).

3.1 Fundamentação teórica da análise

Conforme Goltz (2012), antes do aquecimento a temperatura do cabo é igual à temperatura do material que o envolve. O aquecimento provoca um aumento na temperatura do cabo se comparado à temperatura do material circundante. O comportamento térmico do cabo aquecido pode ser modelado usando um sistema de substituição constituído por um núcleo de condutividade térmica infinita e uma capa protetora de condutividade térmica finita (Figura 12).



Fig. 12 – Distribuição de temperatura sobre a seção transversal de um cabo esquemático: convecção à esquerda e condução à direita. (Rocha, 2011).

O solo é uma mistura de sólidos (orgânicos ou minerais), água, vapor e ar. A condutividade térmica do solo da mistura multifásica é geralmente chamada de condutividade térmica efetiva. Ao lado da condução de calor, outros mecanismos de transferência de calor ocorrem no solo caso um gradiente de temperatura de origem ao fluxo de calor.

Conforme descrito por Goltz e Aufleger (2009) quando ocorre infiltração no entorno do cabo, o transporte de calor convectivo supera o transporte de calor condutivo. Devido a este fenômeno o calor do cabo é transportado para fora mais rapidamente e um estado de equilíbrio de temperatura é alcançado. Consequentemente, para um mesmo aquecimento, regiões do cabo em contato com fluxo de água apresentam variações de temperatura menores do que aquelas com fluxo menos intenso ou mesmo sem fluxo de água. Este entendimento é a base para localizar infiltrações no meio utilizando o método do aquecimento.

Ainda segundo Goltz e Aufleger (2009) após um curto período de aquecimento obtém-se uma distribuição de temperatura estacionária. Enquanto a diferença de temperatura dTs diminui com o aumento da velocidade do filtro, a diferença de temperatura entre o núcleo e o revestimento do cabo dTc permanece constante devido à entrada de calor e ao fluxo de calor constante resultante.

Se não houverem interferências ambientais ou mesmo do sistema de aquecimento, os resultados obtidos em ensaios devem se comportar de maneira semelhante ao apresentado na Figura 13. O aquecimento ocorre rapidamente após ligar a fonte de calor, e a temperatura sofre pequena ou nenhuma variação durante a etapa em que o aquecimento está ocorrendo.



Fig. 13 – Medidas de temperatura durante um ensaio – método do aquecimento (adaptado de Perzlmaier, 2007).

3.2 Resultados dos ensaios de laboratório

À exceção da Fig. **15**, as Figuras 14 a 28 apresentam, para o ponto central do trecho superior de cabo instalado na caixa, os valores comparativos para uma mesma vazão e diferentes potências. As vazões apresentadas são 0,0; 0,05; 0,075; 0,1; 0,2; 0,4; 0,8; 1,0; 1,2; 1,4; 1,6; 1,8 e 2,0 l/s. As potências utilizadas correspondem a 10 W/m; 15 W/m e 20 W/m.





Nesses ensaios a variação de temperatura ficou em torno de 3,5° a 4º para potências aplicadas de 10 W/m, 5º para a potência de 15 W/m e 7,5º para a potência de 20 W/m.

Na Figura 15 chama-se atenção para um aspecto observado no ensaio sem percolação (comparar Figura 14 que representa o resultado obtido em laboratório com a Figura 15 que representa dados de referência bibliográfica), e que não se observa com a presença de fluxo no sistema.



Fig. 15 – Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento. (adaptado de Perzlmaier, 2007).

A figura anterior mostra que o trecho aquecido apresenta uma inclinação no ensaio de areia úmida, não visto quando há fluxo. À medida que o fluxo aumenta os pontos no trecho aquecido apresentam uma tendência à linearidade, enquanto os pontos obtidos para ensaios em ambiente saturado, ausente de fluxo, apresentam uma tendência levemente crescente.



Fig. 16 – Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=0,05 l.s.



Fig. 17 – Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=0,0751/s.



Fig. 18 – Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=0,1 l/s.



Fig. 19 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=0,21/s.



Fig. 20 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=0,4 l/s.



Fig. 21 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=0,5 l/s.



Fig. 22 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=0,8 l/s.



Fig. 23 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=1,0 l/s.



Fig. 24 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=1,2 l/s.



Fig. 25 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=1,4 l/s.



Fig. 26 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=1,6 l/s.



Fig. 27 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=1,8 l/s.



Fig. 28 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de diferentes potências: q=2,0 l/s.

O aspecto mais importante que os autores ressaltam é que os dados apresentam a linearidade física esperada: quanto maior a potência, maiores foram os valores de variação de temperatura obtidos, assim como quanto maior a vazão, menores os valores de variação de temperatura.

Outro fato é que as variações de temperatura da magnitude destas verificadas em laboratório não devem ser encontradas no monitoramento dos cabos da barragem da UHE Colíder, já que mesmo com os cuidados tomados a água da caixa em laboratório apresenta maiores amplitudes de variação que aquelas, prováveis, decorrentes do fluxo de água do reservatório. A água do reservatório especialmente em profundidade, que é a maior área de interesse, não tem apresentado variações de temperatura como as observadas em laboratório.

A observação do comportamento das variações de temperatura em relação às vazões para a mesma potência estão nas Figuras 29 a 31.



Fig. 29 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de vazões para a potência 10 W/m.



Fig. 30 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de vazões para a potência 15 W/m.



Fig. 31 - Medidas de temperatura, ensaio com aquecimento, com comparativo de vazões para a potência 20 W/m.

3.3 Curva Velocidade de Fluxo versus Temperatura

Pela curva obtida por Perzlmaier (2007), é possível definir as variações de temperatura em função das variações de vazão, e assim monitorar o fluxo ao longo do cabo para uma situação de campo. A Figura 32 apresenta a curva obtida por este autor.



Fig. 32 - Diferença de temperatura no cabo dependendo da velocidade de infiltração (adaptado de Perzlmaier, 2007).

A partir das vazões e do fluxo de calor por unidade de comprimento impostos para realização dos ensaios, os autores desenvolveram as curvas que relacionam no eixo das abscissas a velocidade de fluxo e no eixo das ordenadas, a variação de temperatura, para as diferentes potências ensaiadas (Figura 33).


Ponto Central Superior

Fig. 33 - Relação da variação de temperatura com velocidade de fluxo.

Os autores consideram os pontos bastante representativos da estimativa de variação de temperatura em relação à velocidade de fluxo. Ressaltam como maior dispersão os valores resultantes de menor potência imposta no aquecimento, e pequenos fluxos de água passando pelo sistema.

Os autores determinaram as curvas utilizando a mediana após tratamento de cada série de dados. A mediana é o valor que separa a metade maior e a metade menor da amostragem. Estando os dados ordenados a mediana se caracteriza pelo valor central. Em relação à média, tem como vantagem dar uma ideia de valor típico sem ser distorcida pelos valores extremos da série de dados.

Como se tratam de ensaios de laboratório onde é quase impossível eliminar todas as variabilidades decorrentes do sistema, os autores definiram a adoção da mediana para melhor representação dos resultados.

Uma vez considerados adequados, os autores compararam os dados da Figura 33 àqueles obtidos por Perzlmaier analiticamente.

Em geral, solos granulares saturados ou com presença de fluxo podem ser representados como uma mistura de duas fases. Perzlmaier (2007) utilizou essa abordagem para descrição analítica de uma função dT/w_f (variação de temperatura/velocidade de fluxo) a partir da sequência de equações descritas que calculam a condutividade térmica de uma mistura de duas fases.

Em seu trabalho, Perzlmaier (2007) define o incremento de temperatura (dT) no cabo de fibra óptica devido ao processo de aquecimento como uma função da velocidade de fluxo no filtro a partir da equação:

$$dT = \frac{q_l}{2.\pi} \left(\frac{1}{\lambda_M} \cdot ln\left(\frac{r_{ext}}{r_{int}}\right) + \frac{2}{\lambda_{eff} \sqrt[4]{Nu_{eff}^4 + Nu_{cond}^4}} \right)$$
(1)

A condutividade térmica da proteção do cabo (λ_M) , o raio externo (r_{ext}) e o raio interno (r_{int}) são constantes definidas a partir das especificações técnicas do material. Os valores de condutividade térmica efetiva (λ_{eff}) , é obtido a partir das equações descritas:

$$\lambda_{eff} = \lambda_{fl} \cdot \left(\frac{1}{\sigma}\right)^{-nw} \tag{2}$$

sendo:

$$nw = 0,280 - 0,757. \log_{10} \varepsilon_w + 0,057. \log_{10} \left(\frac{1}{\sigma}\right)$$
(3)

$$\sigma = \frac{\lambda_s}{\lambda_{fl}} \tag{4}$$

A porosidade ajustada (ε_w) que leva em consideração o efeito de parede depende da relação entre o diâmetro de partícula (d_p) e o diâmetro do cilindro (D). Calcula-se através da equação:

$$\varepsilon_w = \varepsilon \cdot \left(1 + 0.5 \cdot \left(\frac{d_p}{D} \right)^3 \right) \tag{5}$$

O número de Nusselt efetivo, conforme descrito por Perzlmaier (2007), é calculado utilizando a equação a seguir:

$$Nu_{eff} = c_1 \cdot Re_D^{0,5} \cdot Pr_{eff}^{c_2} \cdot (f' \cdot Re_p')^{c_3} \cdot \left[\arctan\left(\frac{D}{d_{eff}}\right)^{0,5} \right]^{c_4}$$
(6)

As constantes c_1 , c_2 , c_3 e c_4 variam de acordo com o regime de fluxo encontrado, e o número de Reynolds (Re_d) correspondente. Esses valores podem ser obtidas do Quadro 2 (Fand et al., 1993).

Regime de Fluxo	Re _d	c ₁	c ₂	c ₃	c_4
Darcy	<3	1,248	0,3534	0,05355	0,5467
Forchheimer	3 - 100	0,6647	0,2286	0,209	1,417
Turbulento	> 100	0,7956	0,06036	0,2248	1,588

Quadro 2 - Constantes dependentes do regime de fluxo.

A abordagem teórica assume que para a convecção forçada, a partir de um cilindro em meio poroso, dois componentes de fluxo interferem entre eles: a componente de fluxo macroscópico e a componente de fluxo capilar. A componente de fluxo macroscópico tem fluidos que fluem sem obstrução ao redor de um cilindro podendo ser caracterizada pelo número de Reynolds do cabo:

$$Re_D = \frac{w.D}{v_{fl}} \tag{7}$$

O componente de fluxo capilar descreve o movimento sinuoso do fluido através dos poros e pode ser caracterizado pelo número de Reynolds de um meio poroso:

$$Re_p = \frac{w.\,d_{eff}}{v_{fl}}\tag{8}$$

$$Re'_{p} = \frac{Re_{p}}{1-\varepsilon} \tag{9}$$

Assim como o número de Reynolds do cabo, o valor de f' é uma função do regime de fluxo do sistema, e das constantes k, A, B, A' e B':

$$f' = \frac{36.k}{Re'_p}$$
 Darcy; k=5,34 (10)

$$f' = \frac{A}{Re'_p} + B$$
 Forchheimer (11)

$$f' = \frac{A'}{Re'_n} + B'$$
 Regime Turbulento (12)

sendo os valores de A, B, A' e B' informados no Quadro 3.

Quadro 3 - Constantes para regimes de fluxo.

Forchheimer	Turbulento
A= 182	A'= 225
B=1,92	B'= 1,62

Fisicamente, o número de Prandtl representa a razão entre a difusão da quantidade de movimento (velocidades) e a difusão do calor (temperatura). De acordo com Incropera et al. (2008), o valor de Prandtl corresponde a 6,0 para temperaturas em torno de 20°C.

A função para obtenção do valor dT leva em conta ainda a determinação do Nusselt de convecção natural. Conforme Incropera et al. (2008), como as velocidades em escoamentos de convecção natural são em geral muito menores do que aquelas associadas à convecção forçada, as taxas de transferência por convecção correspondente são também menores.

A convecção natural está associada ao transporte de calor decorrente das diferenças de densidade no fluido desde que estas ocorram por gradientes de temperatura. Para a determinação da mesma é necessário conhecer os valores de temperatura da água em contato com o cabo e do próprio cabo. A equipe não monitorou estes valores durante a realização dos ensaios, assim, a equação utilizada desconsidera a parcela de convecção natural, tendo-se:

$$dT = \frac{q_l}{2.\pi} \left(\frac{1}{\lambda_M} . \ln\left(\frac{r_{ext}}{r_{int}}\right) + \frac{2}{\lambda_{eff} . Nu_{eff}} \right)$$
(13)

Para a determinação do dT em cada velocidade de fluxo e potência alterada os autores utilizaram os valores demonstrados no Quadro 4.

Símbolo	Valor Considerado	Definição	Unidade
Ql	10	fluxo de calor por unidade de comprimento	W/m
Pi	3,1416	constante	
lamb.m	0,1700	condutividade térmica da proteção do cabo	W/(m.k)
r.ext	0,0085	raio externo	m
r.int	0,0075	raio interno	m
lamb.eff	1,0959	condutividade térmica efetiva	W/(m.k)
Nu.eff	0,9300	Nusselt efetivo	-
Nu.cond	0,0000	Nusselt convecção natural	-
lamb.s	1,7000	condutividade do solo	W/(m.k)
lamb.fl	0,5800	condutividade do fluido	W/(m.k)
Nw	0,5917	fator	-
Sigma	2,9310	razão de condutividades	-
Ew	0,4120	porosidade ajustada	-
Е	0,4120	porosidade	-
Dp	0,0004	diâmetro da partícula	m
D	0,0170	diâmetro do cilindro	m
Keff	0,0261	difusividade térmica efetiva	m2/s
S	1	grau de saturação	-
Pfl	1000	densidade do fluido	kg/m3
cp,fl	0,0420	calor específico de aquecimento do fluído	J/(kg.K)
Ps	2660	densidade das partículas sólidas	kg/m3
cp,s	0,0084	calor específico de aquecimento do solo	J/(kg.K)
c 1	1,2480	constante 1 tabela	-
ReD	0,0794	número de Reynolds do cilindro	-
Preff	6	número efetivo de Prantl	-
c2	0,3534	constante 2 tabela	-
f	4012,7559	coeficiente de fricção adimensional	-
Re'p	0,0318	Número de Reynolds da partícula	-
c3	0,0536	constante 3 tabela	-
D	0,0170	diâmetro do cilindro - cabo	m
Deff	0,0040	diâmetro efetivo da partícula	m
c4	0,5467	constante 4 tabela	-
W	0,0000	velocidade do fluxo	m/s
Vfl	0,0000	viscosidade cinemática	m²/s
Rep	0,0187	Número de Reynolds da partícula	-
f	4012,7559	Regime de Darcy	-
f	5732,6291	Regime Forchheimer	-
f	7086,2778	Regime Turbulento	-
dT	4,2951	variação de temperatura	

Quadro 4 - Dados utilizados na determinação da função dt x w.

A Figura 34 apresenta os dados de ensaios de laboratório e dados obtidos analiticamente, para as três potências ensaiadas.



Fig. 34 - Resultados de ensaio x resultados analíticos.

Os dados da Figura 34 mostram que o comportamento obtido experimentalmente é muito próximo do inferido analiticamente. No entanto, nota-se um degrau correspondente a mais ou menos 1°C entre o valor analítico e o valor de laboratório. No entendimento dos autores é provável que as diferenças especialmente para os pontos de menor fluxo estabelecido resultem da parcela de convecção natural desconsiderada, que deve resultar numa diminuição dessas variações para os pontos de menor vazão.

Em relação aos dados que refletem resultados dos ensaios de maior fluxo, é possível que, as diferenças entre laboratório e a metodologia analítica também resultem da adoção de valores que podem sofrer pequenas variações e refletir na diferença visualizada na figura. Outro aspecto bastante relevante é que grande parte das equações de transferência de calor são obtidas empiricamente, considerando-se razoável o resultado experimental diferir do resultado analítico em pequenas escalas.

3.4 Equações para determinação do fluxo ou da variação de temperatura

Uma vez validados os dados de ensaios, o Quadro 5 apresenta, para cada potência ensaiada, as equações para determinação da variação de temperatura em função da velocidade de fluxo e o respectivo valor de coeficiente de determinação.

Potência (W/m)	Equação (temperatura em função da velocidade de fluxo)	R ²
10	$dT = -3E + 10w^3 + 3E + 07w^2 - 9979,6w + 3,6875$	0,864
15	$dT = -1E + 11w^3 + 9E + 07w^2 - 19436w + 5,3184$	0,986
20	$dT = -3E + 10w^3 + 1E + 08w^2 - 29372w + 7,2507$	0,947

Quadro 5 - Equações de variação de temperatura em função da velocidade de fluxo para as diferentes potências.

Dentre várias possibilidades de regressão pesquisadas, os autores optaram pela adoção de equações polinômiais que levaram ao menor coeficiente de determinação R².

3.5 Adimensionalização dos dados

Para melhor interpretação dos resultados obtidos a partir dos ensaios de laboratório, os autores realizaram adimensionalização dos dados de variação de temperatura demonstrados na Fig. **33** em função do maior valor.

Dos dados admensionalizados foi determinado o valor da média, e a partir da média um valor de desvio padrão. A média adicionada ao desvio padrão define uma envoltória superior, enquanto que a média subtraída do desvio padrão define uma envoltória inferior. Os resultados encontram-se na Figura 35.



Fig. 35 - Envoltória dos dados adimensionalizados.

A partir dos dados apresentados na Figura 35 é possível obter valores de velocidade de fluxo em função das variações de temperatura, independente da potência aplicada durante a realização de uma leitura pelo método do aquecimento. É importante que estes dados sejam utilizados apenas como um indicativo ou estimativa inicial, dadas as limitações tanto de variação de potência aplicada, como do fato de pequenas variações de temperatura estarem relacionadas a grandes variações de fluxo.

4 CONCLUSÕES

De acordo com Aufleger et al. (2005), por vários anos a realização de medições de temperatura utilizando fibra óptica tem sido considerada uma ferramenta bem estabelecida para detecção e localização de fluxo em barragens de terra. O princípio de medição dos sistemas de monitoramento usando fibra óptica distribuída baseia-se nas propriedades sensíveis à temperatura das fibras, que representam tanto o sensor como o condutor do sinal medido.

A distribuição de temperatura ao longo do cabo de fibra óptica e o desenvolvimento da temperatura ao longo do tempo são medidos e registrados por meio de um sistema de detecção de temperatura distribuída, que consiste em um laser poderoso e uma unidade de processamento de avaliação óptica. O aquecimento adicional do cabo de fibra óptica, aplicando tensão nos fios de cobre, que estão integrados no cabo, fornece informações adicionais e permite distinguir ambientes secos, saturados ou presença de fluxo no entorno do cabo.

Uma vez que a equipe de projeto instalou a fibra óptica, para essa condição específica, no sistema de drenagem da barragem, e considerando que para o regime permanente de fluxo o ambiente estará saturado ou em presença de fluxo, a equipe avaliou o comportamento dos ensaios de laboratório para condição de solo saturado e de presença de fluxo.

Os autores realizaram tratamento estatístico dos resultados dos quarenta e dois diferentes ensaios analisados e utilizados na determinação de curvas de obtenção da variação de temperatura (dT) em função da velocidade de fluxo (w). Posteriormente, esses valores foram comparados à abordagem analítica desenvolvida no trabalho de Perzlmaier (2007). Os valores obtidos se mostram satisfatórios, dentro das possíveis diferenças que valores calculados empiricamente podem ter em relação aos valores obtidos experimentalmente.

Em conjunto com o entendimento dos detalhes de projeto da barragem da UHE Colíder, e com a observação da instrumentação convencional, as equações desenvolvidas a partir dos ensaios de laboratório, devem permitir que se estabeleçam ordens de grandeza para as variações do fluxo no interior do tapete drenante horizontal e filtro vertical da barragem da UHE Colíder.

Os dados de leituras em campo necessariamente devem ser coletados também com a presença de uma referência de temperatura para a obtenção adequada de valores de variação em relação a valores absolutos de temperatura. Deve-se buscar permanecer nos intervalos de potências ensaiadas no laboratório, ou realizar novos ensaios para as potências testadas em campo.

Na impossibilidade de realização dos ensaios dentro dos mesmos valores de potência determinados em laboratório, é possível utilizar os resultados adimensionais, dentro dos valores médios, ou ainda das envoltórias inferior e superior definidas.

É importante notar também que para valores maiores de velocidade de fluxo as variações de temperatura diminuem, ou seja, um grau pode significar um grande aumento de vazão, por isso num primeiro momento os dados devem ser observados de maneira holística, preferencialmente correlacionando o comportamento com aquele observado na instrumentação convencional.

Nos últimos anos, o método do aquecimento demonstrou sua funcionalidade para monitorar a estanqueidade da superficie vedante em muitos projetos de barragens em todo o mundo (Aufleger et al., 2005). No âmbito de vários projetos de pesquisa, esse método tem sido constantemente aprimorado e levou a uma maneira distribuída nova de determinação do grau de saturação e das velocidades de fluxo nos solos.

O método do aquecimento tem sido objeto de outros projetos de pesquisa e também de recomendações da Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD). Não foram encontrados resultados de outras aplicações em barragens de terra que definam valores de vazão resultantes do monitoramento por fibra óptica a partir do método do aquecimento.

Conforme Aufleger et al. (2008), a maioria dos problemas de fluxo presentes na engenharia hidráulica pode ser localizada por meio de medições de temperatura, nas quais o método distribuído tem inúmeras vantagens em comparação com outros métodos. Além disso, o aprimoramento do método de aquecimento fornece informações sobre o movimento da água de infiltração no entorno do cabo aquecido, aumentando as aplicações no âmbito de monitoramento da funcionalidade dos elementos de vedação, bem como a estabilidade geostática e hidráulica em barragens ou outras estruturas hidráulicas. Assim, uma qualidade fundamentalmente nova no monitoramento da segurança de uma barragem de aterro é alcançada.

Mundialmente o método já está em aplicação como demonstrado nos trabalhos de Aufleger et al. (2005 e 2007). Não são apresentados resultados quantitativos nesses trabalhos. No Brasil o primeiro caso de utilização do método do aquecimento para quantificar e detectar fluxo em barragens de terra é a barragem da UHE Colíder. Não é possível afirmar a auto suficiência dos ensaios de laboratório na determinação da vazão no trecho de barragem onde foi instalado o cabo. Mas é minimamente possível avaliar presença de anomalias e, com alguma sequência dos trabalhos, alcançar alguma precisão nos resultados de vazão.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Copel Geração e Transmissão pelo investimento em inovação a partir de projetos de pesquisa, estendendo os comprimentos aos profissionais envolvidos no desenvolvimento desse projeto. Também agradecem aos Institutos Lactec pela dedicação no desenvolvimento dessa pesquisa e pelo fornecimento dos dados de ensaios de laboratório utilizados como base para esse trabalho.

6 REFERÊNCIAS

- Aufleger, M.; Conrad, M; Strobl, T.; Malkawi, A.I.H; Duan, Y. (2003). Distributed Fibre Optic Temperature Measurements in RCC-Dams in Jordan and China. Simpósio Internacional de Barragem de Concreto Compactado com Rolo, p. 401-407, Madrid.
- Aufleger, M.; Conrad, M.; Perzlmaier, S.; Porras, P.; Strobl,T. (2005). Distributed Fibre Optics Temperature Measurement on it way to become an ordinary tool in Dam Monitoring. Hydro Review Worldwide, v. 13, HCI Publications, Kansas City, USA.
- Aufleger, M.; Conrad, M.; Goltz, M. (2007). *Distributed fiber optic temperature measurements a competitive alternative for temperature monitoring in large RCC dams*. In: Proceedings of the 5th International Symposium on RCC Dams, Guiyang, China, November 2-4.
- Aufleger, M.; Goltz, M.; Perzlmaier, S.; Dornstädter, J. (2008). Integral Seepage Monitoring on Embankment Dams by the DFOT Heat Pulse Method. First International Conference on Long Time Effects and Seepage Behavior of Dams.
- Fand, R. M.; Varahasamy, M.; Greer, L. S. (1993). Empirical correlation equation for heat transfer by forced convection from cylinders embedded in porous media that accounts for wall effects and dispersion. Int. J. Heat and Mass Transfer, Vol. 36, pp. 4407-4418.
- Glisic, B.; Inaudi, D.; Kronenberg, P.; Vurpillot, S. (1999). *Dam Monitoring Using Long SOFO Sensor*. In Proceedings of the Hydropower into Next Century, Gmunden, Austria; pp. 1–9.
- Goltz, M.; Aufleger, M. (2009). Distributed fiber optics temperature measurements using the heatup method – laboratory tests to determine progression of the wet front. Relatório apresentado no encontro entre a Universidade de Innsbruck e LACTEC.

- Goltz, M. (2012). Contribution to monitoring of embankment dams by means of distributed fiber optic measurements. Universität Innsbruck: Forum Umwelttechnik und Wasserbau, Innsbruck University Press.
- Incropera, F.P.; Dewitt, D.P.; Bergman, T.L.; Lavine, A.S. (2008). Fundamentos de transferência de calor e de massa. Rio de Janeiro, RJ: LTC, 643p, 6ª Edição.
- Koga, H.; Katahira, H.; Kawano, H. (2003). Thermal measurement and analysis of large roller compacted concrete dams. Simpósio Internacional de Barragem de Concreto Compactado com Rolo, p. 1139-1148, Madrid.
- Perzlmaier S.; Aufleger, M.; Conrad, M. (2004). *Distributed fiber optic temperature measurements in hydraulic engineering - prospects of the heat-up method proceedings*, 72 Annual Meeting of the International Commission on Large Dams (ICOLD), Seoul, Korea, 16.-22.
- Perzlmaier S.; Aufleger, M.; Conrad, M. (2006). *Integral seepage monitoring on open channel embankment dams by the DFOT heat pulse method*. XXII Congress of the International Commission on Large Dams, Barcelona.
- Perzlmaier, S. (2007). Verteilte filtergeschwindigkeitsmessung in staudämmen. lehrstuhl und versuchsanstalt für wasserbau und wasserwirtschaft, Technische Universität München, Bericht.
- Pettres, R.; Rocha, R. P. O.; Lacerda, L. A. (2012). *Metodologia para a determinação de nível de água com monitoramento através de fibras ópticas*. VIII Simpósio sobre Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas, Porto Alegre.
- Pirolli, C. (2017). Medidas Distribuídas de Fibra Óptica para o Monitoramento de Vazões em Barragens de Terra – Estudo Laboratorial aplicado ao Caso da UHE Colíder. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná. Curso de Pós-Graduação em Construção Civil. Curitiba.
- Rocha, R. P. O. (2011). Instrumentação geotécnica com fibra ótica: monitoramento de frente de umedecimento e análise da variação do grau de saturação em solos arenosos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná. Curso de Pós-Graduação em Construção Civil.
- Watley, D.; Johansson, S. (2005). *Optical allusions*. International Water Power and Dam Construction, p. 22-25.

PROYECTO DE ESTRUCTURAS GEOTÉCNICAS DE ACUERDO AL FUTURO EUROCÓDIGO 7

Design of geotechnical structures according to future Eurocode 7

José Estaire^a, Andrew J. Bond^b

^a Laboratorio de Geotecnia - CEDEX, España.

^b Director, Geocentrix Ltd, UK; Past-Chairman TC250/SC7 Eurocode 7

RESUMEN – Este trabajo constituye una guía breve para la elaboración de los proyectos de las estructuras geotécnicas para cumplir los requerimientos y recomendaciones de seguridad, nivel de servicio, robustez y durabilidad a los que se deben ajustar dichos proyectos, de acuerdo a lo indicado en los futuros Eurocódigo 0 y Eurocódigo 7 que previsiblemente estarán aprobados alrededor de 2025.

La guía se basa en unos diagramas de flujo para cada una de las cinco tareas que comprende el proyecto de una estructura geotécnica: a) Procedimientos de fiabilidad, b) Modelización del terreno, c) Verificaciones de proyecto, d) Implementación del proyecto durante la ejecución y e) Realización de informes.

Dichos diagramas permiten explicar los procedimientos para a) determinar la Categoría Geotécnica de la estructura geotécnica en estudio, b) desarrollar el Modelo del Terreno y el Modelo del Proyecto Geotécnico, c) verificar los estados límites últimos y de servicio, mediante la aplicación de los factores parciales indicados en los diferentes Casos de Diseño, d) realizar diferentes planes que aseguren la seguridad y calidad de las estructuras geotécnicas durante su ejecución y e) elaborar diferentes informes durante el proyecto y ejecución de la estructura geotécnica.

SYNOPSIS – This paper is a brief guide for the design of geotechnical structures to fulfil the requirements for the safety, serviceability, robustness and durability of these designs, according to the future Eurocode 0 and Eurocode 7, initially scheduled for 2025.

This guide is based on flow charts for each of the five tasks which include the geotechnical structure design: a) Reliability management, b) Ground modelling, c) Design verification, d) Design implementation during execution and e) Reporting.

These flowcharts allow to explain the procedures to: a) determine the Geotechnical Category of a geotechnical structure, b) develop the Ground Model and the Geotechnical Design Model, c) verify the ultimate and serviceability limit states, by partial factor method for each Design Case, d) carry out different plans to ensure the safety and the quality of geotechnical structures during its execution and e) prepare different reports during the design and execution of the geotechnical structure.

Palabras Clave - Proyecto, estructuras geotécnicas, Eurocódigo 7

Keywords - Design, geotechnical structures, Eurocode 7

1 – INTRODUCIÓN

En noviembre de 2004, el Comité Europeo de Normalización (CEN) publicó, como norma europea EN1997, el Eurocódigo 7: Proyecto Geotécnico, dentro del conjunto de Eurocódigos. Sólo seis años después, en 2010, la Comisión Europea inicia el proceso de evolución del Sistema de

E-mails: jose.estaire@cedex.es (J. Estaire), andrew.bond@geocentrix.co.uk (A. Bond)

Eurocódigos, incorporando posibles nuevos Eurocódigos y revisando los ya existentes para lo cual: invita al CEN a liderar el proceso; en 2012 emite el Mandato 515 (M/515); y en 2015 aprueba la financiación correspondiente con un importe de 11,5 millones de euros. En la Figura 1 se resumen los puntos clave de este proceso.



Fig. 1 – Hitos del proceso de la aprobación de la segunda generación de Eurocódigos (Bond 2017).



Fig. 2 – Hitos del proceso de elaboración de la segunda generación de Eurocódigos, Bond 2019)

La Figura 2 muestra el calendario de actividades seguido a partir de 2015. En las tres primeras fases del M/515 se crearon los seis Equipos Redactores ("Project Teams", en su terminología inglesa; SC/.T*, en la figura) responsables de elaboración de las tres partes de las que constará el futuro Eurocódigo 7 (EC7). Estos equipos redactores han ido entregando paulatinamente sus borradores definitivos, siendo Abril de 2021 la fecha de finalización de estas tres primeras fases. A partir de ese momento comienza la Fase 4 en la que se revisarán los documentos por parte del subcomité TC250-SC7 (Comité Técnico del CEN responsable del Eurocódigo 7) y de los Organismos Nacionales de Normalización (NSB, en su terminología inglesa) y se procederá a las votaciones correspondientes (ENQ y FV, en la figura).

A pesar de las incertidumbres de futuro inherentes a todo proceso de normalización, se espera que para 2025 la nueva generación de Eurocódigos se haya aprobado formalmente y comience la utilización del futuro Eurocódigo 7 como código de proyecto de las estructuras geotécnicas. Dicho proyecto debe hacerse cumpliendo también los requisitos recogidos en el Eurocódigo 0, denominado "Bases del proyecto estructural y geotécnico" ya que establece unas bases de proyecto comunes para todos los Eurocódigos. Es importante resaltar que, como indica el título, por primera vez, se pone a la misma altura conceptual el proyecto de estructuras y el proyecto geotécnico.

A este respecto y en este contexto, una estructura geotécnica es toda estructura que tenga relación con el terreno. Como ejemplos de estructuras geotécnicas cabe citar los desmontes y terraplenes; las cimentaciones superficiales y profundas; las estructuras de contención de tierras; los anclajes y las técnicas de refuerzo y mejora del terreno. El proyecto de cada una de estas estructuras geotécnicas se desarrolla específicamente en los diferentes capítulos de la Parte 3 del futuro Eurocódigo 7 (prEN1997-3).

En este texto se dan una serie de pautas y guías para usar adecuadamente y de forma conjunta los Eurocódigos 0 (prEN 1990) y 7 (prEN1997) con el objetivo final de cumplir con los requisitos y recomendaciones que sirven para garantizar la seguridad, el nivel de servicio, la robustez y la durabilidad de las estructuras geotécnicas.

2 – EL NUEVO EUROCÓDIGO 7

Una parte importante del trabajo de redacción de la segunda generación del Eurocódigo 7 ha sido la reorganización de la estructura del documento para facilitar una clara diferenciación entre requisitos (de obligado cumplimiento), recomendaciones y permisos, así como hacer más fácil el uso del documento.

El contenido de la actual Parte 1 del Eurocódigo 7 (EN1997-1:2004) "Reglas generales" se ha dividido en tres partes, como se muestra en la Figura 3:

- Las bases del proyecto geotécnico se han trasladado al Eurocódigo 0 (prEN1990:202x);
- las reglas generales que afectan a todo el proyecto geotécnico se mantienen en la Parte 1 del futuro EC7 (prEN1997-1:202x) y
- las reglas específicas para las diferentes estructuras geotécnicas se han incluido en la Parte 3 del futuro EC7 (prEN1997-3:202x).

Por su parte, el contenido de la Parte 2 del EC7 actual (EN1997-2:2007) "Reconocimiento y ensayos del terreno" también se ha revisado para que la nueva Parte 2 esté enfocada y estructurada fundamentalmente para la determinación de los parámetros geotécnicos de las distintas unidades geotécnicas a utilizar en el proyecto. Con objeto de incidir en esta idea, el nombre de la nueva Parte 2 se ha transformado a "Propiedades del Terreno". Los modelos de cálculo existentes en la actual Parte 2 se han trasladado a la nueva Parte 3, donde se desarrollan los requisitos y recomendaciones específicos para distintas estructuras geotécnicas.

Los artículos de G.Franzén et al (2019), D. Norbury et al (2019) y A. Bond et al (2019) analizan, respectivamente, los contenidos de las Partes 1, 2 y 3 del futuro Eurocódigo 7 y comentan los principales cambios introducidos.



Fig. 3 – Redistribución de las Partes 1 y 2 del actual Eurocódigo 7 (EN1997-1:2004 y EN1997-2:2007) en los nuevos Eurocódigos 0 (prEN1990) y 7(prEN1997) [Bond, 2019]

3 – PROYECTO DE UNA ESTRUCTURA GEOTÉCNICA

3.1 – Esquema general

El proyecto de una estructura geotécnica, teniendo en cuenta lo indicado por el futuro EC7 (prEN1997), comprende cinco tareas principales, tal y como se muestra en la Figura 4:

- Procedimientos de fiabilidad: consistente en una serie de clasificaciones de la estructura y el terreno que se combinan entre sí para determinar la "Categoría Geotécnica" de la estructura geotécnica en estudio.
- Modelización del terreno: cuya principal función es la representación del terreno y del agua existente en el emplazamiento, en el denominado "Modelo del Terreno" (Ground model, en su versión inglesa), y la obtención de los "valores derivados" de los parámetros geotécnicos de las distintas unidades geotécnicas, definidos en el apartado 3.3.
- Verificaciones de proyecto: cubre todos los procedimientos que se deben utilizar para verificar que no se exceden los estados límites en ninguna situación de proyecto a la que pueda estar sometida la estructura durante su vida útil.
- Implementación del proyecto durante la ejecución: en esta fase, mientras se lleven a cabo los trabajos de ejecución de la estructura geotécnica se debe verificar que se cumplen las hipótesis de proyecto mediante el cumplimiento de una serie de planes desarrollados en el proyecto (Planes de supervisión, inspección, auscultación y mantenimiento).
- Realización de informes: todos los trabajos llevados a cabo durante la redacción del proyecto y de la ejecución de las obras se deben documentar mediante la realización de los siguientes informes:
 - Informe de Reconocimiento Geotécnico (GIR Geotechnical Investigation Report),
 - o Informe del Proyecto Geotécnico (GDR Geotechnical Design Report) y
 - Registro de la construcción de la estructura geotécnica (GCR Geotechnical Construction Record).



Fig. 4 – Tareas a realizar en el proyecto de una estructura geotécnica

3.2 - Tarea 1: Procedimientos de fiabilidad del proyecto

El procedimiento para asegurar la fiabilidad del proyecto desarrollado en el EC7 (prEN1997) tiene varios componentes, como se muestra en la Figura 5.



Fig. 5 – Componentes del procedimiento de fiabilidad

Una vez conocido el emplazamiento y determinadas las características de la estructura geotécnica, el primer paso es realizar un trabajo de gabinete (Desk study, en su versión inglesa), en el que se recopila y analiza la documentación existente del emplazamiento, con el objetivo de:

• establecer una Clase de Complejidad Geotécnica inicial (GCC) para el terreno, utilizando los criterios indicados en la Tabla 1, tomada del prEN1997-1, y

clasificar las consecuencias del posible fallo de la estructura geotécnica en una de las cinco Clases de Consecuencias (CC) – Muy baja, Baja, Normal, Alta o Muy alta –, de acuerdo a los criterios de la Tabla 2, tomada del prEN1990. Por su parte, la Tabla 3, tomada prEN1997-1, recoge ejemplos de posibles estructuras geotécnicas que podrían encuadrarse en las diferentes Clases de Consecuencias (CC).

Es de destacar que estas tres tablas se configuran como "Parámetros de Determinación Nacional" (NDPs, en su terminología inglesa), lo que significa que su contenido puede ser modificado por cada país en su correspondiente Anejo Nacional.

Geotechnical Complexity Class	Complexity	General features causing uncertainty	
GCC3	Higher	 Any of the following apply: considerable uncertainty regarding ground conditions, highly variable or difficult ground conditions, significant sensitivity to groundwater conditions significant complexity of the ground-structure interaction 	
GCC2	Normal	It covers everything not contained in the features of GCC1 and GCC2	
GCC1	Lower	All the following conditions apply: • negligible uncertainty regarding the ground conditions • uniform ground conditions • low sensitivity to groundwater conditions, • low complexity of the ground-structure-interaction	

 Tabla 1. Selección de la Clase de Complejidad Geotécnica [Tomada de prEN1997-1:202x]

Note 8. The terms "considerable", "significant", "highly" etc. are relative to any comparable experience that exists for the particular geotechnical structure and design situation

Tabla 2. Criterios para determinar la Clase de Consecuencia de las estructuras[Tomada de prEN1990:202x]

	Indicative qualification of consequences			
Consequence class	Loss of human life or personal injury ^a	Economic, social or environmental consequences ^a		
CC4 – Highest	Extreme	Huge		
CC3 – Higher	High	Very great		
CC2 – Normal	Medium	Considerable		
CC1 – Lower	Low	Small		
CC0 – Lowest	Very low	Insignificant		
^a The consequence class is chosen based on the more severe of these two columns				

Tabla 3	. Ejemplos de estructuras geotécnicas en diferentes Clases de Consecuencias
	[Tomada de prEN1997-1:202x]

Consequence	Description of	Examples
class	consequence	
CC4	Highest	Geotechnical constructions whose integrity is of vital importance for civil protection, e.g. underground power plants, road/railway embankments with fundamental role in the event of natural disasters, earth dams connected to aqueducts and energy plants, levees, tailing dams and earth dams with extreme consequences upon failure (very high risk-exposure), etc. In case with significative landslide hazards
CC3	Higher	Retaining walls and foundations supporting public buildings, with high exposure. Man-made slopes and cuts, retaining structures with high exposure. Major road/railway embankments, bridge foundations that can cause interruption of service in emergency situations. Underground constructions with large occupancy (e.g. underground parking).
CC2	Normal	All geotechnical structures not classified as CC1 or CC3 or CC4
CC1	Lower	Retaining walls and foundations supporting buildings with low occupancy. Man-made slopes and cuts, in areas where a failures eill have low impact on the society. Minor road embankments nor vital for the society. Underground constructions with occasional occupancy.
CC0	Lowest	Not applicable for geotechnical structures

El segundo paso es la clasificación de la estructura geotécnica en una de las Categorías Geotécnicas (GC1, GC2 ó GC3) usando las relaciones establecidas en la Tabla 4, tomada del prEN1997-1. La Categoría Geotécnica combina las consecuencias de fallo de la estructura, representada por su Clase de Consecuencia (CC), y la complejidad del terreno, representada por la Clase de Complejidad Geotécnica, (GCC). Hay que destacar que el futuro EC7 (prEN1997) obliga a una revisión de la Clase de Complejidad Geotécnica del terreno en cada fase del proceso del proyecto y ejecución y, si se considera apropiado, su modificación.

Tabla 4. Obtención de la Categoría Geotécnica (CG) a partir de la Clase de Consecuencia (CC) y
de la Clase de Complejidad Geotécnica (GCC) [Tomada de prEN1997-1:202x]

Consequence class	Geotechnical Complexity Class (GCC)			
	Lower (GCC1)	Normal (GCC2)	Higher (GCC3)	
Highest (CC4)	GC3	GC3	GC3	
Higher (CC3)	GC2	GC3	GC3	
Normal (CC2)	GC2	GC2	GC3	
Lower (CC1)	GC1	GC2	GC2	

La clasificación de la estructura geotécnica en una de las Categorías Geotécnicas permite determinar los siguientes requisitos mínimos para la gestión de la calidad y de la fiabilidad del proyecto:

- Para la gestión de la calidad:
 - Mínimo nivel de la cualificación del proyectista y de su experiencia (DQL);
 - Mínimo nivel de las comprobaciones de proyecto (DCL);
 - Mínimo nivel de inspección (IL).
- Para la gestión de la fiabilidad:
 - Mínima cantidad de reconocimiento del terreno;
 - Mínimo nivel de validación de los modelos de cálculo geotécnico;
 - Mínima cantidad de información relevante en los informes.

La relación entre la Categoría Geotécnica y las medidas para la gestión de la calidad se muestra en la Tabla 5, tomada del prEN1997-1, mientras que en la Tabla 6 se especifican dichas medidas. Por su parte, las medidas para la gestión de la fiabilidad se comentarán posteriormente en los capítulos correspondientes.

 Tabla 5. Relación entre las Categorías Geotécnicas y las medidas de la gestión de la calidad

 [Tomada de prEN1997-1:202x]

Geotechnical Category (GC)	Minimum Design Check level (DCL)	Minimum Design Qualification Level and Experience Level (DQL)	Minimum Inspection Level (IL)
GC3	DCL3	DQL3	IL3
GC2	DCL2	DQL2	IL2
GC1	DCL1	DQL1	IL1

Concento	Categoría Geotécnica			
Concepto	GC1	GC2	GC3·	
Mínimo nivel de la cualificación del proyectista y de su experiencia (DQL)	DQL1 Permite la realización de proyectos simples	DQL2 Permite la realización de proyectos avanzados	DQL3 Permite la realización de proyectos complejos	
Mínimo nivel de las comprobaciones de proyecto (DCL)	DCL1 Auto comprobación	DCL2 Comprobación independiente normal	DCL3 Comprobación independiente extendida	
Mínimo nivel de inspección (IL)	IL1 Auto inspección	IL2 Inspección de acuerdo al procedimiento de la propia organización	IL3 Inspección por una organización independiente	

Tabla 6. Medidas para la gestión de la calidad, dependiendo de la Categoría Geotécnica

3.3 – Tarea 2: Modelización del terreno

La Parte 2 del futuro EC7 (prEN1997-2) desarrolla el reconocimiento geotécnico que se debe realizar para el proyecto de una estructura geotécnica. La norma identifica las siguientes etapas de las que puede constar dicho reconocimiento, tal como se muestra en la Figura 6:

- Trabajos de gabinete;
- Inspección visual del emplazamiento;
- Reconocimiento preliminar;
- Reconocimiento para el proyecto y ejecución, que incluye los ensayos de campo y laboratorio; y
- Auscultación y reconocimientos de conformidad.



Fig. 6 – Pasos para la Modelización del Terreno

Como se ve en la figura anterior, los resultados e interpretación de dichos trabajos de reconocimiento tienen como objetivo establecer un "Modelo del Terreno" (Ground Model, en su versión inglesa) que incluye:

- Un esquema de las distintas "unidades geotécnicas" que componen el terreno en la zona de estudio. En este contexto, se entiende por unidad geotécnica "…una capa de terreno que está identificada como un material único…" por tanto con propiedades únicas para toda la unidad.
- Un análisis de las condiciones del agua en la zona de estudio.
- Los denominados "valores derivados" de los diferentes parámetros geotécnicos de las distintas unidades geotécnicas que componen el "Modelo del Terreno".

Los "valores derivados" son valores de las propiedades geotécnicas obtenidas mediante la aplicación de teorías o correlaciones empíricas a los resultados de ensayos de campo o laboratorio o a las medidas de auscultación, de acuerdo a la definición dada en prEN1997-1. Fundamentalmente, los "valores derivados" proceden de la interpretación de los ensayos de campo y laboratorio aunque también pueden obtenerse del análisis de la documentación previa y de la auscultación de la estructura geotécnica durante su ejecución, vida útil e incluso en su caso, en las etapas posteriores a su fallo. El conjunto de "valores derivados" de un parámetro geotécnico de una unidad geotécnica será utilizado posteriormente en otra fase del estudio para la determinación del "valor representativo" a utilizar en los cálculos (como se desarrolla en 4.4 de este texto).

Por último, se debe indicar que todos los trabajos del reconocimiento geotécnico se deben recopilar en el "Informe de Reconocimiento Geotécnico" (GIR, acrónimo de Ground Investigation Report).

Por otra parte, como se decía anteriormente, la gestión de la fiabilidad en el marco del EC7 implica un mínimo de reconocimientos del terreno en función de la Categoría Geotécnica de la estructura geotécnica. La Tabla 7, tomada del prEN1997-1, da unas pautas generales para cumplir dichos requisitos de fiabilidad, aunque en la Parte 3 del futuro EC7 (prEN1997-3) se recogen especificaciones más concretas para las distintas estructuras geotécnicas desarrolladas en dicha Parte 3.

Geotechnical Category	Minimum amount of ground investigation
GC3	All items given below for GC2 and, in addition:
	- sufficient investigations to evaluate the variability of critical ground
	parameters for all critical geotechnical units at all locations;
	- measures to ensure high quality sampling and testing procedures.
GC2	All items given below for GC1 and, in addition:
	- additional investigations of ground conditions by methods described in
	EN 1997-2;
	- sufficient investigation points so that all critical geotechnical units that
	need to be described in the Geotechnical Design Model are recognized
	at various locations;
	- determination of relevant ground parameters using more than one
	ground investigation method
GC1	All items given below:
	- desk study of the site, review of comparable experience;
	- site inspection.

Tabla 7 . – Mínima	cantidad de	reconocimient	o del	terreno	en f	función	de la	Categoría	Geotécnica
		[Tomada de]	orEN	1997-1:	202	x]			

3.4 – Tarea 3: Verificaciones de los estados límite en el proyecto

El primer paso en la verificación de proyecto, como se muestra en la Figura 7, es el análisis conjunto del Modelo del Terreno, previamente definido, y de las condiciones bajo las cuales la estructura tiene que cumplir sus requisitos de proyecto. Los objetivos de esta etapa son:

• Definir las Situaciones de Proyecto (Design situation, en su versión inglesa) que describen "las condiciones físicas que podrían ocurrir durante un cierto periodo de tiempo para el cual se debe demostrar, con la suficiente fiabilidad, que no se supera ningún estado límite".

Es de destacar que los documentos normativos españoles ya utilizan este concepto, entendiéndolo como representación simplificada de la realidad de la obra que sea susceptible de análisis, por lo que debe incluir datos geométricos, tanto del terreno como de la estructura geotécnica, las características del terreno y las acciones actuantes.

• Desarrollar un Modelo de Proyecto Geotécnico (Geotechnical Design Model, en su versión inglesa) a partir del "Modelo del Terreno" que debe contener toda la información necesaria para verificar un estado límite particular de una situación de proyecto determinada. Es de destacar que el Modelo de Proyecto Geotécnico debe incluir los valores representativos (ver 4.4) de las diferentes unidades geotécnicas identificadas. Conceptualmente, se puede decir que habría tantos Modelos de Proyecto Geotécnico como estados límite a verificar aunque obviamente, en la práctica habitual, muchos de ellos coincidirán por lo que normalmente con un único modelo será suficiente.



Fig. 7 – Procedimiento para las verificaciones de proyecto

Las Situaciones de Proyecto se clasifican como persistentes, transitorias, accidentales, sísmicas y de fatiga. Para cada situación de proyecto se deben identificar los estados límites últimos (ELU) y de servicio (ELS) que deben verificarse. A este respecto, en la Parte 1 del futuro EC7 (prEN1997-1) se especifican los siguientes tipos de ELU: fallo por rotura, fallo del terreno o de la cimentación por deformación excesiva, fallo por pérdida de equilibrio estático, fallo hidráulico debido a filtraciones, fallo causado por efectos dependientes del tiempo, fallo por fatiga y fallo por cualquier efecto inducido por acciones sísmicas. Los diferentes tipos de ELS se refieren a movimientos generales del terreno y estados límites de servicio estructural.

La verificación de que los estados límites no son superados por las estructuras geotécnicas puede realizarse por alguno de los siguientes métodos:

- Cálculo, mediante la aplicación del Método de los Factores Parciales o mediante métodos probabilísticos de fiabilidad,
- Aplicación de medidas prescriptivas, entendidas como reglas de proyecto, de carácter conservador, basadas en la experiencia y generalmente prescritas por la Autoridad Nacional, en algún documento normativo, o por la propiedad del proyecto, en el pliego de prescripciones del propio proyecto.
- Utilización de ensayos, como suele ser el caso en el proyecto de anclajes y pilotes.
- Aplicación del Método Observacional.

Por último, toda la documentación generada durante el proceso de verificación y proyecto se debe recopilar en un Informe de Proyecto Geotécnico (GDR, acrónimo de Geotechnical Design Report).

El método de cálculo basado en la aplicación del Método de los Factores Parciales es el más utilizado por lo que se desarrolla pormenorizadamente en el Aparatado 4 de este texto.

3.5 – Tarea 4: Implementación del proyecto durante la ejecución de los trabajos

Con objeto de que el proyecto, la ejecución y el mantenimiento de la estructura geotécnica durante su vida útil posterior sean parte de un mismo proceso y que haya una continuidad en su desarrollo, el futuro EC7 (prEN1997-1) indica que se deben cumplir, durante la ejecución de los trabajos, los planes indicados en la Figura 8, los cuales deben estar contenidos en el propio proyecto.



Fig. 8 – Planes a cumplir durante la ejecución de los trabajos

- *Plan de supervisión*: el objetivo es a) comprobar la validez de las hipótesis de proyecto teniendo en cuenta las condiciones reales encontradas en el emplazamiento, b) verificar las condiciones del terreno y del agua del terreno, c) comprobar la idoneidad de los procedimientos de ejecución adoptados en el proyecto y d) comparar el comportamiento real de la estructura con el esperado en el proyecto.
- *Plan de inspección*: el objetivo es comprobar que la ejecución se realiza de acuerdo al proyecto y, complementariamente, asegurar un entorno seguro de trabajo y un impacto medioambiental limitado.
- *Plan de auscultación*: el objetivo es comprobar la validez del Modelo de Proyecto Geotécnico y de las predicciones de comportamiento de la estructura realizadas durante el proyecto, de tal manera que se compruebe que dicha estructura continuará funcionando como se requiere tras la finalización de las obras.
- *Plan de mantenimiento*: el objetivo es describir las tareas de mantenimiento necesarias para asegurar la seguridad y el nivel de servicio de la estructura durante su vida útil proyectada.

Es de destacar que el nivel de complejidad y detalle de estos planes está relacionado con la Categoría Geotécnica de la estructura. Este nivel de complejidad se traduce en un determinado número de actuaciones de supervisión e inspección; una determinada cantidad de medidas in-situ y ensayos a realizar; y en el conjunto de tareas de mantenimiento necesarias.

3.6 - Tarea 5: Realización de informes

Todos los trabajos llevados a cabo durante la redacción del proyecto y de la ejecución de las obras se deben documentar mediante la realización de los siguientes informes, como se ha ido indicando en la descripción de las tareas previas:

- Informe de Reconocimiento Geotécnico (GIR Geotechnical Investigation Report),
- Informe del Proyecto Geotécnico (GDR Geotechnical Design Report) y

 Registro de la construcción de la estructura geotécnica (GCR - Geotechnical Construction Record).

Los requisitos y recomendaciones para la elaboración de estos informes se recogen en el Anejo G de la Parte 1 del futuro EC7 (prEN1997-1), el cual tiene carácter normativo. El contenido de dichos informes está relacionado con la Categoría Geotécnica de la estructura geotécnica en estudio.

4 – VERIFICACIÓN DE ELU MEDIANTE EL MÉTODO DE LOS FACTORES PARCIALES

4.1 – Ideas generales

El Método de los Factores Parciales es el método más habitual para la verificación de los estados límites últimos (ELU). Es un método semi-probabilístico en el que básicamente se mayoran las acciones y se minoran las resistencias mediante la aplicación de unos factores parciales, cuyo valor se ha calibrado para que el proyecto final tenga una determinada probabilidad de fallo.

La verificación de los ELU por el Método de los Factores Parciales, que es el método más habitual, implica cumplir la siguiente desigualdad:

$$E_d \le R_d \tag{1}$$

donde:

- E_d es el valor de proyecto del efecto de las acciones (desarrollado en 4.2) y
- *R*_d es el valor de proyecto de la resistencia correspondiente, (desarrollado en 4.3), en cuyo cálculo entra en juego el valor de proyecto de las propiedades geotécnicas de los materiales (*X*_d), (desarrollado en 4.4).

Teniendo en cuenta la desigualdad (1), para cada ELU, deben identificarse y determinarse los valores de proyecto de las acciones, de las resistencias y de las propiedades geotécnicas de los materiales, como se muestra en la Figura 9.



Fig. 9 - Verificación por el Método de los Factores Parciales

4.2 - Valor de proyecto de los efectos de las acciones (Ed)

El primer paso en la determinación de los valores de proyecto de los efectos de las acciones (E_d) es seleccionar el correspondiente Caso de Proyecto (Design Case, en su versión inglesa) como se muestra en la Tabla 8. Esta selección es función del estado límite que se esté verificando y del Enfoque de Factor que se vaya utilizar en la determinación del valor de proyecto de la resistencia. Este concepto de "Enfoque de Factor" que aparece por primera vez aquí en este texto se desarrolla pormenorizadamente en el siguiente apartado.

	Enfoque de Factor de ⁽¹⁾				
Estado límite Último (ELU)	Material (MFA)	Resistencias (RFA)			
Aplicables a estructuras geotécnicas	específicas				
Estabilidad global (todas las estructuras geotécnicas)	DC3				
Capacidad portante (cimentaciones superficiales)	(DC1 y DC3) ó DC1	DC1			
Resistencia al deslizamiento (cimentaciones superficiales)	(DC1 y DC3) ó DC1	DC1			
Resistencia axial a compresión (pilote individual)		DC1 ó DC3			
Resistencia axial a tracción (pilote individual)		DC1 ó DC3			
Resistencia transversal (pilote individual)	DC4 y DC3				
Resistencia axial a compresión (grupo de pilotes y losas pilotadas)	DC4 y DC3	DC1 ó DC3			
Resistencia transversal (grupo de pilotes y losas pilotadas)	DC4 y DC3				
Resistencia rotacional y capacidad portante (pantallas)	DC4 y DC3	DC4			
Todos los ELU de estructuras de suelo reforzado	DC4 y DC3	DC4			
Resistencia axial a compresión (mejoras del terreno "difusas")	DC1 y DC3				
Resistencia axial a compresión (inclusiones rígidas discretas)		DC1 ó DC3			
Resistencia transversal (mejoras del terreno "difusas" y "discretas)	DC4 y DC3				
Aplicables a todas las estructuras	geotécnicas				
Fallo debido a deformaciones excesivas	DC1 ó DC3 ó DC4				
Pérdida de equilibrio rotacional	DC2				
Pérdida de equilibrio vertical debido a fuerzas ascensionales	DC2				
Efectos dependientes del tiempo DC1 ó DC3 ó DC4					
Nota ⁽¹⁾ : El Anejo Nacional especificará para cada estado lím utilizar (MFA o RFA). Además, cuando existan alternativas e Anejo Nacional también especificará cuál de ellas utilizar	ite el Enfoque de en cada Enfoque d	Factor a le Factor, el			

Tabla 8. Selección de los Casos de Proyecto en función del tipo de ELU y del Enfoque de Factor

La selección del Caso de Proyecto permite determinar:

El método de cálculo de *E*_d, mediante la factorización (mayoración, en este caso) del valor característico de las acciones o los efectos de las acciones, como se muestra en la Tabla 9, a través de los factores parciales (γ_F o γ_E). A este respecto, hay que indicar que el valor de la acción que se factoriza es el valor característico que puede ser un valor medio,

 Tabla 9. Determinación del valor de proyecto del efecto de las acciones, dependiendo del Caso de Proyecto

Caso de Proyecto (DC)	Factores aplicados a	Expresiones			
DC1, DC2(a), DC2(b) & DC3	Acciones	$E_d = E\left\{\sum (\gamma_F \psi F_k); a_d; X_{Rd}\right\}$			
DC4	Efecto de las acciones	$E_d = \gamma_E E\left\{\sum(\psi F_k); a_d; X_{Rd}\right\}$			
E_d :valor de proyecto de las $E\{\}$ significa el efecto comb $\Sigma()$ significa la combinación γ_F es un factor parcial apli γ_E es un factor parcial apli ψ son factores de combina F_k es el valor característic a_d son los valores de proyector	acciones o del efecto de las a vinado de las variables incluid n de acciones; cable a las acciones; cable a los efectos de las accio ación para acciones permanen o de una acción; ecto de los parámetros geomét	acciones as en el corchete; ones; ites y variables, definidos en prEN1990; tricos;			

Tabla 10. Factores parciales aplicables a las acciones o a los efectos de las acciones parasituaciones de proyecto persistentes y transitorias [Tomada de prEN1990:2019]

Action or effect			Partial factors γ_F and γ_E for Design Cases 1 to 4						
Туре	Group	Symbol	Resulting effect	Structural resistance	Static equi up	librium and lift	Geotechnical design		
	De	esign case		DC1 ^a	DC2(a) ^b	DC2(b) ^b	DC3 ^c	DC4 ^d	
]	Formula		(8.4)	(8	.4)	(8.4)	(8.5)	
	All ^f	γ _G	Unfavourable/dest	$1,35K_{F}$	$1,35K_{F}$	1,0	1,0		
Water	γg,w	abilizing	$1, 2K_{F}$	$1, 2K_F$	1,0	1,0	<i>a</i> ·		
Permanent	All ^f	γG,stb	Ctol: 11 - in a 9	not used	1,15 ^e	1,0		Gk is not	
action (G_k)	Water ¹	$\gamma_{G,w,stb}$	Stabilizing®		1,0 ^e	1,0	not used	lacioleu	
	All	γG,fav	Favourable ^h	1,0	1,0	1,0	1,0		
Prestress (P _k)		${\gamma_p}^k$							
37 11	All ^f	γο	U. f	$1,5K_{F}$	$1,5K_{F}$	$1,5K_{F}$	1,3	$\gamma_{Q,1}/\gamma_{G,1}^1$	
variable	Water ¹	γq,w	Uniavourable	$1,35K_{F}$	$1,35K_{F}$	$1,35K_{F}$	1,15	1,0	
action (Q_k)	All	γ _{Q,fav}	Favourable ^h		0				
Effects of actions (E)		γ _E	Unfavourable						
		γE,fav	Favourable ^h		effects are not factored			1,0	

^a Design Case 1 (DC1) is used both for structural and geotechnical design.

^b Design Case 2 (DC2) is used for the combined verification of strength and static equilibrium, when the structure is sensitive to variations in permanent action arising from a single-source. Values of γ_F are taken from columns (a) or (b), whichever gives the less

favourable outcome. ° Design Case 3 (DC3) is typically used for the design of lopes and embankments, spread foundations, and gravity retaining structures.

See EN 1997 for details. ^d Desing Case 4 (DC4) is typically used for the design of transversally loaded piles and embedded retaining walls and (in some countries) gravity retaining structures. See EN 1997 for details.

^e The values of $\gamma_{G,stb} = 1,15$ and 1,0 are based on $\gamma_{G,inf}=1,35\rho$ and 1,2 ρ with $\rho=0,85$

^f Applied to all actions except water pressures.

^g Applied to the stabilizing part of an action originating from a single source.

^h Applied to actions whose entire effect is favourable and independent of the unfavourable action.

 $^{j}\gamma_{Q,1}$ =corresponding value of γ_{Q} from DC1 and $\gamma_{G,1}$ =corresponding value of γ_{G} from DC1.

 k See other relevant Eurocodes for the definition of γ_P where γ_P is materially dependent.

¹ For water actions induced by waves and currents, see Annex A.6.

un valor superior o inferior, o un valor nominal. A este respecto, como indica el Eurocódigo 0, el valor nominal es un valor no obtenido mediante un método estadístico, por lo que puede determinarse directamente por el proyectista en base a su experiencia o al conocimiento de las condiciones físicas del caso en estudio.

• Un conjunto de valores de los factores parciales a aplicar, como se detalla en la Tabla 10, tomada del prEN1990, en la que el factor parcial γ_F indicado anteriormente se desdobla en los factores γ_G , γ_Q , y γ_P .

Además de las acciones permanentes (G) y variables (Q), existen otras acciones que se clasifican en función de su variación en el tiempo como son las accidentales (A) y las sísmicas (A_E) . Para estas acciones, los valores de proyecto se determinan directamente por el proyectista, sin la necesidad de aplicar factores parciales a sus valores característicos.

4.3 – Valor de proyecto de la resistencia (Rd)

El valor de proyecto de la resistencia geotécnica R_d debería calcularse usando modelos de cálculo, ya sean éstos analíticos o empíricos. Dichos modelos se proporcionan en la Parte 3 del futuro EC7 (prEN1997-3). Hay que tener en cuenta que para asegurar la fiabilidad del proyecto, los modelos que se usen deberían ser validados usando uno de los procedimientos indicados en la Tabla 11, tomada del prEN1997-1, seleccionado en función de la Categoría Geotécnica de la estructura geotécnica.

Geotechnical Category	Minimum validation of geotechnical calculation models
GC3	 All the measures given below for GC2 and, in addition: Calibration of the calculation model for the specific site against another suitable calculation model or site observations
GC2	 All the measures given below for GC1 and, in addition: Documentation showing that the assumptions for the calculation model used are relevant for the specific site and structure
GC1	 All the measures given below: Literature reference that the calculation model has been used for similar conditions Local experience shows that the calculation model is suitable for the local conditions When using calculation models contained in EN 1997-3, confirmation that the design falls within the limits of application stated in EN 1997-3

Tabla 11. Procedimientos para la validación de los modelos de cálculo usados en el proyectogeotécnico [Tomada de prEN1997-1:202x]

El futuro EC7 también permite el uso de modelos numéricos para verificar los estados límites, aunque con estos modelos los procedimientos de cálculo son diferentes de los descritos en este documento, como se indica en A. Lees (2019).

El uso de los modelos de cálculo, analíticos o empíricos, debería realizarse siguiendo uno de los enfoques mostrados en la Tabla 12:

"Enfoque de Factor de Material" (MFA, acrónimo de Material Factor Approach), en el cual el valor de proyecto de la resistencia geotécnica se calcula a partir de los valores de proyecto de los parámetros geotécnicos de los materiales (X_d), obtenidos aplicando factores parciales de materiales (γ_M) a los valores representativos de dichos parámetros, como se indica en 4.4.

• "Enfoque de Factor de Resistencia" (RFA, acrónimo de Resistance Factor Approach), en el cual el valor de proyecto de la resistencia geotécnica se calcula a partir de los valores representativos de los parámetros geotécnicos de los materiales (X_{rep}) y aplicando factores parciales de resistencia (γ_R) a la resistencia así calculada.

	Factores Parciales aplicados a							
	Materiales Resistenc							
Denominación	Enfoque de Factor de Material (MFA)	Enfoque de Factor de Resistencia (RFA)						
Expresión	ón $R_d = R\{X_d; a_d; \Sigma F_{Ed}\}$ $R_d = \frac{R\{X_{rep}; a_d\}}{\gamma_d}$							
$\begin{array}{ccc} R_d & es \ el \ valor \ de \\ R\{\ldots\} & significa \ el \ res \\ X_d & es \ el \ valor \ de \\ a_d & significa \ el \ con \\ \Sigma F_{ED} & significa \ el \ con \\ X_{rep} & es \ el \ valor \ rep \end{array}$	R VR R significa el resultado del modelo de cálculo de resistencia; Xd es el valor de proyecto de una propiedad geotécnica de un material (véase 4.4); ad significa el conjunto de valores de proyecto de los parámetros geométricos; ΣFED significa el conjunto de valores de proyecto de las acciones usadas en la determinación de Ed; Xrep es el valor representativo de una propiedad geotécnica del terreno (véase 4.4);							

 Tabla 12. Determinación del valor de proyecto de resistencia dependiente del enfoque de cálculo

Los valores de los factores parciales de resistencia (γ_R) propuestos en la Parte 3 del futuro EC7 (prEN1997-3) se muestran en la Tabla 13, para los distintos ELU correspondientes a cada estructura geotécnica. Se debe indicar que estos valores pueden ser modificados en el Anejo Nacional de cada país.

Tabla 13. Valores de los factores parciales de resistencias para diferentes ELU

Estado límite ultimo (ELU)	Factor Parcial de Resistencias (γ _R) ⁽¹⁾				
Estabilidad global (todas las estructuras geotécnicas)	Calculado por MFA				
Capacidad portante (cimentaciones superficiales)	1,4				
Resistencia al deslizamiento (cimentaciones superficiales)	1,1				
Resistencia axial a compresión (pilote individual: punta y fuste)	1,1 a 1,2 ⁽²⁾				
Resistencia axial a tracción (pilote individual)	1,15				
Resistencia transversal (pilote individual)	Calculado por MFA				
Resistencia axial a compresión (grupo de pilotes y losas pilotadas)	1,4				
Resistencia transversal (grupo de pilotes y losas pilotadas)	Calculado por MFA				
Empuje pasivo (pantallas)	1,4				
Capacidad portante (pantallas)	1,4				
Resistencia en la interfaz entre el terreno y el elemento de refuerzo	1,5				
Resistencia axial a compresión (mejoras del terreno "difusas")	Calculado por MFA				
Resistencia axial a compresión (inclusiones rígidas discretas)	1,1 a 1,2				
Resistencia transversal (mejoras del terreno "difusas" y "discretas)	Calculado por MFA				
Nota (1): Los valores de los factores parciales de resistencias recogidos en la tabla son los que aparecen en la Parte 3 del EC7. El Anejo Nacional establecerá los valores a aplicar en cada país. Nota (2): El valor depende del tipo de pilote					

Como se puede ver en las expresiones de la Tabla 12, en la determinación de las resistencias geotécnicas (R_d) aparecen los valores representativos (X_{rep}) y de proyecto (X_d) de las propiedades geotécnicas de los materiales, conceptos que se desarrollan en el apartado siguiente.

4.4 – Valor representativo (X_{rep}) y de proyecto (X_d) de las propiedades geotécnicas de los materiales

El valor de proyecto X_d de una propiedad geotécnica de un material debería calcularse mediante la Ecuación 2, que aparece en prEN1990:

$$X_d = \frac{X_{rep}}{\gamma_M} \tag{2}$$

donde:

- X_d es el valor de proyecto de una propiedad geotécnica de un material,
- X_{rep} es el valor representativo de una propiedad geotécnica de un material,
- γ_M es un factor parcial aplicable a una propiedad geotécnica de un material,

Por su parte, el valor representativo de una propiedad geotécnica de un material (X_{rep}) puede determinarse a partir de los "valores derivados", por dos procedimientos.

- Seleccionando directamente el valor, basándose en el conocimiento del emplazamiento y la experiencia del proyectista en casos similares,
- Obteniendo el valor por métodos estadísticos.

Cuando el valor se selecciona basándose en el conocimiento del emplazamiento y la experiencia del proyectista en casos similares, el valor obtenido se denominará "valor nominal" (X_{nom}) . En estos casos el proyectista realizará "*una estimación prudente del valor de la propiedad geotécnica del material terreno*", teniendo en cuenta los siguientes aspectos al seleccionar ese valor prudente:

- Los datos pre-existentes, incluidos en la información geológica y los datos de proyectos previos;
- la incertidumbre debida a la cantidad y calidad de los datos del emplazamiento;
- la incertidumbre debida a la variabilidad espacial de la propiedad medida; y
- la zona del terreno que se ve afectada por el estado límite considerado.

Cuando se determine el valor por métodos estadísticos, el valor se denominará "valor característico" (X_k), con dos objetivos: a) distinguirlo del "valor nominal", dado que se obtiene mediante un procedimiento diferente, y b) para alinearse más adecuadamente con la definición dada en el Eurocódigo 0 que relaciona el valor característico con un procedimiento estadístico para su determinación.

El valor característico (X_k) se puede determinar mediante la ecuación (3), cuando los valores derivados de la propiedad geotécnica sigan una distribución normal. Las ecuaciones correspondientes a otras distribuciones se recogen en un Anejo de la Parte 1 del futuro EC7 (prEN1997-1), donde también se indican las expresiones para evaluar los diferentes términos de la Ecuación 3.

$$X_k = X_{mean}[1 \pm k_n V_x] = X_{mean} \left[1 \pm \frac{k_n \sigma_x}{X_{mean}} \right]$$
(3)

donde:

- X_{mean} es el valor medio de una propiedad geotécnica de un material (X) obtenido a partir de un número (n) de valores derivados,
- V_X es el coeficiente de variación de una propiedad geotécnica del material X,
- k_n es un coeficiente que depende del número de valores utilizados para obtener X_{mean} ,
- \pm implica que $k_n V_X$ se debe restar cuando un valor inferior de X_k es crítico y se debe sumar cuando un valor superior es crítico,
- σ_x es la desviación estándar de *X*.

El último paso de este procedimiento es obtener el valor representativo (X_{rep}), mediante las ecuaciones 4 y 5, "para convertir los resultados de los ensayos en valores que representen el comportamiento del material cuando es parte de la estructura geotécnica o del terreno", como se establece en prEN1990:2019.

$$X_{rep} = \eta X_{nom} \tag{4}$$

$$X_{rep} = \eta X_k \tag{5}$$

El factor de conversión (η) tiene en cuenta el efecto escala, efectos de humedad y temperatura, de envejecimiento de los materiales y cualquier otro parámetro relevante, como se indica en prEN1990. Para los materiales geotécnicos, otros efectos relevantes pueden ser los derivados de la anisotropía, la trayectoria de esfuerzos y el nivel de deformación. Sin embargo, es destacar que en la práctica geotécnica habitual, el factor de conversión (η) tendrá normalmente valor 1.

Por último, en la Tabla 14 se recogen los valores del factor parcial de materiales (γ_M) para las situaciones de proyecto persistentes, transitorias y accidentales.

Parámetro del terreno	Sím-	Situ persis	aciones o stentes y	le proyecto transitorias	Situaciones de proyecto accidentales		
	D010		Conju	(Conjunto ⁽¹⁾		
		M1	M2	M3	M1	M2	M3
Resistencia al corte efectiva (τ_s)	$\gamma_{\tau s}$	1,0	1,25	1,25 $K_{\rm M}^{(2)}$	1,0	1,1	1,1 <i>K</i> _M
Cohesión efectiva (c')	γο	1,0	1,25	1,25 <i>K</i> _M	1,0	1,1	1,1 <i>K</i> _M
Coeficiente de rozamiento interno (tan φ)	$\gamma_{tan\phi}$	1,0	1,25	1,25 K _M	1,0	1,1	1,1 Км
Coef. de rozamiento en la interfaz terreno/estructura (tanδ)	γ _{tanδ}	1,0	1,00	1,00 K _M	1,0	1,0	1,0 <i>K</i> _M
Resistencia al corte sin drenaje de un suelo (c_u)	γ_{cu}	1,0	1,40	1,40 <i>K</i> _M	1,0	1,2	1,2 Км
Resistencia a compresión no confinada de una roca (q _u)	γ_{qu}	1,0	1,40	1,40 K _M	1,0	1,2	1,2 <i>K</i> _M
Nota (1): M1, M2 y M3 son treat	s conjunt	os inde	pendient	es de factores	parciales	s de ma	terial. La

 $\label{eq:Tabla 14. Valores del factor parcial γ_M para situaciones de proyecto persistentes, transitorias y accidentales$

Nota (1): M1, M2 y M3 son tres conjuntos independientes de factores parciales de material. La norma prEN1997-3 especifica cual usar en función de la estructura geotécnica en estudio. Nota (2): Los valores de K_M se recogen en la Figura 18

El análisis de la tabla permite indicar que los valores de γ_M para las situaciones accidentales son alrededor de un 15% menores (ratio 1,25/1,10 y ratio1,40/1,20) que los correspondientes valores para las situaciones persistentes y transitorias.

Adicionalmente, como se indica en la Tabla 14, los valores de γ_M se pueden ajustar de acuerdo a las consecuencias de fallo, evaluadas a través de la Clase de Consecuencia (CC), usando el factor de consecuencia K_M , cuyos valores se dan en la Tabla 15, tomada del prEN1997-1.

Tabla 15. Valores del factor de consecuencia $K_{\rm M}$ para estructuras geotécnicas, dependiendo de la
Clase de Consecuencia [Tomada de prEN1997-1:202x]

Consequence class (CC)	Description of consequences	Consequence factor <i>K_M</i>
CC3	Higher	1.1
CC2	Normal	1.0
CC1	Lower	0.9

5 – RESUMEN

Este artículo muestra cómo se combinan tres nuevos conceptos – 'Casos de Proyecto (introducido en Eurocódigo 0), el "Modelo de Proyecto Geotécnico (Eurocódigo 7-Parte 1) y el "Modelo del Terreno" (Eurocódigo 7-Parte 2) para proporcionar un conjunto de reglas completas y flexibles para el proyecto específico de estructuras geotécnicas. El artículo presenta diagramas de flujo divididos entre: a) Procedimientos de fiabilidad, b) Modelización del terreno, c) Verificaciones de proyecto, d) Implementación del proyecto durante la ejecución y e) Realización de informes, que permiten el uso conjunto de los Eurocódigo 0 y 7.

6 – AGRADECIMIENTOS

El autor quiere agradecer a los colegas del Equipo de Proyecto SC7-TC6 (Sébastien Burlon, Gunilla Franzén, Guido Nuijten, Guiseppe Scarpelli & Adriaan van Seters) así como a Marcos Arroyo los comentarios críticos recibidos durante la elaboración de este texto.

7 – REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bond, A. (2017). CEN-TC250-SC7 N1063 Chairman's presentation 32nd Meeting of Oslo

Bond, A. (2018). Chairman's opening remarks WGs Naples, 2018.

- Bond, A.; Formichi, P.; Spehl, P.; Van Seyeres, A.J. (2019). *Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1990:202x. Basis of structural and geotechnical design.* XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland.
- Bond, A.; Jenner, C.; Moormann, C. (2019). Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-3:202x. Geotechnical structures. XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland.
- Franzén, G.; Arroyo, M.; Lees, A.; Kavvadas, M.; Van Seters, A.; Walter, H.; Bond, A. (2019). *Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x. General rules.* XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland.
- Lees, A. (2019). *Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x. Numerical models.* XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland.

Norbury, D.; Arroyo, M.; Foti, S.; Garin, H.; Reiffsteck, P.; Bond, A. (2019). *Tomorrow's* geotechnical toolbox: EN 1997-2:202x. Ground investigation. XVII European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Reykjavik, Iceland.

prEN1990-2:202x (2020) prEN 1990-Sept-2020-Draft.

prEN1997-1:202x (2019) CEN-TC250-SC7_N1330_prEN_1997-1_Geotechnical_design-General.

prEN1997-2:202x (2020) CEN-TC250-SC7_N1376_prEN_1997-2_Geotechnical_design-Ground.

prEN1997-3:202x (2019) CEN-TC250-SC7_N1373_prEN_1997-3_Geotechnical_design-Geotec.

CONTRIBUIÇÃO PARA DIAGNÓSTICO E SOLUÇÃO DE SOLOS NÃO SATURADOS COLAPSIVOS E EXPANSIVOS PARA APLICAÇÃO EM FUNDAÇÕES

Contribution to the diagnosis and solution for collapsible and expansive unsaturated soils for foundations application

Gleiber da Silva Chagas^a, Alfran Sampaio Moura^b, Marcos Fábio Porto de Aguiar^c, Andressa de Araujo Carneiro^d, Giullia Carolina de Melo Mendes^c

^a Centro de Ciências Tecnológicas, Universidade de Fortaleza, Fortaleza, Brasil.

^b Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil.

^c Departamento de Construção Civil, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará,

Fortaleza, Brasil.

^d Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Piauí, Teresina, Brasil.

RESUMO – O trabalho trata do estudo do comportamento mecânico de solo tipo silte argiloso não saturado, natural e melhorado por remoção e recompactação, por meio de ensaios de laboratório e campo considerando condições de saturação natural e inundação, para aplicação em fundações. Foram realizadas, em campo, sondagens à percussão (SPT) e provas de carga em placa (situação de saturação natural e inundada), além de coletadas amostras deformadas e indeformadas. Em laboratório, foram realizados ensaios de granulometria, limites de Atterberg, compactação, índice de suporte Califórnia, ensaio de compressão edométricos simples e duplos e cisalhamento direto. Verifícou-se a eficiência do ensaio de compressão edométrico duplo na determinação de potenciais de colapso e expansão em amostras de solo, bem como a possibilidade de solução de problemas de colapso e expansão em solos não saturados por meio de remoção e recolocação com compactação controlada. Também foi identificado a diminuição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento após a inundação.

SYNOPSIS – The paper presents a study of the mechanical behavior of natural unsaturated clayey silty soil, improved with removal and recompaction, by means of laboratory and field tests considering natural conditions and after flooding, for application in foundations. In the field, Standard Penetration Tests and plate loading tests (natural and flooded conditions) were performed, as well as disturbed and undisturbed samples collected. In the laboratory, the following tests were performed: grain size distribution, Atterberg limits, compaction, California Bearing Ratio, simple and double oedometer and direct shear. The efficiency of the double oedometer test for the determination of collapse and expansion potentials in soil samples was verified, as well as the possibility of improving collapse and expansion in unsaturated soils by means of removal and reworking by controlled compaction. The decrease in shear strength after flooding was also observed.

Palavras Chave – Fundações superficiais, solo colapsível, solo expansivo, ensaios de compressão edométricos, ensaios de placa.

Keywords - Shallow foundations, collapsible soil, expansive soil, oedometer tests, plate tests.

E-mails: gleiberbook@hotmail.com (G. Chagas), alfransampaio@ufc.br (A. Moura), marcosporto@ifce.edu.br (M. Aguiar), andressa.deac@gmail.com (A. Carneiro), giucmendes@gmail.com (G. Mendes)

1 – INTRODUÇÃO

Não é incomum a execução de edificações com fundações assentes em solos não saturados. Há solos não saturados que apresentam características indesejadas quanto ao seu uso em obras de engenharia, como exemplo pode-se citar o caso de solos expansivos e colapsíveis. O solo colapsível apresenta variação brusca de volume ao ser submetido a um aumento da tensão aplicada, e uma redução da resistência ao cisalhamento pela perda de coesão ou sucção ao ser inundado. Já no solo expansivo seu volume aumenta quando umedecido e se contrai quando ressecado.

Próximo à superfície do terreno tem-se o ambiente mais propício a variações frequentes de umidade, por alterações nas condições climáticas, com variações consideráveis de sucção. A medida da sucção do solo pode ser feita por diversos métodos como: psicrômetro, papel filtro, tensiômetro, condutividade elétrica, dentre outros.

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), o perfil de sucção matricial "*in situ*" varia com o tempo e a profundidade. Estações secas resultam em aumento no valor da sucção matricial e, em estações chuvosas, ocorre uma redução. Qualquer mudança na sucção altera o equilíbrio da massa de solo. Estas mudanças afetam tanto a compressibilidade quanto a resistência do solo. Segundo Marinho (2005), o aumento da sucção irá produzir apenas um aumento da força normal nos contatos, reduzindo a tendência de deslizamento entre partículas. Apesar destas mudanças poderem ser resultado de variações na parcela mátrica ou osmótica, já foi verificado que mudanças na sucção osmótica pouco interferem nas propriedades geotécnicas. Entretanto, sua influência passa a ser significativa em problemas de contaminação do subsolo.

Os processos de escavação, de remoldagem e de recompactação resultam em um material não saturado. Os solos compactados são solos naturais em que suas condições iniciais são modificadas para melhorar o comportamento mecânico e sua utilização em obras de terra.

A compactação pode ser utilizada como uma forma de tratamento dos solos expansivos ou colapsíveis, sendo, em muitos casos, uma poderosa forma de viabilizar a adoção de fundações superficiais de edifícios nesses tipos de solos.

Os tipos de problemas envolvendo solos não saturados vão além dos encontrados nos solos saturados (compressibilidade e resistência ao cisalhamento). Dentre eles pode-se citar: empolamento devido à expansão de argilas secas e recalques devidos ao colapso com umedecimento em solos sob cargas e variações nos valores de poropressão negativa associadas a chuvas intensas que podem causar rupturas de taludes, redução da capacidade de carga e do módulo de elasticidade do solo.

Geralmente a ocorrência de solos colapsíveis está relacionada a locais com deficiência hídrica, em regiões de baixos níveis de precipitações pluviométricas, embora tenha havido a constatação desses tipos de solos em outras regiões de maior pluviosidade.

Stefanoff *et al.* (1983) afirmam que, devido à característica colapsível do solo da Bulgária, o uso de camadas cimentadas artificialmente para apoiar fundações superficiais torna-se uma técnica de grande aplicabilidade. Concluíram que camadas estabilizadas de solo-cimento permitem uma boa distribuição das tensões, reduzindo as tensões no subleito.

Dentro do contexto abordado, esse trabalho tem por objetivo avaliar, por meio de provas de carga diretas realizadas em solo silto argiloso na condição de umidade natural e inundada, se há concordância entre previsões de colapso e expansão, efetuadas a partir de ensaios de compressão edométricos no laboratório, assim como verificar alterações nos parâmetros de resistência com a variação da saturação, tendo em vista a aplicação em projeto de fundações.

2 – ÁREA DE ESTUDO E ENSAIOS REALIZADOS

O presente estudo foi realizado, inicialmente, a partir da escolha da área de estudo que deveria apresentar perfil de solo não saturado, com potencial de colapso ou de expansão. Dessa forma, foi escolhida uma área localizada no município de Icó que se situa na região sudeste do Estado do Ceará-Brasil, limitando-se com os municípios de Pereiro, Jaguaribe, Orós, Iguatu, Cedro e Umari. Compreende área irregular de 1.042 km² e está inserida nas cartas topográficas Iguatu (SB.24-Y-B-III), Cedro (SB.24-Y-B-VI), Cajazeiras (SB.24-Z-A-IV) e Orós (SB.24-Z-A-I).

O solo em estudo foi caracterizado, além de executados ensaios especiais em laboratório e de campo. A caracterização, realizada em amostra coletada a 0,10m de profundidade, se deu pelos ensaios de granulometria (ABNT, 2018), limite de liquidez (ABNT, 2017a), limite de plasticidade (ABNT, 2016a) e densidade real do grão (DNER, 1995). Os procedimentos de compactação (ABNT, 2016b) e Índice de Suporte California (ABNT, 2017b) também foram realizados, assim como ensaios de compressão edométricos simples e duplo (ABNT, 1990) e de cisalhamento direto (ASTM, 2011). Já os ensaios de campo executados foram oito sondagens SPT e quatro provas de carga direta com placa em terreno de fundação (ABNT, 1984), sendo duas na condição natural e duas inundadas. A Figura 1 mostra a localização da área de estudo, locando o ponto de coleta de amostra e as provas de carga.



Fig. 1 – Localização da área de estudo e pontos de coleta de amostra de solo e de realização das provas de carga diretas (Chagas, 2014).

A Figura 2 apresenta a execução das provas de carga direta em placa de 0,80m de diâmetro, no qual foram realizados utilizando-se um conjunto de equipamentos composto por três sistemas básicos: sistema de reação, sistema de transmissão de cargas e sistema de leitura.



Fig. 2 – Posicionamento das provas de carga (RochaBrasil, 2012).

Para o sistema de reação, utilizou-se caminhão carregado com brita, enquanto que o sistema de transmissão de cargas compreende um macaco hidráulico com capacidade de carga de 500 kN, bomba hidráulica, hastes cilíndricas e placa. No sistema de leitura foram utilizados dois extensômetros, sensíveis a 0,01 mm, colocados em posições diametralmente opostas. O sistema é apresentado na Figura 3.



Fig. 3 – Vista do sistema de transmissão utilizado no ensaio (RochaBrasil, 2012).

As provas de carga foram executadas com carregamentos do tipo rápido por um tempo de 5 min entre cada estágio, aplicando-se carga até atingir máxima de 35,2 kN, que corresponde a uma pressão máxima de 70 kPa. A saturação do solo, em dois dos ensaios, se deu pela adição de água ao redor da placa, cujo nível foi mantido constante durante toda a execução da prova de carga.

O Quadro 1 apresenta os resultados de índice de resistência à penetração (N_{SPT}) ao longo da profundidade das sondagens SPT consideradas para a realização desta pesquisa, e suas respectivas médias.

Profundidade (m)	NSPT (golpes)										
	SP-02	SP-03	SP-04	SP-06	SP-13	SP-14	SP-17	SP-19	Média		
0	3	3	5	5	3	6	5	6	4		
0,5	4	10	8	8	10	10	8	11	9		
1	8	14	17	45	14	17	19	17	19		
2	34	27	26	37	27	20	39	45	32		
3	39	78	48	45	78	92	26	72	60		
4	62	90	41	75	90	72	90	120	80		
5	-	200	73	-	200	120	150	200	157		

Quadro 1 – Índices de resistência à penetração das sondagens consideradas.

A partir dos resultados das sondagens foi elaborado um gráfico com os valores médios do N_{SPT} ao longo da profundidade. Na Figura 4 estão representados os valores de N_{SPT} médio e o perfil geotécnico correspondente. Vale destacar que, nas sondagens utilizadas, o nível freático não foi identificado.

De acordo com os perfis de sondagens, pode-se perceber que o solo apresenta uma tendência de crescimento do índice de resistência à penetração com o aumento da profundidade. Observa-se que, na média, o N_{SPT} varia de 5, superficialmente, até o impenetrável à percussão, encontrado a 6,00m de profundidade.

Com relação aos ensaios especiais, realizou-se edométrico simples, edométrico duplo e cisalhamento direto. O Quadro 2 apresenta, de forma sucinta, as condições utilizadas nesses ensaios.


Fig. 4 - Resultado das sondagens a percussão (Chagas, 2014).

Ensaio	Tipo de amostra	Condição de saturação
Oadamátriaa simulas	Indeformado	Inundado comtanção do 25 kPo
	Compactado	inundado comtensão de 25 kra
	Indoformado	Umidade natural
Oedométrico duplo	Indeformado	Inundado
	Commonda da	Umidade natural
	Compactado	Inundado
	Indoformado	Umidade natural
Cisalhamento direto	Indeformado	Inundado
	Compostado	Umidade natural
	Compactado	Inundado

Quadro 2 – Resumo das condições de ensaio especial.

Os ensaios de compressão edométricos simples e duplo, executados de acordo com ABNT (1990), com a amostra de solo indeformada foram iniciados pela moldagem do corpo de prova conforme ilustrado na Figura 5.



Fig. 5 – Moldagem do corpo de prova para ensaio de compressão edométrico a partir de amostra indeformada (Chagas, 2014).

O ensaio de compressão edométrico duplo consiste da realização, em conjunto, de ensaios edométricos em duas amostras de solo, uma com umidade natural e outra inundada desde o início da execução do ensaio. No ensaio de compressão edométrico simples o corpo de prova é inundado na carga de trabalho para que se possa, principalmente, avaliar seu potencial de expansão ou colapso.

Vale salientar que, no caso das amostras compactadas, tanto para o ensaio de compressão edométrico, quanto para o cisalhamento direto, os corpos de prova foram moldados a partir da compactação de solo na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo, determinados no ensaio de compactação para a energia de Proctor Normal (ABNT, 2016b).

3 – RESULTADOS

A caracterização do solo em estudo foi realizada pela execução dos ensaios de granulometria (ABNT, 2018), limites de liquidez (ABNT, 2017a) e plasticidade (ABNT, 2016a). Ensaios de compactação (ABNT, 2016b) e índice de suporte Califórnia (ABNT, 2017b) também foram realizados e os resultados são apresentados a seguir.

Na Figura 6 apresenta-se a curva granulométrica da amostra de solo deformada coletada a cerca de 0,10 cm de profundidade da superfície do terreno.



Fig. 6 – Curva granulométrica do solo em estudo (Chagas, 2014).

De acordo com a classificação do Sistema de Classificação Unificado-SUCS (Lambe e Whitman, 1969) a amostra de solo corresponde a um solo do tipo ML, um silte de baixa compressibilidade. Essa classificação está compatível com os resultados obtidos pelo ensaio de Índice de Suporte Califórnia, onde foi obtido para o solo em estudo um ISC de 3%, vale lembrar que, para solos desse grupo, o valor do Índice de Suporte Califórnia varia, em geral, entre 2% e 15%. Pela classificação do Transportation Research Board-TRB (DNIT, 2006), a amostra se enquadra no subgrupo dos solos A-6.

A atividade do solo ensaiado foi de 1,26, que de acordo com Pinto (2006), corresponde a uma argila ativa. Segundo Nelson e Miller (1992), argilas ativas apresentam um maior potencial para a expansão.

A densidade real dos grãos (δ) foi determinada pelo método do picnômetro por meio da realização de três ensaios, onde foram obtidos resultados em média de 2,55 para amostra de solo em estudo (DNER, 1995). De acordo com Pinto (2006), valores típicos de solos ficam em torno de 2,7 podendo variar para argilas até 3.

O ensaio de compactação foi realizado com uma energia do Proctor normal, aplicando 12 golpes por camada, num total de três camadas. Com os resultados do ensaio de compactação pode- se construir a curva de compactação apresentada na Figura 7.



Fig. 7 – Ensaio de compactação com energia normal (Chagas, 2014).



Fig. 8 – Resultado do ensaio de Índice de Suporte California (ISC) (Chagas, 2014).

De acordo com a curva de compactação, determinou-se que o solo em estudo quando compactado, apresenta umidade ótima de 15,3% e peso específico aparente seco máximo igual a $16,7 \text{ kN/m}^3$.

Por meio da realização do ensaio ISC, obteve-se as penetrações 12, 17, 26, 31, 36, 42 e 48 mm, no tempo respectivamente de 0,5; 1; 2; 4; 6; 8; 10 min.

Com os resultados obtidos foi elaborado o gráfico da curva pressão versus penetração do solo em estudo, conforme apresentado na Figura 8. Dessa forma, o ISC obtido para o solo ensaiado foi de 3%.

No ensaio de compressão edométrico duplo com amostra indeformada, os dois corpos de prova foram submetidos a estágios de tensão de compressão até estabilização das deformações. Um dos corpos de prova foi inundado na tensão de projeto (25 kPa), enquanto o outro foi mantido na umidade natural durante todos os estágios de carga. Os estágios de pressão aplicados foram os seguintes: 13 kPa; 25 kPa; 50 kPa; 100 kPa; 200 kPa; 400 kPa e 800 kPa (ABNT, 1990).

A Figura 9, mostra os resultados do ensaio de compressão edométrico duplo com amostra de solo indeformada.



Fig. 9 – Gráfico de índice de vazios x log σ para ensaio de compressão edométrico duplo com amostra indeformada (Chagas, 2014).

A partir da proposta de Reginatto e Ferrero (1973), estimou-se o coeficiente de colapsividade (c) do solo em 0,21%, utilizando-se a equação seguinte:

$$c = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \tag{1}$$

Onde σ_{vpn} é a tensão de pré adensamento virtual do solo na umidade natural, σ_{vps} é a tensão de pré adensamento virtual do solo inundado, σ_{v0} é a tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo.

De acordo com Reginatto e Ferrero (1973), a amostra ensaiada apresenta potencial de colapso que a qualifica como "condicionada ao colapso". Neste caso, se a tensão vertical (geostática + carregamento externo), σ_v , for inferior a σ_{vPS} (50 kPa) não ocorre colapso. Mas se, σ_v superar σ_{vPS} , mas não superar σ_{vPA} (200 kPa), ocorrerá colapso quando o solo for inundado após carregamento. No entanto, se σ_v superar σ_{vPA} , ocorrerá colapso mesmo sem inundação.

O ensaio de compressão edométrico duplo foi realizado em amostra compactada, com intuito de verificar se a compactação do solo é capaz de reduzir, ou mesmo eliminar, o potencial de colapso do solo. O corpo de prova foi moldado com a umidade ótima e peso específico aparente seco máximo, obtidos no ensaio de compactação com energia normal. A Figura 10, apresenta os resultados obtidos no ensaio de compressão edométrico duplo para amostra compactada.

Com os resultados é possível observar que as curvas obtidas com os ensaios de compressão edométricos duplos (situações natural e inundada) são bem próximas, indicando que o processo de compactação praticamente anulou o potencial de colapso do mesmo, demonstrando que a compactação pode ser um processo eficaz para o tratamento de solos colapsíveis. Esse efeito também foi estudado por autores como Rollins e Rogers (1994), Junior e Futai (2010), Feng *et al.* (2014) e Ferreira (2017).

Foram realizados dois ensaios de compressão edométricos simples com amostra indeformada e compactada. Durante a realização do ensaio, o corpo de prova foi submetido a tensão de compressão até o segundo estágio, que corresponde a carga de 25 kPa (tensão de projeto), nesse momento realizou-se a inundação da amostra e aguardou-se a estabilização das deformações.



Fig. 10 – Gráfico de índice de vazios x log σ para ensaio de compressão edométrico duplo com amostra compactada (Chagas, 2014).



Fig. 11 – Gráfico de índice de vazios x log σ para ensaio de compressão edométrico simples com amostra indeformada (Chagas, 2014).



Fig. 12 – Gráfico de índice de vazios x log σ para ensaio de compressão edométrico simples com amostra compactada (Chagas, 2014).

Em seguida procedeu-se de maneira convencional aplicando-se os incrementos de cargas correspondentes a cada estágio de compressão. As cargas aplicadas foram de 13 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa. Na Figura 11, apresenta-se os resultados do ensaio de compressão edométrico simples com amostra de solo indeformada, e é possível observar que houve uma expansão do corpo de prova com a saturação.

Para a amostra compactada, o corpo de prova foi moldado com umidade ótima e peso específico aparente seco máximo obtido no ensaio de compactação com energia normal. Percebe-se pela Figura 12 que a expansão do corpo de prova foi minorada a partir do ensaio realizado na amostra compactada, reforçando que o processo de compactação reduz o potencial de expansão do solo.

A determinação da expansão livre do solo, foi realizada a partir da medida da variação da espessura da amostra, em função do tempo, em relação a sua altura inicial, conforme expressa a equação seguinte:

$$E = \frac{\Delta H}{H_0}.100\tag{2}$$

onde E, ΔH e H₀ são a expansão livre, acréscimo de altura máximo por saturação e altura inicial do corpo de prova antes da saturação, respectivamente.

Obteve-se altura inicial do corpo de prova igual a 25,7 mm, e após saturada a altura atingiu 26,7 mm. Dessa forma, a expansão livre (E) foi estimada em 3,9 %.

No ensaio de compressão edométrico simples com amostra compactada, inicialmente o corpo de prova tinha uma altura de 24,8 mm e após a saturação atingiu uma altura máxima de 25,07 mm. Nesse caso, a expansão livre correspondeu a 1,08%.

De acordo com Nelson e Miller (1992), a literatura indica que solos que podem exibir considerável expansão no campo são aqueles que apresentam expansão livre da ordem de 50%. Os valores obtidos para o caso do solo ensaiado no estado natural foram bem inferiores, indicando que em uma futura obra, não teríamos problemas de comportamento do solo relacionados a sua expansão. Por outro lado, o processo de compactação reduziu o comportamento "expansivo" do solo, minorando, ainda mais, o risco futuro de problemas relacionados a expansão.

Os ensaios de cisalhamento na amostra no estado natural foram realizados a partir da moldagem de três corpos de prova que foram extraídas do bloco de solo indeformado (ASTM, 2011).

Na Figura 13, observa-se o crescimento da tensão cisalhante até um pico máximo a partir do qual há um decréscimo da tensão com o deslocamento horizontal, onde fica evidente a ruptura do solo.



Fig. 13 – Deslocamento horizontal versus tensão cisalhante da amostra indeformada na umidade natural (Chagas, 2014).

A Figura 14 apresenta a variação volumétrica *versus* deslocamento horizontal, obtidos no ensaio de cisalhamento direto com amostra indeformada rompida na umidade natural.



Fig. 14 – Variação volumétrica obtida no cisalhamento direto com amostra indeformada rompida na umidade natural (Chagas, 2014).

O Quadro 3 apresenta um resumo dos resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto para amostra de solo indeformado, ensaiado na umidade natural e saturado com água, e amostra compactada, ensaiada na umidade ótima e saturada com água. O elevado valor obtido para a coesão da amostra indeformada em umidade natural, é atribuído a coesão aparente que o solo apresenta na umidade natural, devido a elevada sucção apresentada. Já na amostra indeformada no estado saturado, observa-se uma coesão inferior a amostra no estado natural, já que com a saturação do corpo de prova tem-se a redução da coesão aparente, pela diminuição da sucção.

Acredita-se que com a saturação do corpo de prova houve algum tipo de alteração estrutural, por colapso ou expansão, provocando uma variação acentuada no ângulo de atrito do corpo de prova, quando comparado com o ângulo de atrito do corpo de prova que não foi saturado durante o ensaio. Comparando os parâmetros da amostra indeformada e a amostra compactada na umidade ótima, observa-se que houve um decréscimo de ambos os parâmetros de resistência. Esse resultado é justificado pela maior umidade encontrada no corpo de prova compactado.

Amostra	Tensão (kPa)	Tensão de cisalhamento máxima (kPa)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
In defense de	25	85,86	_	
(wnatural)	50	183,06	75	54,3
(whatman)	100	202,84		
In defense de	25	24,09		
(saturada) –	50	38,59	9,3	30,46
	100	68,16	_	
Common et a da	25	69,47		
(wótima) _	50	91,1	58	29,6
	100	113,54	_	
<u> </u>	25	21,47		
(saturada) –	50	43,05	12,97	26,06
	100	60,05	_	

Quadro 3 – Resultado dos ensaios de cisalhamento direto.

0379-9522 – Geotecnia nº 149 – julho/julio/july 2020 – pp. 67-83 http://doi.org/10.24849/j.geot.2020.149.04 – © 2020 Sociedade Portuguesa de Geotecnia É possível observar que parâmetros de resistência da amostra compactada saturada e da amostra compactada na umidade ótima, sem saturação, praticamente houve redução apenas no valor da coesão. Isso já era esperado pois o aumento da umidade pela saturação do corpo de prova, teoricamente provoca redução apenas na coesão aparente pela perda de coesão.

Foram realizados quatro ensaios de prova de carga, sendo duas executadas na condição natural e duas realizadas com inundação.

A previsão do comportamento geotécnico, em termos de resistência e deformabilidade pode ser obtida, com boa acurácia, a partir da realização de provas de carga direta, considerando, porém, as extrapolações pertinentes na interpretação para aplicação em fundações superficiais (Aguiar *et al.*, 2014). A Figura 15 apresenta o comportamento da curva pressão *versus* recalque para o ensaio de placa 01 executado na condição de umidade natural. No ensaio foi aplicada pressão máxima de 70 kPa, obtendo um recalque total de apenas 2,01 mm.



Fig. 15 – Curva pressão x recalque – Prova de carga 01 (Chagas, 2014).

O ensaio de prova de carga 02, também executado na condição de umidade natural, foi realizado com aplicação de uma pressão máxima de 70 kPa, e obteve-se novamente um recalque baixo, neste caso o valor máximo foi de 3,56 mm. O comportamento da curva pressão *versus* recalque está representado na Figura 16.



Fig. 16 – Curva pressão x recalque – Prova de carga 02 (Chagas, 2014).

Foram executados dois ensaios de prova de carga com inundação com água mantendo-se o nível de água constante durante todo o ensaio. Além disso, foram realizadas provas de carga sobre uma pequena camada de areia de 0,10 m de espessura compactada com soquete manual.

Na Figura 17 apresenta-se o comportamento da curva pressão versus recalque para o ensaio de placa 03 executado com inundação com água. Neste ensaio foi aplicada pressão máxima de 70 kPa, obtendo um recalque total de 2,74 mm.



Fig. 17 – Curva pressão x recalque – Prova de carga 03 (Chagas, 2014).

Observa-se que a saturação ao redor da placa praticamente não alterou a relação pressão versus recalque. Por outro lado, houve uma expansão de 0,016%, que assim como os resultados dos ensaios de compressão edométricos simples, não chegou a caracterizar o solo como expansivo. Vale observar que para o cálculo da expansão adotou-se como espessura do solo a profundidade significante do bulbo de tensão gerado pela placa durante o ensaio.

Com base na prova de carga direta, foi determinado o comportamento dos acréscimos de tensão com a profundidade no eixo da suposta fundação (Figura 18) que é correspondente às placas



Fig. 18 – Acréscimos externos de tensão para uma superficie flexível e circular (Chagas, 2014).

utilizadas. Foi considerada a tensão superficial de projeto de 25 kPa.

A Figura 19 apresenta o gráfico do resultado referente ao ensaio de prova de carga 04, também executado com inundação com água, foi realizado com aplicação de uma pressão máxima de 70 kPa, e obteve-se um recalque total de 9,26 mm.



Fig. 19 – Curva pressão x recalque – Prova de carga 04 (Chagas, 2014).

Neste caso, foi observado colapso do solo na pressão de 25 kPa e que foi provocado pela inundação do solo. O colapso foi estimado em 0,16%.

Comparando o colapso obtido na referida prova de carga com o colapso obtido pelo ensaio de compressão edométrico duplo, que foi de 0,21%, são observados resultados estimados com excelente concordância, demonstrando que ensaios de compressão edométricos duplos são capazes de indicar situações de colapso com confiabilidade bastante razoável. Outro fato que merece destaque é que, para esse caso, o uso de soquete manual para a compactação do solo abaixo da placa não apresentou eficácia suficientemente adequada que fosse capaz de anular o comportamento supostamente colapsível do solo.

Comparando a pequena expansão obtida na prova de carga 03 com os resultados dos ensaios de compressão edométricos simples, verifica-se que houve uma concordância na previsão da expansão que, em ambos os casos, apresentaram valores tão reduzidos que não foram capazes de caracterizar o solo como um solo expansivo.

O Quadro 4 traz um resumo de fatores obtidos a partir dos ensaios edométricos do solo na condição indeformado, compactado na umidade natural e inundado com água. A análise foi considerada para o solo no estado pré-adensado.

Vale observar que o módulo de elasticidade (E) foi obtido a partir do módulo edométrico utilizando-se a equação seguinte:

$$E_{EOD} = \frac{E(1-\nu')}{(1+\nu').(1-2\nu')}$$
(3)

Além disso, a partir de retroanálise das provas de carga realizadas estimaram-se valores para o módulo de elasticidade do solo de fundação das provas de carga. Dessa forma para a prova de carga 01 o módulo de elasticidade retroanalisado foi 22,5 kPa, para a prova de carga 02 foi 13,3 kPa, para a prova de carga 03 foi igual a 2,1 kPa e para a prova de carga 04 o valor estimado foi de 9,8 kPa.

Comparando-se os valores de E obtidos pelas provas de carga com as estimativas realizadas a partir de ensaios de compressão edométricos, observam-se diferenças consideráveis de valores estimados. Atribui- se as diferenças obtidas aos diferentes níveis de deformação dos ensaios, às condições de contorno também distintas, além da influência da amostragem nos resultados dos ensaios de compressão edométricos.

		Cond	lição	
Parâmetros	Inde	formado	Com	pactado
	Natural	Inundado	wótima	Inundado
σ'c (kPa)	170	180	210	67
Cc	0,048	0,14	0,1	0,15
Cr	0,0069	0,048	0,014	0,027
Eoed (kPa)	13837,3	3958,9	2585,5	4273,2
E (kPa)	6457,4	1847,5	1206,5	1994,2
Coesão (kPa)	75	9,3	58	12,97
Ângulo de atrito (°)	54,3	30,46	29,6	20,06
LL (%)		4	0	
LP (%)		2	9	
γscampo (kN/m³)		18	3,8	
wnatural (%)		8	3	

Quadro 4 – Resumo de fatores obtidos pelo ensaio de compressão edométrico do solo em estudo (Chagas, 2014).

4 - CONCLUSÕES

Por meio da realização desta pesquisa foi possível estabelecer as seguintes conclusões:

Com a realização de ensaios de compressão edométricos duplos, o solo avaliado foi qualificado como "condicionado ao colapso";

A compactação do solo, avaliada a partir de ensaios de compressão edométricos duplos, anulou o potencial de colapso, indicando ser um tratamento adequado para solos de comportamento colapsível;

A partir de ensaios de compressão edométricos simples, os corpos de prova ensaiados na condição de umidade natural exibiram um comportamento expansivo de baixa magnitude, que foi praticamente anulado com a compactação do mesmo;

Os parâmetros de resistência (c' e ϕ ') estimados a partir de ensaios de cisalhamento direto nos corpos de prova na umidade natural, apresentaram redução apreciável de valores com a inundação. A redução na coesão (c') é atribuída a perda de sucção com a saturação e a redução do ângulo de atrito (ϕ ') se atribui a alteração estrutural ocorrida com a inundação do corpo de prova, provavelmente devido ao colapso;

Nos corpos de prova compactados, houve redução apenas da coesão (c') com a inundação, pela perda de sucção. O ângulo de atrito (ϕ '), praticamente, ficou inalterado por não ter havido colapso durante o cisalhamento dos corpos de prova compactados.

Comparando-se os módulos de elasticidade (E) obtidos a partir de retroanálises das provas de carga com estimativas realizadas a partir de ensaios de compressão edométricos, foram observadas diferenças consideráveis. Atribui-se as diferenças obtidas aos diferentes níveis de deformação dos ensaios, às condições de contorno também distintas, além da influência da amostragem nos resultados dos ensaios de compressão edométricos.

5 – AGRADECIMENTOS

A CAPES, pelo apoio financeiro pela concessão da bolsa de Mestrado. Ao CNPq, pelo apoio financeiro na concessão da bolsa de Iniciação Científica. À ROCHABRASIL pelo apoio na presente pesquisa.

6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1984). NBR 6489/84 Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (1990). NBR 3336/90 Ensaio de Adensamento Unidmensional. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (2016a). NBR 7180/16 Solo Determinação do Limite de Plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (2016b). NBR 7182/16 Solo Ensaio de Compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (2017a). NBR 6459/17 Solo Determinação do Limite de Liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (2017b). NBR 9895/17 Solo Índice de Suporte Califórnia. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- ABNT (2018). NBR 7181/18 Solo Análise Granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Brasil.
- Aguiar, M. F. P.; Oliveira, F. H. L.; Matos, Y. M. P.; Monteiro, F. F. (2014). Estudo da Extrapolação do Coeficiente de Reação em Solos Arenosos para Fundações a Partir de Provas de Carga em Placa, XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Goiânia-GO.
- ASTM D3080M-11 (2011). Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. ASTM Standards.
- Chagas, G. S. (2014). Estudo Experimental do Comportamento Mecânico de Estrato Silto-Argiloso (Massapê) para Fundações Superficiais. Dissertação (Mestrado) Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 112 p.
- DNER (1995). DNER-ME 084/95 Agregado Miúdo-Determinação da Densidade Real. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Brasil.
- DNIT (2006). Publicação IPR-719, *Manual de Pavimentação*, 3ed, Rio de Janeiro. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.
- Feng, S. J.; Du, F. L.; Shi, Z. M.; Shui, W. H.; Tan, K. (2014). Field study on the reinforcement of collapsible loess using dynamic compaction. Engineering geology, p. 105-115.
- Ferreira, J. A. C. (2017). *Melhoramento de solos colapsíveis para suporte de fundações superficiais: análise de um estudo de caso*. Universidade Estadual da Paraíba, Araruna, Paraíba.
- Fredlund, D. G.; Rahardjo, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, New York.
- Junior, I. R.; Futai, M. M. (2010). Estudo de caso de um melhoramento de solos colapsíveis com compactação. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1969). Soil Mechanics. New York: J. Wile.
- Marinho, F. A. M. (2005). Os Solos não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

- Nelson, J.; Miller, D. J. (1992). *Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement* Engineering. John Wiley e Sons, Inc., p. 259.
- Pinto, C. S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos, Ed. Oficina de Textos.
- Reginatto, A. R.; Ferrero, J. C. (1973). Collapse Potential of Soil Water Chemistry.
- RochaBrasil. (2012). Relatório Prova de Carga Direta, Icó-CE.
- Rollins, K. M.; Rogers, G. W. (1994). *Mitigation measures for small structures on collapsible alluvial soils*. Journal Geotechnical of Engineering, pp. 1533-1553.
- Stefanoff, G.; Jellev, J.; Tsankova, N. (1983). *Stress and Strain State of a Cement-loess Cushion*. In: European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

INFLUÊNCIA DE EROSÕES SUPERFICIAIS E TRINCAS NA SEGURANÇA DE BARRAGENS DE REJEITO

Influence of surface erosions and cracks in tailings dams safety

Thiago Luiz Coelho Morandini^a

^a Departamento de Engenharia Civil, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais – CEFET, Belo Horizonte, Brasil.

RESUMO – O número crescente de rupturas de barragens de rejeito impõe avanços constantes nas técnicas de avaliação de segurança destas estruturas. A análise em portfólio é considerada a técnica de avaliação mais ágil na rotina de garantia de segurança; entretanto sua aplicação é muitas vezes subjetiva e dependente da expertise do avaliador. Neste sentido, este artigo apresenta os resultados da avaliação de influência de erosões e trincas na segurança de barragens de rejeito objetivando a diminuição de subjetividade em análises em portfólio. Foram simuladas 5 barragens tipo, tanto alteadas a jusante quanto a montante, com variação de parâmetros de resistência do aterro e do rejeito, totalizando um universo de dados de 90 barragens. Também foram simuladas erosões superficiais e trincas de pequena, média e grande magnitudes, assim como o efeito combinado dessas anomalias. Os resultados demonstraram a perda da margem de segurança para erosões de 3,5%, 7,0% e 10,5% e para trincas de 8%, 16% e 24%. Os resultados para as simulações combinadas revelaram que a superposição dos efeitos pode ser aproximada pela soma simples da perda de margem de segurança das anomalias averiguadas. Conclui-se que a técnica de levantamento de anomalias em campo para avaliação do impacto sobre a segurança de barragens de rejeito é válida, indicando que é possível aplicar as análises em portfólio com menor subjetividade do avaliador. Conclui-se também que esta técnica pode ser expandida e contribuir para avaliações frequentes e garantia de segurança de barragens de rejeito.

SYNOPSIS – The increasing number of ruptures of tailings dams imposes constant advances in the techniques of safety assessment of these structures. Portfolio analysis is considered the most agile assessment technique in the safety assurance routine; however, its application is often subjective and dependent on the evaluator's expertise. In this sense, this article presents the results of the evaluation of the influence of erosions and cracks on the safety of tailings dams aiming at the decrease of subjectivity in portfolio analysis. Five typical dams, both upstream and downstream raised, were simulated with varying strength parameters of the landfill and tailings, totalling a universe of 90 dams. Surface erosions and cracks of small, medium and large magnitudes were simulated as well as the combined effect of these anomalies. The results indicated the loss of safety margin for erosions of 3.5%, 7.0% and 10.5% and for cracks of 8%, 16% and 24%. The results for the combined simulations revealed that the overlap of effects can be approximated by the simple sum of the loss of safety margin of the anomalies ascertained. It is concluded that the field anomaly survey technique for evaluating the impact on the safety of tailings dams is valid, indicating that it is possible to apply the portfolio analysis with less subjectivity of the evaluator. It is also concluded that this technique can be expanded and contribute to frequent evaluations and safety assurance of tailings dams.

Palavras Chave - Segurança de barragens, análise em portfólio, anomalias.

Keywords - Safety of dams, portfolio analysis, anomalies.

E-mails: thiagomorandini@cefetmg.br

1 – INTRODUÇÃO

Embora as barragens ao longo do tempo se tenham mostrado fundamentais para o desenvolvimento industrial de uma sociedade, os impactos sobre o meio ambiente e vidas humanas não podem ser negligenciados. Embora raras, as rupturas de barragens podem ser catastróficas, sendo assim fundamental avanços na avaliação de segurança que mitiguem possíveis riscos de rupturas (Zhang et al., 2016).

No Brasil, o relatório de segurança de barragens (ANA, 2017) identifica 22.920 barragens cadastradas para diversas finalidades, sendo que apenas 4.159 possuem classificação em relação dano potencial associado à ruptura. Dessas barragens classificadas, 49% possuem alto dano potencial associado à ruptura, indicando que 2.053 barragens têm potencial de causar perdas de vidas humanas em caso de ruptura.

Desastres recentes como a ruptura da barragem de Fundão no município de Mariana em 2015 e da barragem B1 no município de Brumadinho em 2019, iniciaram uma ampla discussão a respeito do sistema regulatório vigente, dos aspectos construtivos e dos aspectos científicos para avaliação da condição de segurança das barragens existentes. Ressalta-se que esses dois desastres ocorreram em barragens de rejeito com alteamentos a montante, sendo que a barragem de Fundão foi alteada pelo processo de aterro hidráulico (o corpo da barragem construído com o próprio rejeito) enquanto a barragem B1 foi alteada com aterros compactados convencionais.

Avanços científicos no campo de segurança de barragens sob diferentes metodologias são descritos em Duncan (1996), Bowles (2000), Jeon et al. (2009) e Morgenstern (2018) e também regulamentados em ICOLD (2005, 2009). Segundo estes autores, os principais métodos de avaliar e garantir a segurança de barragens são (1) análises determinísticas por equilíbrio limite; (2) análises probabilísticas; (3) análises em portfólio; (4) análises de risco ou análises de risco em portfólio.

O consenso atual é que diante da complexidade de fatores que influenciam no comportamento de barragens (e.g. dispersão de parâmetros geotécnicos; discrepâncias entre projeto e execução; operação em desacordo com o manual descrito no projeto; critérios subjetivos do auditor nas inspeções e auditorias), a segurança não deve ser abordada apenas por um método de análise e sim por métodos que se complementem. Ou ainda através de desenvolvimento de métodos que unam diferentes conceitos, tal como exemplificado por Hariri-Ardebili (2018) na evolução das análises determinísticas e probabilísticas.

Neste contexto, este artigo mostra os resultados de simulações de erosões superficiais e trincas em barragens tipo com propósito de estabelecer a influência dessas anomalias sobre a segurança de barragens de forma determinística. Portanto, consequentemente, os resultados mostrados visam estabelecer uma forma de análise em portfólio que possa auxiliar gestores de barragens na garantia de estabilidade e confiabilidade dessas estruturas.

2 – SEGURANÇA DE BARRAGENS

É importante salientar que, apesar de muitas similariedades, historicamente as barragens de reservação de água tiveram as maiores causas de rupturas relacionadas aos processos de galgamento e *piping* (não abordados no presente artigo). Nesta revisão são apresentados conceitos de segurança aplicados tanto às barragens de rejeito quanto às barragens de reservação de água, porém com foco nos processos de ruptura relacionados a escorregamentos de taludes.

Morgenstern (2018) descreve que acidentes recentes em barragens de rejeito evidenciaram que era necessária uma abordagem geotécnica diferenciada para este tipo de estrutura em relação às barragens de água, fato esse que refletiu diretamente no marco regulatório e política pública de diversos países.

Por exemplo, a antiga prática no Chile de alteamentos a montante de forma desordenada desencadeou uma série de rompimentos, obrigando o país a estabelecer o primeiro marco regulatório específico para barragens de rejeito em 1970, proibindo a construção de barragens alteadas a

montante (Valenzuela, 2016). Após este marco, foram estabelecidos regulamentos específicos para barragens de rejeito nos estados canadenses da Colúmbia Britânica e Alberta em 1972 e 1978 respectivamente, sendo estes regulamentos alicerces para os manuais da Comissão Internacional de Grandes Barragens (ICOLD, 1982, 1989). Mais recentemente, Morgenstern (2018) descreve que foram identificados avanços em políticas regionais nos EUA e Austrália, assim como em leis nacionais (e.g. Brasil, 2010).

Em consonância com a evolução dos marcos regulatórios, as técnicas de avaliação de segurança de barragens também mostraram desenvolvimento, como descreve Hariri-Ardebili (2018): inicialmente, os marcos regulatórios estabeleciam apenas fatores de segurança mínimos através de análises determinísticas, passando posteriormente a abordar técnicas de inspeções e roteiros em análises em portfólio; mais recentemente, especialistas têm preconizado análises probabilísticas e análises de risco com modos de falhas para garantir a segurança e confiabilidade das estruturas, assim como determinar a consequência no caso de falha.

Tradicionalmente, a segurança de barragens é expressa em termos de fator de segurança (*FS*), dado pela razão entre as forças de resistência do solo e as forças de carregamento mobilizadas (Duncan, 1996). Esse método, denominado método de equilíbrio limite, é a técnica mais bem consolidada para segurança determinística em avaliação de barragens (Jansen, 1983). O fator de segurança mínimo deve atender ao valor estabelecido pelas normas de cada país.

Hariri-Ardebili (2018) sustenta que a análise determinística, apesar de prática e de fácil entendimento, possui limitações: (1) trata o carregamento como uniforme; (2) não considera as incertezas da resistência do solo e a demanda mobilizada (3) não permite verificar a confiabilidade da estrutura. Já para Silva et al. (2008), o principal problema na análise determinística é que o FS não necessariamente significa confiabilidade, ou seja, uma estrutura com alto FS não necessariamente implica um baixo risco de ruptura. Tanto Silva et al. (2008) quanto Hariri-Ardebili (2018) defendem que existe uma tendência de análise probabilística ou análise de risco em substituição à análise determinística convencional.

Cabe destacar a diferença entre as análises probabilísticas e as análises de risco. A princípio, as análises probabilísticas demonstram um aprofundamento da análise determinística, tal como definido em USACE (1992): deve-se determinar as incertezas dos parâmetros utilizados na análise determinística (e.g. parâmetros de resistência e rigidez dos solos, carregamentos, magnitude de sismos) para então calcular não somente o *FS*, mas também a probabilidade deste *FS* ser menor do 1 (ruptura hipotética). Neste caso, a quantificação das incertezas deve ser realizada através de uma modelagem de distribuição (simulação de Monte Carlo, método pseudo-aleatório ou método quasirandom).

Schultz et al. (2010) ilustra na Figura 1 a análise probabilística em termos de distribuição normal das incertezas de forças de resistência e de carregamento, assim como o efeito sobre a margem de segurança, dada pela diferença entra a resistência e carregamento. Neste caso, a margem de segurança média é dada por μ , o índice de confiabilidade é dado por β , *p* indica a probabilidade de falha da estrutura, e σ indica o desvio padrão. A margem de segurança citada pelos autores também pode ser definida como FS - I, como demonstrado adiante.

As análises de risco, por sua vez, são análises que computam não somente a probabilidade de ruptura da estrutura, mas também a consequência dessa ruptura (inerente a própria definição de risco). Hartford e Baecher (2004) descrevem que atualmente a principal forma de se proceder uma análise de risco é através de uma árvore de eventos, discriminando suas vantagens: (1) é uma ferramenta essencialmente gráfica; que (2) fornece uma visão qualitativa para um sistema; e (3) pode ser usado para estimar quantitativamente a confiabilidade da estrutura.

A análise de risco através de uma árvore de eventos é dada da resposta de um sistema de barragem a um evento inicial (e.g. chuva intensa), que pode ocasionar uma reação em cadeia de falhas parciais (e.g. elevação do nível do reservatório, ou surgência) até um modo de falha da estrutura (e.g. ruptura por piping), isto é, determina a probabilidade de um evento inicial ocasionar a ruptura da estrutura (Bowles et al. 1999).



Fig. 1 – Incertezas nas forças de resistência e de carregamento (a) e distribuição de probabilidade para a margem de segurança (b) (Schultz et al. 2010).

Aceito atualmente como a forma mais completa de se avaliar a segurança de barragens, as análises de risco também possuem pontos falhos ou desvantagens como citam Hartford e Baecher (2004): para cada evento existe um nó binário mutuamente excludente, ou seja, contendo probabilidade (P) de desencadear outro evento ou seu complemento (1 - P) de não desencadear, porém, os eventos podem desencadear resultados discretos ou até mesmo ter resultados contínuos, não simplesmente o binário sim ou não de probabilidade de ocorrência.

Além disso, também destacado por Hartford e Baecher (2004), as atribuições numéricas de probabilidades dos eventos e os valores de consequências muitas vezes não utilizam um modelo estatístico apropriado e normalmente incluem valores dependentes de juízos subjetivos de especialistas. Do mesmo modo, modelos recentes de árvore de eventos têm adotado um número crescente de nós para um determinado modo de falha, implicando que, para este modo de falha, a probabilidade de falha está sendo calculada através de um produtório de uma série de eventos com probabilidades inferiores a 1. Logo, as probabilidades de eventos iniciais causarem falhas nas estruturas têm diminuído ao longo do tempo sem que a devida correção seja efetuada para os limites aceitáveis.

Bowles et al. (1999) defendem as análises de risco para a avaliação de segurança de barragens, porém reconhecem que muitas vezes os cenários estudados nas análises de risco não representam a realidade da estrutura, além de serem dispendiosas e dependerem de um tempo relativamente grande para serem efetuadas. Bowles (2000) sustenta que a forma de análise mais adequada para avaliar a condição real de segurança de barragens é a análise em portfólio.

A análise em portfólio para segurança de barragens de rejeito é considerada um padrão de prática em diversos países, tais como Canadá, Austrália e Brasil, tendo como desafio atual a melhora contínua dos componentes da estrutura a serem avaliados, assim como a padronização de legislações sobre os critérios de aceitabilidade (Bowles, 2000).

As análises em portfólio, embora fundamentadas no risco, estabelecem padrões mínimos de aceitabilidade regionais ou nacionais, empregando inspeções de rotina para avaliações do estado de conservação, dados de monitoramento e ações de manutenção para cada barragem (Bowles, 2000). Por outro lado, como principal desvantagem das análises em portfólio, Bowles et al. (1999) destacam o caráter subjetivo na interpretação das anomalias identificadas e dos dados de monitoramento, podendo o resultado ser função da *expertise* do especialista. O fluxograma para avaliação de segurança em portfólio segundo Curt et al. (2011) pode ser visualizado na Figura 2.

Fell et al. (2000) enfatizam que as análises em portfólio são fundamentais para a adequação de todas as estruturas de uma barragem, assim como para a identificação de pontos falhos e consequente desenvolvimento de programas de segurança e medidas gerais de redução de riscos. Além disso, os referidos autores destacam que a análise em portfólio é a única forma de análise que permite uma

pequena periodização de avaliação, podendo uma barragem ser analisada em intervalos de tempo diários, semanais ou mensais.

Curt et al. (2011) apresentam um estudo visando reestabelecer uma pontuação adequada para indicadores de anomalias e modos de falha e assim diminuir a subjetividade de especialistas na avaliação de segurança de barragens. Nesse estudo, foram avaliados 15 indicadores de anomalias em diferentes barragens, analisados por 3 experientes especialistas que atribuíram notas de 0 (excelente) a 10 (inaceitável). Os resultados indicaram que não houve unanimidade na atribuição de notas para nenhum indicador analisado, sendo que a dispersão entre notas foi de 10 a 30%. Isto indica uma grande subjetividade na avaliação de segurança através de análises em portfólio, fato que pode ainda ser agravado se consideramos diferentes níveis de competência e experiência dos avaliadores.

Conforme descrito nesta revisão, não existe um método de análise que elimine completamente o risco de falha de uma barragem. Porém é unânime entre os especialistas que o método determinístico, que estabelece um *FS*, não deve ser preterido em função do surgimento de novas técnicas de análise, e sim complementado e desenvolvido de forma global compreendendo análises



Fig. 2 – Método de avaliação de segurança de barragens por Curt et al. (2011) (a) e proposta de alteração a partir dos resultados apresentados neste artigo (b).

determinísticas e probabilísticas, análises de risco, monitoramento e inspeções de especialistas com análises em portfólio (Curt et al, 2011).

Neste contexto, a partir da verificação das vantagens e desvantagens de cada método de análise apresentado, o presente trabalho apresenta os resultados que demonstram critérios determinísticos sobre o *FS* a partir de observações de anomalias apuradas em inspeções na análise de portfólio, neste caso, erosões e trincas. Apresenta-se na Figura 2-a como ocorre a avaliação de segurança de barragens por Curt et al. (2011) e na Figura 2-b como os resultados da presente pesquisa contribuem para esta avaliação de segurança de barragens, estabelecendo inspeções e análises em portfólios com critérios determinísticos e diminuindo a subjetividade dos avaliadores especialistas.

3 – METODOLOGIA

3.1 – Modelos Analisados

A proposta do artigo é avaliar como anomalias podem afetar quantitativamente a segurança de barragens, uma vez que essas anomalias são verificadas apenas qualitativamente segundo os critérios de segurança atuais. A magnitude da anomalia foi realizada através da comparação entre os *FS* de uma mesma seção e mesmos parâmetros geotécnicos, minimizando, assim, a interferência do perfil analisado (altura e inclinação dos taludes).

Para avaliação de trincas e erosões superficiais sobre a segurança de barragens foram propostos modelos de barragens de forma a abranger barragens de pequeno, médio e grande porte, assim como barragens alteadas a jusante e a montante. A Figura 3 (a) mostra a seção tipo das barragens utilizadas para as simulações, sendo denominadas B1, B2 e B3 as barragens alteadas a jusante de pequeno,



Fig. 3 – Seção tipo das barragens utilizadas nas simulações (a) e detalhe das anomalias (b).

médio e grande porte, respectivamente, e B4 e B5 as barragens alteadas a montante de médio e grande porte, respectivamente.

Já a Figura 3 (b) apresenta um detalhe da seção da barragem B4, a título de exemplo, a fim de se demonstrar como foram posicionadas as trincas e erosões nas seções analisadas. As erosões foram consideradas pontuais (simuladas como um espaço vazio transversal da seção), posicionadas nas bermas próximas ao pé da superfície de ruptura, variando-se o número e a profundidade dessas erosões em função da magnitude a ser avaliada. As trincas, por sua vez, foram consideradas transversalmente à seção das barragens, posicionadas de modo a abranger a região de topo da superfície de ruptura, variando-se apenas a sua profundidade. O software determinou a posição exata da trinca que retornaria o menor FS.

As características geométricas das referidas barragens são apresentadas no Quadro 1, enquanto o Quadro 2 apresenta os parâmetros geotécnicos dos materiais empregados nas simulações. Os parâmetros geotécnicos foram selecionados visando representar características de resistência tipicamente encontrados nas barragens do Brasil. Ressalta-se que para as barragens alteadas a jusante foi escolhido um rejeito com comportamento não drenado, enquanto para as barragens alteadas a montante foi escolhido um rejeito com granulometria de areia fina (baixo atrito e sem coesão).

Visando obter uma similaridade entre os modelos analisados e às barragens reais, tanto o atrito do aterro quanto a resistência do rejeito (atrito ou resistência não-drenada) foram modificados em 4 valores inferiores e superiores de modo que cada modelo analisado (B1 a B5) representem 18 barragens, totalizando um universo de 90 barragens simuladas.

Ressalta-se que foi considerada a premissa que as barragens alteadas a montante teriam rejeitos que permitissem tal construção, ou seja, rejeitos com granulometria predominante compostos por areia fina e média permitiriam, a priori, alteamentos a montante, enquanto rejeitos com granulometria predominantemente argilosa não permitiriam esse método de alteamento. Assim, foram considerados parâmetros compatíveis de areia fina e argila mole para os rejeitos das barragens alteadas a montante e jusante, respectivamente.

Barragem	Altura (m)	Inclinação do talude (V:H)	Largura das bermas (m)	Método de alteamento
B1	15	1:1,5	5	Jusante
B2	30	1:2,0	5	Jusante
B3	45	1:2,5	5	Jusante
B4	30	1:2,0	5	Montante
B5	45	1:2,5	5	Montante

Quadro 1 – Características geométricas d	los modelos (empregados nas	análises.
--	---------------	----------------	-----------

Quadra 1 Danâmatraa	anatánning	amamagadag	magmadalag	analizadaz
Quauro 2 – Parametros	geotecnicos	empregados	nos modelos	anansados.

Material	Peso específico (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito	Resistência não- drenada (kPa)
Fundação	20	10	32°	-
Aterro	18	10	18° a 34°	-
Rejeito ¹	16	-	0°	12 a 28 + 4 kPa/m
Rejeito ²	16	0	16° a 24°	-
Lastro	16	10	20°	-
Filtro	18	0	30°	-

¹Rejeito empregado nas barragens alteadas a jusante com resistência não drenada crescente com a profundidade. ²Rejeito empregado nas barragens alteadas a montante.

3.2 - Método de Avaliação

A avaliação da segurança dos modelos propostos foi realizada através do cálculo do FS do talude de jusante empregando-se o software Slide 6.0®. Foram consideradas análises na condição ideal de projeto (sem presença de anomalias), assim como análises simulando erosões superficiais e trincas transversais (conforme Figura 3b) de pequeno, médio e grande porte, denominadas respectivamente de magnitudes 1, 2 e 3, definidas em hipótese como:

- Erosões de pequeno porte (magnitude 1): isoladas, superficiais e situada em apenas uma berma da seção;
- Erosões de médio porte (magnitude 2): numerosas, com profundidade de até 2 m e situadas em até duas bermas da seção;
- Erosões de grande porte (magnitude 3): numerosas, com profundidade de até 4 m e situadas várias bermas da seção;
- Trincas de pequeno porte (magnitude 1): transversais, saturadas, localizadas na crista e com profundidade de até 5% da altura da barragem;
- Trincas de médio porte (magnitude 2): transversais, saturadas, localizadas na crista ou reservatório e com profundidade de até 10% da altura da barragem;
- Trincas de grande porte (magnitude 3): transversais, saturadas, localizadas na crista ou reservatório e com profundidade de até 25% da altura da barragem.

Na implementação do método procedeu-se a análise prévia para definição das seções e parâmetros geotécnicos da condição ideal de projeto de modo a resultar em um FS superior 1,5, mas não superior a 2,2. Após a definição das seções ideais de projeto, foi calculado o FS para esta condição de projeto (simulando variações dos parâmetros de aterro e rejeitos), assim como calculado o FS para as condições de anomalias, comparando-se os FS conforme cálculo detalhado adiante. Além disso, foi calculado o FS para combinações de erosões e trincas a fim de se verificar o efeito combinado e a hipótese de validade de superposição dos efeitos. Destaca-se que a comparação entre os FS da condição de projeto e da condição de anomalias foi realizada fixando-se os parâmetros geotécnicos para que estes não interferissem nos resultados.

Foram adotadas as seguintes premissas nas análises de estabilidade:

- Critério de ruptura de Mohr-Coulomb;
- Superfícies circulares de ruptura;
- Método de análise de Morgenstern-Price que satisfaz, simultaneamente, o equilíbrio de forças e momentos entre fatias.

Para a avaliação da perda de segurança em barragens de rejeito devido à presença de erosões e trincas, partiu-se da definição de margem de segurança (MS) presente em Schultz et al. (2010), dada pela diferença entre forças de resistência (R) e forças de carregamento (C), conforme:

$$MS = R - C \tag{1}$$

Sabendo que o FS é definido pela razão entre essas entre R e C:

$$FS = \frac{R}{C} = \frac{MS + C}{C}$$
(2)

define-se MS em função de FS conforme:

$$MS = FS - 1 \tag{3}$$

A magnitude relativa do efeito das anomalias (erosões e trincas) foi determinada a partir do conceito de perda relativa de margem de segurança (ΔMS), conforme a equação seguinte, dada pela diferença entre o FS inicial do projeto (FS₀) e o FS contendo alguma anomalia (FS_A):

$$\Delta MS = \frac{FS_0 - FS_A}{MS} \tag{4}$$

Considerando que o FS_A é a própria condição real de segurança de uma barragem (*CRS*) para uma barragem quando é considerada uma anomalia, define-se *CRS* calculado por FS_0 , *MS* e ΔMS , conforme as equações seguintes:

$$CRS = FS_0 - MS \cdot \Delta MS \tag{5}$$

$$CRS = FS_0 - MS \sum \Delta MS \tag{6}$$

È importante salientar que a equação 6 somente será válida se o efeito da superposição dos efeitos de anomalias sobre a MS for verificado. Neste caso, o efeito de todas anomalias poderá ser representado pelo somatório simples de ΔMS .

4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 – Influência de Erosões Superficiais na Segurança de Barragens

Os resultados das simulações para avaliação da influência de erosões sobre a segurança de barragens em termos de ΔMS é apresentado graficamente na Figura 4, mostrando o efeito de erosões de pequena magnitude (a-b), média magnitude (c-d) e grande magnitude (e-f).

Nas avaliações foram consideradas a variação do ângulo de atrito do aterro (a-c-e) e a variação da resistência não drenada do rejeito para as barragens B1, B2 e B3 ou ângulo de atrito do aterro para as barragens B4 e B5 (b-d-f). Além disso, a figura mostra também o ΔMS médio para todas as simulações (linha horizontal contínua) e o desvio padrão dos resultados para todas as simulações (linha horizontal tracejada).

De forma geral, constata-se que o conjunto de dados possui pequena variação em relação à média geral (maioria das análises dentro dos limites de desvio padrão), sugerindo que as erosões têm efeito relativamente uniforme na segurança das barragens, independente do seu porte e tipo de alteamento. Fora do desvio padrão, identifica-se que a barragem B3 teve menores valores de ΔMS , provavelmente devido à ser a barragem de maior porte dentre os modelos.

Por outro lado, apesar de resultados relativamente uniformes para ΔMS , é possível observar que, de forma geral, o impacto sobre a segurança foi maior para as simulações com parâmetros de resistência menores, tanto para o aterro quanto para o rejeito. Destacam-se nessa observação a barragem B2 em relação à variação do atrito do aterro (Figura 4-a-c-e) e a barragem B5 em relação a variação do atrito do rejeito (Figura 4-b-d-f).

Avaliando-se o ΔMS em erosões de pequena magnitude (Figura 4-a-b), observa-se que a barragem B1 foi a mais impactada, seguidas de B4, B5, B2 e B3, indicando que pequenas erosões afetam mais negativamente barragens de pequeno porte. Já para erosões de magnitude média e grande (respectivamente Figura 4-c-d e Figura 4-e-f), o ΔMS indica um maior impacto nas barragens alteadas a montante (B4 e B5) do que nas barragens alteadas a jusante (B1, B2 e B3), porém também indica que quanto menor o porte da barragem, maior o impacto provocado pelas erosões sobre a segurança.



Fig. 4 – Influência de erosões de magnitude 1 (a-b), 2 (c-d) e 3 (e-f) na segurança de barragens (ΔMS) em função do atrito do aterro (a-c-e) e resistência do rejeito (b-d-f).



Fig.5 – Variação de ΔMS em função da magnitude das erosões.

Em termos médios, as erosões magnitude 1 resultaram em ΔMS em cerca de 4%, as erosões magnitude 2 em cerca de 7% e as erosões magnitude 3 em cerca de 12%, mostrados na tendência da Figura 5. Esse resultado foi coerente tanto na variação do atrito do aterro quanto na variação dos parâmetros de resistência do rejeito.

O ajuste linear da Figura 5 demonstra que existe uma proporcionalidade entre a magnitude das erosões e a perda relativa da margem de segurança, com um coeficiente de correlação de 96%. Além disso, verifica-se que o ajuste linear se situa dentro dos limites do erro padrão (calculado em 1,6% para mais ou para menos) em qualquer magnitude avaliada, também indicando um ajuste satisfatório do modelo.

4.2 – Influência de Trincas na Segurança de Barragens

A influência de trincas sobre a segurança de barragens é mostrada na Figura 6, sendo trincas de pequena magnitude (a-b), média magnitude (c-d) e grande magnitude (e-f).

Em contraste ao verificado para as erosões, para as trincas é observada uma maior dispersão dos resultados, ou seja, um grande número de resultados de análises fora dos limites de desvio padrão.



Fig.6 – Influência de trincas de magnitude 1 (a-b), 2 (c-d) e 3 (e-f) na segurança de barragens (ΔMS) em função do atrito do aterro (a-c-e) e resistência do rejeito (b-d-f).

De qualquer forma, verifica-se que a maior parte das análises ficaram dentro dos limites de desvio padrão (159 dentro dos limites contra 111 fora dos limites). Destaca-se a dispersão para as análises considerando trincas de grande magnitude com variação do atrito do aterro (Figura 6-e), onde verifica-se uma variação de ΔMS entre 6% e 43%.

Assim como o observado para erosões, a tendência de valores de ΔMS para trincas de médio e grande porte são maiores para os menores os ângulos de atrito do aterro (Figura 6-c-e). Já para trincas de pequeno porte (Figura 6-a), verifica-se que os maiores valores de ΔMS foram obtidos para ângulos de atrito de aterro intermediários. Por outro lado, como esperado, não é verificada variação significativa de ΔMS com a variação da resistência não drenada do rejeito (Figura 6-b-d-f) nas barragens B1, B2 e B3, indicando que as superfícies de ruptura interceptaram as trincas e não propagaram até o reservatório. Já nas barragens B4 e B5, alteadas a montante, é verificada uma grande amplitude de resultados de ΔMS com a variação do ângulo de atrito do rejeito, porém sem uma tendência definida.

Avaliando-se isoladamente para as barragens propostas, observa-se uma clara convergência para maiores de ΔMS para as barragens B1, B2, B3, B4 e B5 (Figura a-b-c-d-e), nesta ordem, indicando que, de modo geral, as trincas afetam mais gravemente a segurança das barragens de pequeno porte. A exceção dessa tendência foi verificada apenas para trincas de grande porte com a variação dos parâmetros de resistência do rejeito (Figura 6-f), onde os maiores valores de ΔMS foram obtidos para as barragens B2 e B3.

Observa-se que existe uma coerência de valores médios de ΔMS em função da magnitude da trinca, ou seja, independente se a análise é em relação à variação do atrito do aterro ou dos parâmetros de resistência do rejeito. Em termos médios, as trincas magnitude 1 resultaram em ΔMS em cerca de 9%, as erosões magnitude 2 em cerca de 15% e as erosões magnitude 3 em cerca de 24%, mostrados na tendência da Figura 7.

Assim como o observado para as análises de erosões, o ajuste linear da Figura 7 comprova que existe uma proporcionalidade entre a magnitude de trincas e a perda relativa da margem de segurança. Neste caso, o coeficiente de determinação foi de 99% e os resultados médios para qualquer magnitude de trinca avaliada ficaram dentro dos limites do erro padrão (calculado em 4,5% para mais ou para menos), indicando um ajuste satisfatório do modelo. Por esse modelo, as trincas de pequeno, médio e grande portes resultariam na perda relativa de segurança de 8%, 16% e 24%, respectivamente.



Fig. 7 – Variação de ΔMS em função da magnitude das trincas.

4.3 – Efeito Combinado de Trincas e Erosões na Segurança de Barragens

O efeito combinado de erosões e trincas sobre a segurança de barragens é mostrado na Figura 8, sendo a combinação de erosões trincas de pequena magnitude (a-b), média magnitude (c-d) e grande magnitude (e-f).

Observa-se, como esperado, que o efeito combinado de erosões e trincas aumentou o ΔMS para todas as barragens e todas as magnitudes simuladas, tanto para avaliações de modelos isolados quanto em termos médios. Observa-se também uma maior dispersão dos resultados de ΔMS em função da variação do atrito do aterro (Figura 8-a-c-e) em relação à dispersão ΔMS em função da variação dos parâmetros de resistência do rejeito (Figura 8-b-d-f).



Fig. 8 – Efeito combinado de erosões e trincas de magnitude 1 (a-b), 2 (c-d) e 3 (e-f) sobre ΔMS em função do atrito do aterro (a-c-e) e resistência do rejeito (b-d-f).

Assim como o observado nas simulações de trincas (Figura 6), verifica-se para o efeito combinado de trincas e erosões que existe uma tendência de diminuição de ΔMS em função do aumento dos ângulos de atrito do aterro nas barragens alteadas a jusante (Figura 8-a-c-e). Já para as barragens alteadas a montante, verifica-se que não há grandes variações de ΔMS em função dos

parâmetros de resistência do aterro ou do rejeito. Isso pode indicar que o efeito combinado de erosões e trincas é agravado em barragens que empregam solos com baixo ângulo de atrito em seus aterros.

Nas avaliações isoladas dos modelos de barragens propostos, observa-se maiores valores de ΔMS para as barragens B2, B1, B3, B4 e B5 (nesta ordem) em função da variação do atrito do aterro (Figura 8-a-c-e), assim como maiores valores de ΔMS para as barragens B1, B2, B4, B3 e B5 (nesta ordem) em função da variação dos parâmetros de resistência do rejeito (Figura 8-b-d-f). Desta forma é possível afirmar que as barragens de menor porte têm sua segurança mais afetada por trincas e erosões quando comparadas às barragens de maior porte.

Avaliando-se os valores médios, tem-se os seguintes valores de ΔMS para combinações de trincas e erosões: 15% e 14% (Figura 8-a-b) para magnitude 1; 24% e 23% (Figura 8-c-d) para magnitude 2; e 32% e 29% (Figura 8-e-f) para magnitude 3. Esses resultados médios podem ser visualizados mostrados na Figura 9, que também mostra o ajuste ao se considerar a soma simples de ΔMS das análises isoladas de trincas e erosões.



Fig. 9 – Variação de ΔMS em função do efeito combinado de erosões e trincas.

Verifica-se uma proporcionalidade nos ajustes lineares da Figura 9 entre a magnitude combinada de trincas e erosões e a perda relativa da margem de segurança. A confiabilidade da modelagem pode ser constatada ao observar que os resultados médios ficaram dentro dos limites do erro padrão, tanto para os resultados das análises combinadas de erosões e trincas (linha contínua) quanto para a soma dos valores de ΔMS das análises isoladas de erosões e trincas (linha tracejada).

Observa-se ainda na Figura 9 que o ajuste linear considerando a soma simples dos efeitos de trincas e erosões obtiveram um coeficiente de determinação de 99% ante um coeficiente de determinação de 83% para o ajuste linear das análises simulando essas anomalias combinadas. Dessa forma, foi testado o ajuste de 2º grau (linha pontilhada) para as análises de anomalias combinadas, no qual verificou-se um coeficiente de determinação de 99%. O valor negativo do coeficiente 0,019x² desse ajuste sugere que o efeito de anomalias de grande porte combinadas resultaria em ΔMS ligeiramente inferiores se comparados à soma simples de ΔMS quando soma-se os efeitos isolados de erosões e trincas.

Por outro lado, como a diferença observada entre o efeito combinado e a soma simples dos efeitos foi pequena (11,5% ante 14,5% para magnitude 1; 23,0% ante 23,5% para magnitude 2; e 34,5% ante 30,5% para magnitude 3), pode-se afirmar que é admissível presumir a validade de superposição dos efeitos. Desta forma, seria possível estabelecer uma forma expedita para avaliar o efeito de erosões e trincas sobre perda relativa da segurança de barragens através do simples levantamento dessas anomalias e soma de seus efeitos isolados.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados obtidos nesta pesquisa foi possível avaliar o efeito de erosões e trincas anomalias sobre a segurança de barragens, sendo possível sintetizar as principais conclusões do estudo:

(1) Foi possível quantificar o efeito sobre a perda relativa da margem de segurança de barragens através de análises em modelos computacionais, tanto para erosões quanto para trincas;

(2) Para as análises de erosões, a maioria dos resultados das simulações se distribuíram dentro dos limites do desvio padrão, sendo verificado uma diminuição sobre a margem de segurança de aproximadamente 3,5%, 7,0% e 10,5% respectivamente para erosões de pequena, média e grandes magnitudes;

(3) Para as análises de trincas, apesar de uma maior dispersão dos resultados em relação as análises de erosões, a maioria dos resultados das simulações também se distribuíram dentro dos limites do desvio padrão, sendo verificado uma diminuição sobre a margem de segurança de aproximadamente 8%, 16% e 24% respectivamente para trincas de pequena, média e grandes magnitudes;

(4) Os ajustes lineares da perda relativa da margem de segurança em função da magnitude de anomalias foram satisfatórios: os resultados médios ficaram dentro dos limites de erro médio tanto para erosões quanto para trincas, enquanto o coeficiente de determinação foi de 96% para as erosões e 99% para as trincas;

(5) Demonstrou-se com um desvio aceitável que o efeito combinado de erosões e trincas sobre a perda relativa da margem de segurança pode ser tomado como a soma simples dos resultados para avaliações isoladas de erosões e trincas, comprovando-se a validade de superposição dos efeitos na averiguação da presença de mais de uma dessas anomalias;

(6) De forma geral, os resultados demonstraram que é possível estimar o efeito de erosões e trincas sobre a perda da margem de segurança de barragens, podendo ser aplicada em inspeções de rotina e análises em portfólio para avaliação de segurança de barragens, diminuindo-se assim a subjetividade do avaliador.

6 – AGRADECIMENTOS

O autor agradece à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais – FAPEMIG – pelo apoio financeiro destinado ao projeto (processo APQ 01284-10).

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANA Agência Nacional de Águas (2017). Relatório de segurança de barragens 2016. ANA, Brasília, 225 p.
- Bowles, D.S.; Anderson, L.R.; Glover, T.F.; Chauhan, S.S. (1999). Understanding and managing the risk of aging dams: principals and case studies. In: 19th USCOLD Annual Meeting and Lecture, Atlanta, USA.
- Bowles, D.S. (2000). Advances in the practice and use of portfolio risk assessment. In: Proceedings of the 2000 Australian Committee on Large Dams ANCOLD, pp. 1-12, Queensland, Australia.
- Brasil (2010). *Política Nacional de Segurança de Barragens, Lei no. 12.334, de 20 de setembro de 2010*. Casa Civil Subchefia para Assuntos Jurídicos, Brazil.
- Curt, C.; Talon, A.; Mauris, G. (2011). A dam assessment support system based on physical measurements, sensory evaluations and expert judgements. Measurement, 44 (1): 192-201.

- Duncan, J.M. (1996). State of the Art: Limit Equilibrium and Finite-Element Analysis of Slopes. Journal of Geotechnical Engineering, 122 (1): 577-596.
- Fell, R.; Bowles, D.S.; Anderson L.R.; Bel, G. (2000). *The status of methods for estimation of the probability of failure of dams for use in quantitative risk assessment*. In: Proceedings of 20th International Congress on Large Dams, Beijing, China
- Hariri-Ardebili, M.A. (2018). *Risk, Reliability, Resilience (R3) and beyond in dam engineering: A state-of-the-art review.* International Journal of Disaster Risk Reduction, 31 (1): 806-831.
- Hartford, D.N.D.; Baecher, G.B. (2004). *Risk and uncertainty in dam safety*. Thomas Telford Ltd, London. 391 p.
- ICOLD International Commission on Large Dams (1982). *Manual on Tailings Dams and Dumps*. Committee on Dam Safety, Bulletin 45, Paris.
- ICOLD International Commission on Large Dams (1989). *Tailings Dam Safety*. Committee on Dam Safety, Bulletin 97, Paris.
- ICOLD International Commission on Large Dams (2005). *Risk assessment in dam safety management: a reconnaissance of benefits, methods and current applications*. Committee on Dam Safety, Bulletin 130, Paris.
- ICOLD International Commission on Large Dams (2009). *Dam safety management*. In: Proceedings of 23rd International Congress on Large Dams, Brasília, Brazil.
- Jansen, R.B. (1983). *Dams and Public Safety*. US Government Printing Office, US Bureau of Reclamation, Denver, 332 p.
- Jeon, J.; Lee, J.; Shin, D.; Park, H. (2009). *Development of dam safety management system*. Advances in Engineering Software, 40 (1): 554-563.
- Morgenstern, N.R. (2018). *Geotechnical Risk, Regulation, and Public Policy*. Soils and Rocks, 41(2): 107-129.
- Schultz, M.T. Gouldby, B.P.; Simm, J.D.; Wibowo, J.L. (2010). Beyond the factor of safety: Developing fragility curves to characterize system reliability. Techical Report: ERDC SR 10-1. U.S. Army Corps of Engineers, Washington.
- Silva, F. Lambe, T.W. Marr, W.A. (2008). *Probability and risk of slope failure*. Journal of Geotechnical Environmental Engineering, 134 (12): 1691-1699.
- USACE United States Army Corps of Engineers (1992). *Guidelines for risk and uncertainty analysis in water resources planning*, v. 2. IWR Report 92-R-2. U.S. Army Corps of Engineers, Washington.
- Valenzuela, L. (2016). Design, construction, operation and the effect of fines content and permeability on the seismic performance of tailings sand dams in Chile. Obras y Proyectos, 19 (1): 6-22.
- Zhang, L.; Peng, M.; Chang D.; Xu Y. (2016). *Dam failure mechanisms and risk assessment*. John Wiley & Sons, Singapore, 476 p.

DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA E A INFLUÊNCIA DOS MACRO E MICROPOROS EM UM PERFIL DE SOLO RESIDUAL

Determination of the characteristic curve and influence of macro and micropores on a residual soil profile

Fernando Carolino da Silva^a, Sabrina Marques Cabral^b, Renato Marques Cabral^c, José Camapum de Carvalho^a, Manoel Porfirio Cordão Neto^a, Renato Batista de Oliveira^d, Helmar Antônio Côrtes^d

- ^a Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.
- ^b Universidade Federal de Goiás, Goiânia, Brasil
- ° Universidade Estadual de Goiás, Brasil
- ^d Laboratório de Geotecnia em Furnas Centrais Elétricas S.A., Aparecida de Goiânia, Brasil

RESUMO – Para se compreender o comportamento dos solos não saturados uma das principais relações constitutivas utilizadas é sua curva característica. Nos solos tropicais a grande transformação pedogenética gera um elevado grau de agregação das partículas e uma característica de macroporosidade que é tanto mais acentuada quanto mais intemperizado é o solo. Este artigo tem por objetivo analisar a forma de se empregar dados obtidos para definição das curvas características por meio da placa de sucção, o papel filtro e o WP4C. A qualidade do ajuste dos dados obtidos para cada amostra de solo analisada a uma curva característica única é avaliada por meio do modelo proposto por Durner (1994). Complementarmente busca-se qualitativamente relacionar as formas das curvas características com a distribuição de poros dos solos analisadas por meio de microscopia eletrônica de varredura. Amostras foram coletadas do Campo Experimental na Universidade de Brasília. As análises realizadas mostram a coerência dos resultados obtidos por meio das três técnicas com a microestrutura dos solos e a adequabilidade do modelo de Durner e as curvas características obtidas.

SYNOPSIS – In order to understand the behaviour of unsaturated soils one of the main constitutive relations used is their characteristic curve. In tropical soils the great pedogenetic transformation generates a high degree of aggregation of particles and a characteristic of macroporosity that is all the more accentuated the more weathered the soil is. This article aims to analyze how to use data obtained to define the characteristic curves by means of the suction plate, the filter paper and the WP4C. The quality of the adjustment data obtained for each soil sample analyzed to a single characteristic curve is evaluated using the model proposed by Durner (1994). Complementarily, it is sought to qualitatively relate the shapes of the characteristic curves with the pore distribution of the analyzed soils by means of scanning electron microscopy. Samples were collected from the Experimental Field at the University of Brasília. The analyses performed show the coherence of the results obtained through the three techniques with the microstructure of the soils and the suitability of the Durner model and the characteristic curves obtained.

Palavras Chave - Curva Característica, Distribuição de Poros, Determinação Experimental.

Keywords - Characteristic Curve, Pore Distribution, Experimental Determination.

E-mails: fernandocarolinodasilva@hotmail.com (F. Silva), sabrinamarques02@hotmail.com (S. Cabral), renatocg@furnas.com.br (R. Cabral), camapum@unb.br (J. Carvalho), porfirio@unb.br (M. Neto), renatoba@furnas.com.br (R. Oliveira), helmarc@furnas.com.br (H. Côrtes)

1 – INTRODUÇÃO

Os solos tropicais não são apenas aqueles que se localizam entre os trópicos, mas aqueles que têm um comportamento hidromecânico e propriedades físico-químicas distintas dos solos sedimentares, em decorrência dos processos intempéricos, típicos das regiões tropicais (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015a).

Um solo tropical é produzido pela ação do intemperismo, que se reflete como um conjunto de modificações físicas, químico-mineralógicas, desintegração e decomposição que alteram as propriedades e estrutura do solo, impactando diretamente em seu comportamento hidromecânico (Lopera, 2016).

As propriedades e comportamento dos solos tropicais estão quase sempre associados à microestrutura desenvolvida no processo de formação. Nas obras de engenharia e em especial nas geotécnicas, o comportamento dos materiais empregados é geralmente estudado considerando-se suas características macroscópicas e pouco se estuda sobre o aspecto microestrutural desses materiais e sua composição químico-mineralógica. Entretanto, além de analisar a macroestrutura, compreender a microestrutura do solo é relevante para definir suas propriedades e comportamento (Lopera, 2016).

O Distrito Federal é coberto por um manto de solo residual resultante de intemperismo, principalmente químico, associado a processos de lixiviação e laterização de idade Terciária/Quaternária (Mendonça *et al.*, 1994).

Segundo Guimarães (2002), subjacente ao solo residual profundamente intemperizado, geralmente se encontra um solo de transição caracterizado por elevada heterogeneidade de propriedades físico-químicas e mineralógicas. Em seguida, tem-se o solo saprolítico, no qual se observa menor porosidade, com uma estrutura marcada pela rocha de origem com presença de minerais neoformados e minerais primários.

Estes perfis de solo geralmente são divididos em quatro camadas: solos residuais profundamente intemperizados, solos de transição, solos saprolíticos e saprólitos. O solo profundamente intemperizado apresenta geralmente fração significativa de agregados. O tamanho e estabilidade desses agregados depende dentre outros do clima, da rocha de origem, da geomorfologia e da condição de drenagem, podendo atingir fração pedregulho e mesmo dar origem a formação rochosa laterítica.

A Figura 1 apresenta resultados obtidos por Roseno e Camapum de Carvalho (2007) usando granulômetro a laser para o solo coletado a 4 m de profundidade no mesmo local objeto do presente estudo. Observa-se nessa figura não só a presença marcante de agregados como também o fato de que a estabilidade estrutural dos agregados é afetada pela técnica usada na desagregação e esta deve guardar um elo com o objetivo do estudo, por exemplo, se ele se volta para estabilizações químicas e lagoas de estabilização é relevante o uso de defloculante, e se está voltado para a construção viária torna-se relevante o uso de ultrassom ou de ambos se na obra forem usados solos estabilizados quimicamente. Cabe destacar que em solos pouco intemperizados como os solos saprolíticos também ocorrem diferenças texturais entre amostras naturais e aquelas submetidas à ação de defloculantes e/ou ultrassom, no entanto, geralmente o fenômeno nestes solos passa da desagregação presente nos solos profundamente intemperizados para defloculação e/ou desempacotamento dos grupamentos de partículas, pois neles o mais frequente é a presença de pacotes de argila.

O comportamento mecânico e hidráulico dos solos está relacionado à sua estrutura, podendo ser dividida em macro e microestrutura. A macroestrutura diz respeito a observação do todo e a microestrutura ao arranjo estrutural dos grãos e partículas e dos próprios agregados formados nos solos tropicais. Os microporos caracterizam a estrutura interior dos agregados e os macroporos constituem os vazios entre os agregados. Os microporos podem se encontrar interconectados e se ligando aos macroporos ou isolados.

No caso dos solos tropicais, o intemperismo e a acidez são responsáveis pela formação de agregações de partículas cimentadas ou não por óxidos e/ou hidróxidos de alumínio e/ou ferro. Estas



Fig. 1 – Influência da desagregação na textura do solo (modificado, Roseno e Camapum de Carvalho, 2007).

agregações por sua vez se ligam umas às outras formando macroporos, seja por estes mesmos cimentos, seja por pontes de argila, dando assim origem a distribuição bimodal de poros desse solo (Camapum de Carvalho e Leroueil, 2004).

Dada a importância das dimensões dos poros no comportamento de retenção de água pelos solos cabe destacar que Klein e Libardi (2002) consideram como macroporos, os poros de diâmetro (\emptyset) maior que 0,05 mm e como microporos, poros com \emptyset menor que 0,05 mm. Já Marcelo *et al.* (2016) fazem uma maior compartimentação do tamanho dos poros macroporos, poros com $\emptyset > 0,3$ mm; mesoporos, poros com \emptyset entre 0,3 e 0,05 mm; microporos, poros com \emptyset entre 0,05 e 0,0002 mm e criptoporos, poros com $\emptyset < 0,0002$ mm.

As duas classificações são diferentes, sendo que a segunda considera os mesoporos nas dimensões dos macroporos da primeira e os criptoporos nas dimensões dos microporos. Nesse artigo será adotada a classificação sugerida por Klein e Libardi (2002), visto a dificuldade de analisar particular menores que 0,0002 mm.

Considerando-se o perfil de intemperismo do Distrito Federal, geralmente se tem no solo profundamente intemperizado uma estrutura bimodal. O solo pouco intemperizado deste perfil de intemperismo comumente é marcado por uma distribuição de poros variando entre uniforme e bem graduada a depender, em especial da sua composição granulométrica e do próprio tipo e nível de intemperização físico-química e mineralógica sofridos. Já os solos de transição entre estas duas zonas são geralmente compostas por porções, muito intemperizadas, porções pouco intemperizadas e porções intermediárias, sendo com isto marcados por maior heterogeneidade estrutural, de propriedades físico-químicas e mineralógicas e de comportamento hidromecânico (Cardoso, 2002).

A curva característica de um solo expressa graficamente a capacidade de retenção de água que ele apresenta. Essa capacidade de retenção de água corresponde ao somatório dos efeitos osmótico, capilar e das forças de adsorção características dos minerais que o compõem. A literatura divide esses efeitos em sucção osmótica e sucção matricial e intitula o somatório desses dois efeitos como sucção total. No entanto, como a sucção matricial é geralmente tratada como um efeito capilar, termina não aparecendo de modo explícito o efeito das forças de adsorção que tem grande relevância na maioria das argilas, apesar de sua insignificância, do ponto de vista da engenharia, em minerais como o quartzo. Nesse artigo, optou-se por considerar simplesmente o entendimento clássico, ou seja, sucção total é igual a sucção osmótica mais a sucção mátrica devendo-se, no entanto, entender

que medidas de sucção mátrica por meio de técnicas como a do papel filtro e célula ou placa de sucção compreendem os efeitos capilar e de forças de adsorção.

A Figura 2 mostra a mudança na forma da curva característica em função do estado estrutural do solo, comparando solos pouco e muito intemperizados. A curva característica representativa dos solos pouco intemperizados é monomodal (a) e a curva característica representativa dos solos profundamente intemperizados é bimodal (b). A curva característica bimodal é marcada por duas entradas de ar, uma nos macroporos e outra nos microporos, que maioritariamente integram os agregados.

Considerando-se a possibilidade de analisar-se a estrutura de um solo utilizando a Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e a Curva Característica, esse artigo recorrerá a algumas técnicas para definir a estrutura ao longo de um perfil de solo intemperizado do Distrito Federal. As análises



Fig. 2 – Parâmetros da Curva Característica: (a) Monomodal (Gitirana Junior *et al.*, 2015); (b) Bimodal (Feuerharmel *et al.*, 2005).

semiquantitativas, de modo estimativo, das imagens obtidas do MEV foram realizadas utilizando-se o programa Imagej com livre acesso na internet. Esse programa permite observar as áreas e magnitudes de determinadas componentes de uma imagem.

O presente estudo se volta para a análise estrutural e de curvas características obtidas para um perfil de intemperismo tropical sendo analisadas amostras coletadas a 2 m, 4 m, 6 m, 8 m, 10 m e 12 m de profundidade.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Solos Estudados

O local onde foram coletadas as amostras para os ensaios deste estudo é o Campo Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, que se situa no Campus Universitário Darcy Ribeiro, Asa Norte – Brasília – Distrito Federal. A posição geográfica é determinada pelas coordenadas 15°45'56'' de latitude sul e 47°52'20'' de longitude oeste. O local representa o perfil típico da camada porosa de Brasília e é um solo residual do domínio da unidade ardósia do grupo Paranoá.

Foram coletadas amostras indeformadas para se evitar variações das características estruturais e mineralógicas do solo procedentes da manipulação e amostras deformadas que foram utilizadas nos ensaios de caracterização física e compactação. Para a coleta das amostras realizou-se um poço com 12 m de profundidade e 1,2 m de diâmetro, escavado de acordo com a norma ABNT NBR 9604 (2016).

Foram coletadas amostras deformadas e indeformadas nas profundidades descritas no Quadro 1. As amostras indeformadas, tomadas de forma cúbica com dimensões de aproximadamente 30x30x30 cm, foram parafinadas e guardadas em câmara úmida em condições de temperatura estáveis. As amostras deformadas, cerca de 200 kg por profundidade, foram acondicionadas em sacos plásticos objetivando manter ao máximo a umidade natural.

Tipo	Profundidade (m)	Classificação Tátil Visual
	(1,7 a 2,0)	Areia argilosa vermelha
	(3,7 a 4,0)	Areia argilosa vermelha
Deformada e	(5,7 a 6,0)	Argila arenosa vermelha
Indeformada	(7,7 a 8,0)	Argila arenosa vermelha
	(9,7 a 10,0)	Silte variegado
	(11,7 a 12,0)	Silte variegado

Quadro 1 - Relação das Amostras Utilizadas (Rodrigues, 2017)

Para analisar a estrutura do solo em estudo foram realizados ensaio para definição da caracterização geotécnica, análises utilizando microscopia eletrônica de varredura e curvas características utilizando placa de sucção, ensaio papel filtro e WP4C.

2.2 – Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

O termo análise microscópica dos solos refere-se à caracterização da microestrutura do material, no que diz respeito à composição, quantidade, tamanho, forma e distribuição das fases, podendo a análise envolver todas ou apenas parte dessas características.

A principal função de qualquer microscópio é tornar visível o que excede o limite de resolução a olho nu (0,2 mm). A forma mais antiga e usual de observação é por meio da lupa seguida do microscópio óptico, que ilumina o objeto com luz visível ou luz ultravioleta. Os microscópios ópticos convencionais estão geralmente limitados a um aumento máximo de 2.000 vezes, porque acima deste valor, detalhes menores se tornam imperceptíveis (Dedavid *et al.*, 2007).

A microscopia eletrônica de varredura se apresenta como uma técnica mais adequada ao estudo da microestrutura dos solos, pois ela permite ampliações que podem superar 300.000 vezes, a depender do equipamento (Maliska, 2005).

O microscópio eletrônico de varredura (MEV) possibilita a observação e análise da superfície de amostras espessas através de imagens tridimensionais, associadas à alta resolução que pode alcançar valor melhor do que 1nm e à elevada profundidade de foco.

No uso do MEV convencional há necessidade de baixa pressão (alto vácuo) e as amostras de materiais que não são bons condutores, como é o caso do solo, sofrem acúmulo de cargas, gerando campos elétricos intensos deteriorando a qualidade das imagens formadas. Uma solução para superar essa dificuldade é cobrir toda superfície da amostra com uma delgada camada de material condutor (ouro, platina, carbono ou alumínio), processo chamado de metalização (Hinrichs e Vasconcellos, 2014).

Além do MEV convencional que opera a alto vácuo, existe o MEV de baixo vácuo (ou de pressão variável), que é útil em casos em que a metalização não é conveniente. O MEV de baixo vácuo pode ser operado na condição de alto vácuo como um MEV convencional.

Na análise foi utilizado um MEV da marca Tescan, modelo VEGA 3, com filamento padrão de tungstênio, de vácuo variável (alto e baixo) e com sistema duplo de EDS da Oxford (Figura 3a). Na metalização foi utilizado um equipamento da marca Quorum, modelo Q150R ES (Figura 3b).

Neste estudo, devido à menor interferência na estrutura do solo, optou-se pelo uso de baixo vácuo sem metalização das amostras, sendo o uso da técnica de alto vácuo com metalização das amostras realizado apenas para efeito de comparação e análise do impacto desta técnica na microestrutura do solo. Nessa análise comparativa foi utilizada apenas a amostra coletada a 2 m de profundidade.

Foram realizadas análises no MEV em amostras naturais indeformadas. Estas amostras naturais foram retiradas de blocos indeformados coletados do perfil de solo nas profundidades indicadas no Quadro 1. A obtenção da superfície de observação foi feita por meio de esfoliações e faturamento da amostra em pequenos fragmentos, sem causar perturbação na superfície de observação.



Fig. 3 – (a) Microscópio eletrônico de varredura; (b) Metalizador.
As amostras, sem passar por nenhum processo de secagem, foram mantidas dentro de um dessecador para preservar a sua umidade, e em seguida, foram analisadas com o microscópio eletrônico de varredura operando a baixo vácuo.

Para analisar as amostras com o MEV, operando em alto vácuo, foi necessário realizar o processo de metalização das amostras. O procedimento utilizado consistiu em secar a amostra ao ar, depois fixá-la em um porta-amostra de alumínio, usando emulsão de prata, fazendo a interligação da superfície da amostra com o porta-amostra, com a finalidade de assegurar boa condutividade elétrica entre eles. Posteriormente, essa amostra foi levada ao processo de metalização por aproximadamente 60 segundos, onde se revestiu a superfície da amostra com uma fina camada (20 – 30 nm) de ouro, a fim de tornar essa superfície condutora (Figura 4a).

O porta-amostra contendo solo analisado foi colocado na câmara de amostras do MEV (Figura 4b). No modo de operação a baixo vácuo, foi mantida na câmera de amostras a pressão 5 Pa. Nas análises em alto vácuo as amostras, depois de terem passado pelo processo de metalização, foram submetidas para análise a pressão de vácuo 10⁻³ Pa. Destaca-se, no entanto, que a própria desidratação da amostra para metalização a conduz a valores muito mais elevados de sucção.

O porta-amostra é fixo em um suporte que se movimentava de acordo com a intenção do operador em capturar imagens de diferentes partes da amostra.



Fig. 4 – (a) Amostra após metalização; (b) Câmara de amostra.

2.3 – Curva Característica

Segundo Queiroz (2015) é necessário a combinação de mais de um método de ensaio laboratorial para abranger toda a variação de sucção dos solos do Distrito Federal, visto que esses tipos de solos apresentam curvas bimodais variando a sucção entre 1 kPa a 100000 kPa.

Para construção da curva característica completa do solo tropical do Campo Experimental da UnB foram utilizadas três técnicas: Placa de Sucção, Ensaio Papel Filtro e WP4C.

2.3.1 – Procedimento Experimental da Placa de Sucção

A técnica da placa de sucção consiste em colocar uma amostra em uma placa porosa, saturada, cujo valor de entrada de ar é superior à sucção que se deseja medir. Uma diferença de pressão é estabelecida na placa, aplicando diretamente uma sucção à parte inferior do sistema, enquanto a parte superior se mantém na pressão atmosférica. Após o tempo necessário para atingir o equilíbrio hidráulico, retira-se a amostra e determina-se a umidade. Nessa técnica determina-se apenas a sucção matricial do solo, pois a placa é permeável aos íons dissolvidos na água (Queiroz, 2015).

A parte inicial da curva característica, correspondente aos menores valores de sucção, foi determinada utilizando o método da placa de sucção. Os ensaios foram realizados utilizando o equipamento desenvolvido por Otálvaro (2013), Figura 5.

Segundo Otálvaro (2013) o equipamento é composto por três sistemas principais: i) uma célula de aço inox constituída por três peças: base, anel porta amostra e anel superior. A base conta com uma entrada e uma saída para a água deionizada, e um fundo rebaixado em forma de espiral para facilitar a saturação da pedra porosa de 100 kPa de entrada de ar, e o anel superior é provido de uma tampa acrílica perfurada; ii) o sistema de saturação é constituído por um reservatório de cinco litros e uma superfície que garanta uma diferença de nível de 1,5 m em relação ao reservatório; e iii) um sistema de imposição de sucção, composto por uma prateleira colocada a 2,3 m do nível do piso do laboratório, um tubo guia para deslocar verticalmente a bureta provendo uma diferença de nível de 1,7 m, e uma bureta de 50 mL graduada.

A placa de sucção foi utilizada para valores de sucção menores ou iguais a 16 kPa. O princípio de funcionamento consiste na aplicação direta de uma carga hidráulica negativa na amostra, mantendo a pressão de ar sob condições atmosféricas. A carga hidráulica negativa é limitada a 100 kPa devido à possibilidade de cavitação dentro do tubo de drenagem (Otálvaro, 2013).



Detalhe da Placa de Sucção, sem cerâmica

Fig. 5 – Placa de Sucção Laboratório de Geotecnia da UnB (Otálvaro, 2013).

6 - Bureta

O ensaio é executado em duas etapas: Na primeira etapa a placa é colocada no nível da bancada e a água circula entre o reservatório e a placa, saturando-a. Em seguida os registros da placa são fechados, coloca-se papel filtro por cima da pedra porosa, para evitar contato da pedra com a amostra, insere a amostra de solo moldado, encaixando-se o anel cilíndrico de aço na placa, e usa um recipiente plástico por cima da placa, para evitar a evaporação de água. Na segunda etapa a placa é içada ao nível da prateleira, abre-se registro da bureta e posiciona-se o menisco no nível da placa. Aguarda-se estabilizar a leitura e corrige-se a posição do menisco. A partir daí posiciona-se inicialmente o menisco a 10 cm abaixo do nível da placa, o que corresponde à sucção aplicada de 1 kPa. Anota-se o volume que entra na bureta em intervalos de tempo crescentes até a estabilização. Repete-se o procedimento para cada patamar de sucção desejado.

A aplicação de sucção nas amostras em que foram realizados os ensaios com a placa de sucção se deu para variações de 2 kPa entre estágios. As mudanças de sucção foram efetuadas após o término do fluxo de água em cada estágio. O término da aplicação de sucção em cada estágio se deu quando do aparecimento de bolhas de ar no sistema placa-bureta.

2.3.2 – Procedimento Experimental do WP4C

O ensaio para obtenção dos valores de sucção utilizando o equipamento WP4C consiste nos seguintes procedimentos:

Primeiro Passo: utiliza-se um anel de metal com as dimensões de 38 mm x 6 mm e um estilete para moldagem da amostra a ser colocada na cápsula do equipamento. Deve-se então escolher a cápsula para o armazenamento da amostra. O WP4C possui dois tipos de cápsula: as de plástico descartável e aço inoxidável. As cápsulas descartáveis de plástico são adequadas para a maioria das amostras, mas não são boas quando se trata de amostras úmidas. Para medir amostras com potencial de água mais úmido do que -1 MPa, deve-se utilizar as de aço inoxidável. Nessa pesquisa foram utilizadas cápsulas de aço. As cápsulas antes de serem utilizadas foram limpas com água deionizada para evitar que os solutos contaminem amostras subsequentes causando potencial osmótico artificialmente negativo. Retira-se a amostra do anel de metal com o auxílio de um extrator.

Segundo Passo: em seguida pesa-se a cápsula de aço sem a amostra para cálculo do teor de umidade. Nesta pesagem foi utilizado uma balança com precisão de 0,001g. Coloca-se a amostra na cápsula, tomando-se o cuidado para que a amostra possua metade da altura da cápsula, pois quando muito cheias podem contaminar os sensores na câmara. Outro aspecto importante que deve ser ressaltado foi o cuidado para que a amostra cobrisse completamente o fundo da cápsula, pois o WP4C não é capaz de medir com precisão uma amostra que não cobre o fundo da cápsula gerando-se erros então na realização do ensaio. Quando se tem uma área de superfície de amostra maior acelera a leitura encurtando o tempo necessário para alcançar o equilíbrio de vapor e aumentando a precisão do instrumento fornecendo medições de temperatura de amostra mais estáveis. Pesa a cápsula com amostra para o cálculo do teor de umidade. O equipamento deve ser ligado e esperar cerca de 20 minutos para realização da primeira leitura, então foi tomado o cuidado de tampar a amostra para evitar que a mesma tivesse alguma interferência da umidade do ambiente. Abre-se a "gaveta" do equipamento e coloca a amostra preparada na gaveta.

Terceiro Passo: ao colocar a amostra na câmara do equipamento foi averiguado a temperatura da amostra pressionando o botão direito do equipamento. Se a amostra estiver mais quente do que a câmara (Ts - Tb um número positivo), o equipamento não efetuará a leitura e a amostra deve ser retirada imediatamente, deixando-a esfriar em uma superfície fria com a tampa. Não se deve esfriar muito a amostra, ou o tempo de equilíbrio será alongado ao retornar ao equipamento. O tempo para resfriamento deve ser por volta de um minuto, retomando o procedimento e observando a diferença de temperatura (idealmente Ts - Tb entre -0,5 e 0), pois entre esse intervalo as leituras realizadas pelo equipamento são mais rápidas. Deve-se girar o botão da gaveta da amostra para a posição READ para selas a cápsula da amostra com a câmara e então inicia-se a primeira leitura da amostra.

No final da leitura o equipamento emitirá um bip e a luz verde ficará piscando. O instrumento apresentará em seu display a sucção em MPa, a função logarítmica na base 10 da sucção e a temperatura da amostra. Então abre a gaveta da amostra e a pese novamente a amostra para determinação da sua umidade. A Figura 6 ilustra os passos descritos.

Primeiro Passo



Fig. 6 – Procedimento Experimental com equipamento WP4C.

Para efetuar as próximas leituras, é necessário deixar a amostra em repouso durante o tempo de 5 a 20 minutos para depois realizar novamente uma nova leitura. O procedimento a ser utilizado no WP4C é o de leituras no modo preciso. As explicações sobre qual modo de leitura a se utilizar estão descritas no Decagon Devices (2013). Para se avaliar a eficácia do equipamento serão utilizadas amostras indeformadas, tendo-se o cuidado de preencher toda a base do molde.

O equipamento foi bastante eficiente, simples e ágil na determinação das curvas características das amostras, levando em torno de dois dias para a determinação das curvas características de cada amostra. Quando se deixa uma amostra de um dia para o outro deve-se fechar o recipiente com uma tampa apropriada da cápsula e envolve-la com plástico filme para evitar possível perda de umidade do material.

O alcance de medições de sucção com WP4C vai de 0 a 300000 kPa, onde de 0 a 10000 kPa tem-se leituras com baixa precisão, sendo recomendável usá-lo apenas acima de 100 kPa para obtenção da sucção total. Portanto, para obtenção da curva característica foi utilizado o equipamento como forma de complementação a outras metodologias, lembrando que não se consegue obter uma curva característica inteiriça usando somente um equipamento.

As amostras iniciaram com as seguintes umidades: para profundidade de 2m (w = 6,9 %), 4m (w = 18,7 %), 6m (w = 20,6 %), 8m (w = 15,9 %), 10m (w = 8,4 %), 12m (w = 9,0 %).

2.3.3 – Procedimento Experimental do Ensaio Papel Filtro

A determinação da curva característica pelo método do papel filtro foi realizada de acordo com a metodologia proposta por Marinho (1995).

A técnica consiste na utilização de papéis filtro (do tipo quantitativo) como instrumento de medida para a quantificação indireta da sucção matricial e/ou total do solo.

A metodologia do papel filtro baseia-se na colocação do solo, com determinado teor de umidade, em contato com um material poroso ou próximo deste (i.e., papel filtro), com uma umidade menor, que possua a capacidade de absorver água. O contato ou a proximidade faz com que o papel filtro absorva água do solo (seja por efeitos de capilaridade – sucção matricial ou por fluxo de vapor – sucção total) até que o equilíbrio de energia livre da água entre o solo e o papel seja alcançado. A sucção do solo é obtida a partir da umidade do papel filtro e da sua curva de calibração. Quando o equilíbrio é alcançado, os materiais, solo e papel, atingem um mesmo valor de sucção, porém, com umidades geralmente diferentes (Marinho, 1995).

Para a medição da sucção matricial, o papel filtro é colocado diretamente sobre a superfície da amostra, com objetivo de entrar em contato direto com a água presente nos poros do solo. No presente estudo a medição da sucção matricial foi efetuada colocando-se três papeis filtros sobrepostos em contato com o corpo de prova, sendo, um em contato com o solo para proteger o papel do meio contra contaminação e um externo para permitir melhor equilíbrio da umidade e, portanto, da sucção no papel do meio.

Para a medição da sucção total, foi colocado um espaçador de PVC de 8 mm entre a amostra e o papel filtro, garantindo a troca de umidade entre o solo e o papel filtro apenas por fluxo de vapor, sem permitir o contato da água presente nos poros do solo com o papel. Nesse caso o papel para controle dá sucção foi colocado diretamente em contato com o espaçador.

Montado o ensaio envolveu-se as amostras com duas camadas de filme plástico e depois mais duas camadas de papel alumínio, posteriormente identificadas e colocadas em uma caixa de isopor, que permaneceu lacrada por 15 dias, tempo admitido como suficiente para que se atingisse o equilíbrio de sucção entre o papel filtro e o solo.

Com as umidades dos papeis filtro (wp) e as curvas de calibração, obteve-se as sucções dos corpos de prova, utilizando as equações seguintes, propostas por propostas por Chandler *et al.* (1992):

$$Sucção (kPa) = 10^{(6,05-2,48*\log wp)}$$
(1)

para umidade do papel filtro maior que 47% e:

$$Sucção (kPa) = 10^{(4,84-0,0622*log wp)}$$
(2)

para umidade do papel filtro menor ou igual a 47%.

Para a determinação da curva característica pela técnica do papel filtro, utilizou-se o método da trajetória mista, tal método consiste na adição de água nos corpos de prova por gotejamento em alguns pontos da curva, naqueles com umidade alvo acima da umidade natural do bloco da amostra e outros pontos deixando-se secar ao ar os corpos de prova para umidades alvos menores que a

natural. Adotando este procedimento foram determinadas as sucções matriciais e total. O papel filtro utilizado para todas as amostras foi o Whatman N $^{\circ}$ 42.

2.3.4 – Ajuste das Curvas Características

Para a realização da análise da modelagem das curvas características considerando-se a interferência das particularidades microestruturais dos solos, como já pontuado, foram utilizados os resultados obtidos pelas técnicas da placa de sucção, ensaio papel filtro e WP4C.

Considerou-se nestes ensaios que a placa de sucção avalia poros de maior dimensão, o papel filtro cobre a zona de poros que vem a seguir até atingir a zona de microporos e partir daí passou-se a considerar os resultados oriundo do WP4C, destacando-se que existe nos extremos zonas de sobreposição entre estas técnicas de ensaio.

Considera-se que nessas análises a zona de microporos, principalmente quando estes integram agregados nos solos profundamente intemperizados, é crítica, pois, se por um lado o papel filtro muitas vezes não consegue captar a sucção de microporos presentes em certos agregados, devido à falta de continuidade do filme de água no solo, por outro, o WP4C, por medir a sucção total, engloba nos resultados a sucção osmótica.

O erro dessa consideração dos resultados do WP4C como medida da sucção mátrica será tanto maior quanto mais significativa for a sucção osmótica e menor for a sucção mátrica. Para os solos estudados, como se verá, as diferenças não foram tão significativas.

Para a representação matemática dos dados experimentais das curvas características foi utilizada a proposta de Durner (1994):

$$w = \frac{w_M}{[1 + (a_M * \Psi)^{n_M}]^{1 - 1/n_M}} + \frac{w_m}{[1 + (a_m * \Psi)^{n_m}]^{1 - 1/n_m}}$$
(3)

onde os índices M e m são utilizados para diferenciarem respectivamente a macro e a microestrutura; a e n são parâmetros de ajustes respectivamente relacionados ao valor de entrada de ar e à distribuição do tamanho dos poros; $w_M e w_m$ são parâmetros relacionados à umidade que fica retida nos macroporos e nos microporos retirados da curva característica; Ψ é a sucção; w é o teor de umidade em peso. Os parâmetros de ajustes são definidos por tentativas.

Segundo Grau (2014) a equação bimodal de Durner (1994) geralmente consegue descrever de maneira adequada as curvas características do solo de Brasília, justamente por considerar a presença de dois diâmetros de poros dominantes.

2.3.5 – Programa ImageJ

As imagens obtidas no microscópio eletrônico de varredura (MEV), foram analisadas qualitativamente no aspecto macro e semiquantitativamente, de modo estimativo, no aspecto micro. As análises qualitativas definidas como componente macro da estrutura do solo servem para avaliações da distribuição de poros, observação da conectividade entre eles e entre os grãos, análise textural e de homogeneidade entre outros fatores estimáveis visualmente.

O programa Imagej trabalha com diferentes tipos de imagens importadas para o programa, que podem ser modificadas para 8 byte, 16 byte, 32 byte, RGB-cor e diferentes frequências de cor e canais, além de permitir a separação de imagens coloridas, para as quais se estabelecem ramos dos tons que são objeto de estudo e seleção. É possível após a seleção dos objetivos, neste caso os poros, realizar a contagem e medição dos mesmos. Seria possível ainda realizar a contagem das partículas, mas pela condição agregada presente nos solos tropicais profundamente intemperizados e a ocorrência de partículas sobrepostas e em pacotes nos solos tropicais pouco intemperizados, a aplicação do programa perderia, no caso, em exatidão (Lopera, 2016).



Fig. 7 - Análises semiquantitativos no software Imagej das imagens obtidas no MEV.

As análises semiquantitativas foram realizadas utilizando-se o programa Imagej com livre acesso na internet. Esse programa permite observar as áreas e magnitudes de determinadas componentes de uma imagem. No presente estudo observaram-se as áreas de vazios, distinguidas pela cor preta e ausência de brilho, característica que se faz presente nos minerais, que no programa estão identificadas pela cor vermelha. A Figura 7 exemplifica como foi realizada as análises das imagens.

Posteriormente às análises realizadas da quantidade de poros, assim como de seus tamanhos, realizou-se uma seleção da porosidade total a qual foi analisada obtendo-se a quantidade de poros e suas magnitudes.



Fig. 8 – Processo de Medição dos Poros.

Então tem-se a relação entre a área de poros (Ap) e a área total das imagens (At), sendo possível estimar a relação da porosidade (Ap/At) por meio dessas análises semiquantitativas e confirmar a avaliação qualitativa das imagens indicando menor porosidade para o solo saprolítico. A precisão da medição depende da qualidade da imagem e da capacidade do programa, devendo-se salientar ainda que a visualização da imagem não é 3D e, portanto, não dá valores exatos em relação à porosidade determinadas no Quadro 1, e sim são valores estimados (Figura 8).

A precisão da medição depende da qualidade da imagem e da capacidade do programa, devendose salientar ainda que a visualização da imagem não é 3D e, portanto, não dá valores exatos em relação à porosidade, e sim são valores estimados (Lopera, 2016).

3 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 - Caracterização Geotécnica do Solo

A caracterização geotécnica foi realizada de acordo com os procedimentos das normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). O Quadro 2 apresenta os resultados obtidos para as amostras estudadas.

Profundidade (m)	γ (kN/m³)	γs (kN/m³)	w (%)	e	n (%)	Sr ₀ (%)
2	11,98	27,32	13,4	1,587	61,3	23,1
4	15,12	27,10	24,2	1,227	55,1	53,4
6	15,61	27,24	24,4	1,171	53,9	56,8
8	15,79	27,07	19,3	1,045	51,1	50,0
10	15,98	27,84	11,4	0,941	48,5	33,7
12	16,58	27,78	15,4	0,933	48,3	45,8

Quadro 2 - Características Geotécnicas ao longo do perfil de solo estudado.

Neste Quadro γ é o peso específico natural, γ_s o peso específico dos sólidos, w a umidade natural, e o índice de vazios, n a porosidade e Sr_o o grau de saturação "in situ" no momento da amostragem.

A Figura 9 apresenta os resultados obtidos por Rodrigues (2017), Guimarães (2002) e Lopera (2016) para limites de Atterberg, granulometria com e sem defloculante e mineralogia. Observa-se desses resultados que até a profundidade de 4 m o perfil de solo apresenta elevado teor de gibbsita e baixo teor de caulinita sendo que a partir dessa profundidade o teor de caulinita aumenta e o teor de gibbsita diminui até desaparecer na profundidade de 10 m. A moscovita surge na profundidade de 8 m. As análises granulométricas mostram um elevado teor de agregado até a profundidade de 8 m. Até essa profundidade o teor de argila com defloculante é elevado e superior ao teor de silte que passa a aumentar e ser elevado a partir de 8 m de profundidade. A plasticidade do solo aumenta na zona de transição (8 m e 10 m) diminuído novamente ao adentrar no solo saprolítico (12 m).

A alteração pela ação da água gera lixiviação, hidrólise e alteração de minerais, primeiro os álcalis (Na, K, Ca, Mg, Ti, etc.) posteriormente Al, Fe e Si de acordo a fragilidade que apresentam. Destas alterações geram-se diferentes concentrações de minerais, primários e secundários, argilominerais, óxidos e hidróxidos. Na Figura 9 obteve para a mineralogia do perfil de solo estudado até a profundidade de 12 m.





3.2 - Análise Estrutural do Perfil de Solo Estudado

Neste item são apresentadas as imagens obtidas com o microscópio eletrônico de varredura do perfil de solo estudado. Por meio dessas imagens, avaliou-se microestrutura desse solo para a condição do solo em seu estado natural e com o modo de operação do microscópio em baixo vácuo.

As análises microestruturais apresentadas nesse item são de grande relevância, pois permitem entender a distribuição de poros no solo ao longo do perfil de intemperismo.

Os resultados das avaliações ópticas tem uma fase qualitativa realizada sobre algumas imagens tomadas com o MEV nas quais as principais variáveis da observação foram os macrocomponentes como a textura, agregação e grãos. Também foram realizadas observações microestruturais onde foram também empregadas em análises semiquantitativas em que se observou características tanto macro como micro a partir das diferentes amplificações das imagens realizadas.

Pode observar-se nas imagens da Figura 10, a alteração do grau de agregação do solo ao longo do perfil constatando que ele diminui com o aumento da profundidade. A redução da agregação com o aumento da profundidade ao longo do perfil é responsável pela diminuição da macroporosidade e microporosidade, sendo que essa queda da agregação pode estar atrelada à diminuição de gibbsita com o aumento da profundidade no perfil (Figura 10 – Ampliações 100 x).



Fig. 10 – Microscopias do Solo Natural.

No estudo qualitativo da composição macro das imagens verificou-se nos solos uma aparência agregada visível. A configuração e distribuição dos vazios são variadas indo de vazios isolados a cadeias de vazios interagregados. Essa aparência do solo vai mudando com o aumento da profundidade passando a ocorrer menos e menores agregados e macroporos. Observa-se na Figura 10 que a variabilidade da distribuição e tamanho dos poros tende a diminuir com o aumento da profundidade. Observa-se também que para as profundadidades de 10 e 12 metros, mostra para o solo saprolítico a inexistência de agregações e macroporosidade e uma porosidade com distribuição mais uniforme dos poros.

Na Figura 11a apresenta-se o aspecto geral da amostra de 2 metros de profundidade com ampliação de 100x. Observa-se um solo com uma estrutura predominante de macroporos e as agregações de óxidos-hidróxidos e argila, com boas ligações entre os agregados e alguns caminhos preferenciais de fluxo. Verifica-se também uma certa distribuição espacial homogênea de macroporos com macroporos heterogêneos. A partir da ampliação de 1000 vezes (Figura 11b), observa-se uma estrutura fechada em relação ao agregado, e os microporos internos a essas agregações. Por se tratar de um solo maduro, as partículas de argila não estão preservadas na morfologia original, devido à alteração causada pelo intemperismo.



(a) (b) Fig. 11 – Profundidade 2 m: (a) Ampliação 100x; (b) Ampliação 1000x.

As imagens obtidas para a profundidade de 4, 6 m considerando-se aumentos similares a estes estão mostradas na Figura 10, que não existe grandes diferenças macroestruturais entre as amostras ao longo do perfil na zona correspondente ao solo profundamente intemperizado.

A amostra de 8 metros de profundidade representa o horizonte de transição, com características do horizonte superior de solo laterítico juntamente com características da camada inferior de solo saprolítico. Essa amostra quando observada macroscopicamente apresenta regiões com aspectos diferentes, com porções mais e outras menos intemperizadas, pois se trata de uma faixa de profundidade de transição entre solo intemperizado e solo não intemperizado (Figura 12). Na Figura 12a apresenta-se uma imagem obtida na porção característica de solo intemperizado, apresentando distribuição espacial de poros homogênea com tamanhos heterogêneos. A porção da amostra com características de solo pouco intemperizado é representada na Figura 12b. Observa-se macroporos na região mais intemperizada e uma zona menos intemperizada ao centro que possui uma matriz muito mais fechada em relação à Figura 12a.



Fig. 12 – Profundidade 8 m com Ampliação 100x: a) Região de Solo Intemperizado. b) Região de Solo Pouco Intemperizado.

As amostras oriundas de 10 m e 12 metros de profundidade correspondem a um solo pouco intemperizado, solo saprolítico. Portanto, na amostra referente à 12 metros, a Figura 13a, ampliação de 100 vezes, apresenta aspecto homogêneo. Com ampliação de 1000 vezes, Figura 13b, a amostra mantém a distribuição homogênea de poros.



Fig. 13 – Profundidade 12 m: (a) Ampliação 100x; (b) Ampliação de 1000x.

Fazendo-se a análise dessas imagens por meio do Programa ImageJ foi possível fazer uma avaliação semiquantitativa dos poros presentes no solo ao longo do perfil. Considerando-se a ideia de que nas pequenas ampliações (aproximadamente 100 vezes) pode-se observar predominantemente a macroporosidade e que nas ampliações maiores (aproximadamente 1000 vezes) pode-se observar a microporosidade, verifica-se que as relações de poros conforme as análises macro o micro determinadas segundo os aumentos indicados, apresentam valores distintos. Assim, nas ampliações macro de 100 vezes observa-se valores mais elevados que nas maiores ampliações para a relação entre a área de poros e a área total da imagem. Essa constatação é observada ao longo de todo o perfil, mas à medida que se tem menor alteração e agregação, os valores de relação de áreas vão se uniformizando devido a redução do teor de agregados e consequente macroporosidade entre eles.



Fig. 14 – Distribuição de Poros do Solo em Estudo.

0379-9522 – Geotecnia nº 149 – julho/julio/july 2020 – pp. 101-128 http://doi.org/10.24849/j.geot.2020.149.06 – © 2020 Sociedade Portuguesa de Geotecnia

Profundidade / Aumento	Área de Poros Ap (μm²)	Área de Poros Ap (mm²)	Área Total da Imagem At (mm²)	Relação de Porosidade (%)
2m / 100x	403621,42	0,40362142	0,9835	41,0
2m / 5000x	230,36	0,00023036	0,00091	25,3
4m / 100x	355360,23	0,35536023	1.1985	29.7
4m / 5000x	159,87	0,00015987	0,0006	26,6
6m / 100x	269043,98	0,26904398	0,9872	27,2
6m / 5000x	90,2591	0,000090259	0.000378	23,9
8m / 100 x	189912,62	0,189912620	0,7721	24,6
8m / 5000x	120,3	0,000120300	0,00044	27,3
10m / 150x	151029,91	0,151029910	1,209	12,5
10m / 5000x	90,932	0,000090932	0,00029	31,4
12m / 100x	122039,87	0,122039870	0,8512	14,3
12m / 5000x	101,11	0,000101110	0,00029	34,9

Quadro 3 – Avaliação quantitativa em porcentagem da porosidade no perfil de solo natural por meio de imagens obtidas no MEV.

Na ampliação 1.000 vezes observa-se a tendência a resultados de áreas de poros similares. Estas porosidades visíveis nestas ampliações poderiam ser consideradas como áreas de microporos, ou seja, áreas de poros menores que os poros macro.

O Quadro 3 apresenta a avaliação quantitativa da porosidade no perfil de solo estudado. O comportamento de variação da porosidade é observado melhor na Figura 14.

3.3 - Curvas Características

Antes de iniciar as análises relacionadas ao uso do modelo de Durner (1994) são destacados aspectos particulares do perfil de solo estudado, para mostrar a importância do tratamento diferenciado para solos com distribuição não homogênea dos poros, ou seja, para solos com porosidade não uniforme e sem continuidade na graduação dos poros.

A Figura 15 mostra que ao aplicar o modelo de transformação da curva característica (e x pf = índice de vazios vezes a sucção medida na escala logarítmica) apresentado por Camapum de Carvalho e Leroueil (2004), que adotando-se os índices de vazios globais (Vv/Vs) dos solos obtidos para cada profundidade, não ocorre a sobreposição das curvas características para o manto profundamente intemperizado, em especial na zona correspondente aos microporos (Figura 15a). Já para o solo pouco intemperizado (Figura 15b) ocorre certa sobreposição sendo as diferenças ligadas a fatores como mineralogia e a própria microestrutura do solo. Isso mostra que existe a necessidade de se considerar no caso dos solos profundamente intemperizados os poros segundo a parcela onde está atuando a sucção, ou seja, se nos microporos compondo os agregados ou fora deles.

No modelo bimodal de distribuição de poros como é o caso dos solos analisados na Figura 15a propõe-se que se considere os macroporos como poros existentes interagregados e que de modo predominante os microporos ocupando o interior dos agregados (intraagregado). A Figura 16, mostra como, em princípio, se dá a distribuição de poros ao longo da curva característica. Os macroporos definem um primeiro patamar com grandes variações de umidade e pequenas variações de sucção. Em seguida, existe uma zona de transição, e logo após os microporos. A quantidade e distribuição inclusive quanto ao tamanho dos poros definem a inclinação dessa linha de transição (α), a qual pode ser íngreme, quando da inexistência destes, ou ser suave, quando for significativa a sua presença.





Fig. 15 – Curvas características transformadas: a) solos profundamente intemperizados; b) solos pouco intemperizados.



Fig. 16 – Modelo de distribuição de poros em solos tropicais profundamente intemperizados.

Na zona dos microporos cuja amplitude depende do teor destes no solo, e o valor da sucção depende não só do tamanho dos poros, mas também da composição químico-mineralógica do solo. Entretanto, para maiores profundidades no perfil de intemperismo tropical estudado, se fazem presentes os solos menos intemperizados que passam a apresentar uma distribuição de poros uniforme a bem graduada como exemplifica a Figura 15b, e os poros podem de modo contínuo variar entre macro e microporos.

Considerando a ideia desse modelo exposto na Figura 16, a Figura 17 apresenta os resultados obtidos para as profundidades 2 m, 4 m, 6 m e 8 m fazendo-se, no entanto, a transformação das curvas características considerando os índices de vazios correspondentes aos microporos ($e_{micro} = Vv$ micro / Vs agregado) e aos macroporos ($e_{macro} = Vv$ macro / Vs'), onde Vv = volume de vazios correspondente aos micro e macroporos e Vs' = volume de sólidos não agregado mais volume de sólidos aparente.

Os cálculos dos índices de vazios dos microporos foram realizados considerando-se a umidade de entrada de ar nos mesmos como correspondente aos volumes de vazios que eles apresentam e o teor de agregados, este definidor do volume de sólidos. Destaca-se que esse ponto corresponde ao de entrada de ar nos microporos no modelo proposto por Camapum de Carvalho e Leroueil (2014). O e_{macro} foi calculado considerando-se o volume de vazios restante nas amostras em relação aos vazios globais. Neste cálculo considerou-se como volume de sólidos as partículas não agregadas e o volume global dos agregados o que corresponderia a um volume de sólidos aparente, pois neles estão englobados os volumes de vazios que integram os agregados. Camapum de Carvalho *et al.* (2015b) apresentam de modo detalhado os procedimentos de cálculo de e_{micro} e e_{macro}.

Observa-se na Figura 17 que com esse tratamento dado às amostras as curvas características transformadas (e x pf), como esperado para uma mesma distribuição de poros e solos químicomineralogicamente de mesma fonte, são praticamente coincidentes. Como se verá nas análises que seguem o modelo usado (Durner, 1994) mostra sua boa adaptação a solos marcados por distribuição de poros bimodal como é o caso das amostras estudadas até a profundidade de 8 m.

As curvas características são geralmente plotadas colocando-se a sucção em função da umidade gravimétrica, da umidade volumétrica ou do grau de saturação. No presente artigo se trabalhará nas análises com a umidade gravimétrica.

O formato da curva característica depende do tipo de solo, da porosidade, do histórico de tensões e guarda como visto nas Figuras 15 e 17 por meio das curvas características transformadas relação direta com a distribuição de poros.



Fig. 17 – Curvas transformadas considerando e_{micro} e_{macro}.

Como exposto na metodologia foram empregadas no presente estudo três técnicas para a obtenção da curva característica do perfil de solo em estudo. Para sucções até \pm 16 kPa utilizou-se a placa de sucção que permitiu um ajuste fino nas baixas pressões negativas aplicadas. Para sucções até \pm 50000 kPa utilizou-se a técnica do papel filtro, por ser o máximo de sucção que se conseguiu medir com precisão com essa técnica. Com o WP4C mediu-se sucções entre 1000 kPa e 100000 kPa a depender da amostra de solo analisada.

Antes de iniciar a análise das curvas características obtidas, dadas as especificidades do perfil de solo tropical analisado, cabe a apresentação de alguns entendimentos estabelecidos até o presente para esses solos regionais. Camapum de Carvalho e Leroueil (2004) apresentaram as curvas características dos solos profundamente intemperizados como sendo compostas por uma zona de macroporos e uma zona de microporos e poros intermediários entre elas. Nas curvas características desses solos se tem uma entrada de ar nos macroporos, o que se dá para baixos valores de sucção (geralmente inferior a 10 kPa), e uma entrada de ar nos microporos que compõem os agregados (geralmente superior a 1000 kPa, mas depende da mineralogia e tamanho dos poros). Nos solos menos intemperizados se tem apenas a entrada de ar inicial.

Considerando curvas características de retenção de água onde o eixo correspondente à sucção matricial é colocado em escala logarítmica ou representado em termos do logaritmo da sucção os solos geralmente podem apresentar três formas de curva característica: uma forma em que os poros apresentam distribuição monomodal podendo esta ser caracterizada por poros que vão de uniformes a bem graduados, ou seja, tem uma homogeneidade na distribuição dos poros; uma forma bi, tri ou mais modal, ou seja, com descontinuidades ao longo da curva geradas por importantes variações entre tamanhos de poros indicando um perda de homogeneidade na distribuição, sendo que em cada segmento modal essa curva pode ser mais ou menos horizontalizada a depender do nível de uniformidade ou graduação dos poros e o trecho entre eles será mais ou menos verticalizado a depender dos poros intermediários existentes no solo; uma forma predominantemente curva, ou seja, descaracterizada de trechos aproximadamente lineares na porção intermediária entre a entrada de ar e a sucção residual (Camapum de Carvalho e Leroueil 2004). Esse último tipo de forma de curva é geralmente característico de solos expansivos e de materiais que fluem. A curvatura se deve às variações significativas de porosidade que ocorrem após a entrada de ar sendo que no caso dos solos expansivos ela é imposta pelas variações de distância interplanar basais e no caso das misturas betuminosas devido à fluência do ligante asfáltico presente como elo de ligação entre os grãos.

Partindo-se de observações comuns sobre a distribuição do tamanho dos poros dos solos, podese argumentar que duas classes de poros são geralmente distinguíveis. A primeira classe corresponde aos maiores poros (macroporos) e a segunda classe corresponde aos menores poros (microporos). A disponibilidade da água que preenche uma ou outra classe de poros será diferente. Para a primeira classe, as trocas de água são principalmente regidas por efeitos capilares, enquanto que para segunda classe, a água é mais ligada aos sólidos por interações físico-químicas (Alonso *et al.*, 2010).

A Figura 18 mostra as curvas caracteríticas de sucção mátrica obtidas para as diferentes profundidades. Cabe lembrar que nelas foram inseridos os resultados de sucção total obtidos por meio do WP4C. O formato destas curvas depende do tipo de solo e da distribuição e tamanho dos poros. No caso dos solos profundamente intemperizados, profundidades 2 m, 4 m e 6 m, como grande parte das partículas de argila encontram-se em estado agregado formando grãos de tamanho argila e areia com macroporos entre eles se tem uma significativa variação de umidade ainda para baixos valores de sucção atuantes. Observa-se nessas figuras que essa variação de umidade diminui com o aumento da profundidade no perfil de solo estudado e é quase imperceptível na profundidade 8 m (Silva, 2017).

Segundo Gerscovich (2001), espera-se que o ponto de entrada de ar varie entre 0,2 kPa e 1 kPa em areias grossas, 1 kPa e 3,5 kPa em areias médias, 3,5 kPa e 7,5 kPa em areias finas, 7kPa e 25 kPa em siltes e seja mais de 25 kPa para as argilas. Camapum de Carvalho *et al.* (2017), mostraram que nos solos argilosos essa pressão de entrada de ar guarda relação direta com os limites de liquidez e plasticidade do solo. Para os solos estudados verifica-se que para as profundidades de 2 m, 4 m,



Fig. 18 - Curvas Características do Perfil de Solo em Estudo.

6m e mesmo para 8 m, devido a elevada agregação da fração argila a entrada de ar no solo se dá inicialemente nos macroporos se situando na faixa correspondente à areia média, ou seja, inferior a 7,5 kPa. Porém, dado o fato dos agregados serem constituidos predominantemente por fração argila eles se submetem a entrada de ar, entrada de ar nos criptoporos constituintes dos agregados, para valores de sucção da ordem de 4000 kPa. De um modo geral, percebe-se nesta Figura um bom ajuste dos resultados obtidos, incluindo-se os oriundo do WP4C, ao modelo proposto por Durner (1994).

O Quadro 4 sintetiza os principais parâmetros definidores das curvas características mostradas na Figura 18. Observa-se neste Quadro que existe uma diferença entre as umidades correspondentes à saturação inicial dos solos e aquelas correspondentes à entrada de ar nos microporos. Essa diferença é função de dois fatores: à diminuição da porosidade do solo por efeito de contração com o aumento da sucção e à formação de meniscos capilares na superfície do agregado do solo na fase que antecede a entrada de ar na amostra. O primeiro fator pode ser avaliado e considerado por meio de medidas do índice de vazios do corpo de prova. Já o segundo, pode ser estimado a partir da análise das imagens microscópicas.

Prof. (m)	eo	W0sat (%)	Ψ _{ЕАМА} (kPa)	W EAMA (%)	Ψ _{ЕАМІ} (kPa)	W EAMI (%)	Sr eami (%)
2	1,587	49,9	6	49	1240	18	31
4	1,227	45,0	5	44	7070	17	37
6	1,171	38,8	5	38,4	1511	20	46
8	1,045	31,7	4	31,2	1200	18	47
10	0,941	31,1	90	31	869	15	51
12	0,933	41,1	90	40,8	1500	5	13

Quadro 4 - Parâmetros oriundos das Curvas Características dos Solos Estudados

onde:

 $e_0 =$ índice de vazios inicial;

 w_{0sat} = umidade inicial de saturação;

 Ψ_{EAMA} = pressão de entrada de ar dos macroporos;

w EAMA = umidade correspondente ao ponto de entrada de ar nos macroporos;

 Ψ_{EAMI} = pressão de entrada de ar nos microporos;

w _{EAMI} = umidade correspondente ao ponto de entrada de ar nos microporos;

Sr _{EAMI} = saturação correspondente ao microporos.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os solos tropicais apresentam propriedades físico-químicas, mineralógicas e estruturais que se alteram com o grau de intemperismo sofrido e o nível de intemperização diminui com o aumento da profundidade no perfil de alteração.

Observou-se que a camada de transição, ocorrem dois tipos de estrutura, uma vinculada à rocha de origem e outra resultante das agregações formadas durante o processo de intemperização. Essa característica estrutural heterogênea dessa camada conduz à heterogeneidade de propriedades físicas e de comportamento.

A microestrutura e a curva característica guardam relação direta com essas propriedades e intervêm diretamente no comportamento hidromecânico dos solos o que torna de grande relevância análises mais acuradas desses dois elementos.

As análises realizadas permitem verificar que quanto maior a profundidade no perfil de intemperismo estudado, menor o intemperismo sofrido e por consequência menor a alteração estrutural e químico-mineralógica fazendo com que a macroporosidade que se faz presente nas camadas mais superficiais tenda a desaparecer com o aumento da profundidade.

Observa-se que ela passa de uma média de valor máximo de 41% para 14% no último metro observado (12 m), correspondente ao solo saprolítico.

A microporosidade apresenta um comportamento diferente da macroporosidade, ou seja, ela tende a apresentar pequenas reduções com o aumento da profundidade no solo profundamente intemperizado apresentando redução mais significativa ao adentrar no solo saprolítico.

Conclui-se que a macroporosidade e a microporosidade têm a mesma tendência de variação ao longo do perfil de solo analisado, ou seja, elas diminuem com o aumento da profundidade. A macroporosidade tem maior queda que a microporosidade, pois enquanto aquela é fruto de transformações estruturais geradas por processos pedogenéticos e de lixiviação mais intensos nos solos mais superficiais do perfil de alteração, esta última está muito associada à sua origem, no caso residual.

Os estudos e análises realizados nesse artigo permitiram por meio do uso de microscopia eletrônica de varredura a baixo vácuo e de resultados de sucção obtidos por meio de ensaios de placa de sucção, papel filtro e WP4C uma melhor avaliação da microestrutura dos solos e de sua influência nas curvas características de um perfil de solo tropical envolvendo solos profundamente intemperizados, solo de transição e solos saprolíticos. As imagens obtidas para amostras coletadas nas diferentes profundidades mostraram que as análises microscópicas realizadas com secagem e metalização afetam a microestrutura do solo.

A equação de ajuste apresentado por Durner (1994) mostrou ser possível a junção dos resultados oriundos de ensaios de placa de sucção, papel filtro e WP4C na obtenção da curva característica em termos de sucção mátrica para perfis de intemperismo tropical como o estudado. O uso do ensaio WP4C, apesar de medir sucções totais foi possível devido ao fato da sucção mátrica apresentar valores próximos da sucção total na zona correspondente aos menores poros presentes nos solos estudados, em especial os microporos.

As curvas características apresentaram as seguintes observações: i) as curvas características encontradas são típicas de perfis de intemperismo tropicais, assumindo no perfil estudado característica bimodal para as profundidades 2 m, 4 m e 6 m; ii) para a profundidade de 8 m correspondente à zona de transição, embora seja pouco evidenciada a zona de macroporos a curva mostra claramente a entrada de ar nos microporos dos agregados; iii) a curva característica obtida para a profundidade de 10 m foi a que apresentou o pior ajuste em relação ao modelo de Durner (1994); iv) para a profundidade de 12 m a curva assume um formato contínuo sem a presença marcante de macro e microporos.

Para os solos profundamente intemperizados de comportamento bimodal, encontrou-se que se a predominância dos maiores poros (macroporos) e poros menores (microporos), enquanto que para os solos saprolíticos a distribuição de poros se tornou uniforme. Ao observar as imagens obtidas pelo microscópio eletrônico de varredura e os cálculos realizados no Quadro 3, vemos que a distribuição de poros se correlaciona com os aspectos obtidos nas curvas características.

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2015b) nos solos tropicais a estrutura altera-se ao longo do perfil de intemperismo. As análises de distribuição de poros realizadas sobre imagens com 100x e 5000x de ampliação no âmbito deste estudo, confirmam esse entendimento e mostram que elas podem, a partir de avaliações relativamente simples, fornecer informações preciosas sobre as distribuições de poros presentes nos solos.

As análises realizadas permitiram constatar para o perfil de solo estudado que nos solos mais intemperizados ocorre o predomínio dos poros de maior dimensão e ao se atingir os solos saprolíticos passam a predominar os poros de menor dimensão.

Em termos microestruturais observou-se que os primeiros metros do perfil estudado não apresentaram variações significativas, e os agregados observados nessas profundidades apresentam formas e características de superficie semelhantes tendem a ser arredondados com presença de poros de pequena dimensão visíveis na superficie. No início do horizonte de transição, à profundidade de 8 metros, a estrutura se diferencia das camadas superiores, pois além de apresentar zonas intemperizadas com a presença de agregados, apresenta também porções menos intemperizadas nas quais já começa a aparecer partículas minerais independentes dos agregados e mesmo na forma de pacotes de argila. Para a profundidade de12 metros se tornam marcantes a presença de partículas isoladas e pacotes de partículas, e se observa uma distribuição de poros mais uniforme com ausência da característica dos macroporos formados pelos agregados presentes no horizonte profundamente intemperizado. Dentro dos objetivos desta pesquisa estava encontrar a configuração estrutural do solo em estado natural e verificar como ela varia com a profundidade.

A associação realizada nesse artigo entre as características microestruturais dos solos estudados e a forma das curvas características apontam para a relevância do conhecimento da microestrutura para o entendimento do comportamento hidromecânico dos solos, em especial aqueles compondo os perfis de intemperismo tropical. Essas informações poderão ser igualmente úteis na definição do potencial de utilização dos solos em seus diferentes níveis de intemperização nas obras de engenharia como construções de rodovias e barragens.

Ressalta-se com esse estudo a importância de se analisar os solos tropicais desde sua formação até componentes que influenciam no seu comportamento hidromecânico, tais como, a microestrutura e as curvas características, tornando possível otimizar projetos e execuções de obras geotécnicas e reduzir os riscos de problemas futuros.

5 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Deus, à empresa Furnas Centrais Elétricas S.A e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico - CNPq. Este trabalho apresenta parte do estudo desenvolvido no Programa de P&D da ANEEL – projeto intitulado Metodologias e infraestrutura tecnológica para ampliação da confiabilidade e otimização de empreendimentos de energia.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 9604. (2016). Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. ABNT, Rio Janeiro, RJ: 9p.
- Alonso, E. E., Pereira, J. M., Vaunat, J., Olivella, S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. Géotechnique, 60 (12), 913–925.
- Camapum de Carvalho, J.; Leroueil, S. (2004). *Curva Característica de Sucção Transformada*. Solos e Rochas, 27(3): 231-242.
- Camapum de Carvalho, J.; Gitirana JR, G. F. N.; Machado, S.L.; Mascarenha, M.M.A.; Silva Filho, F.C. (2015a). Solos não saturados no contexto geotécnico. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 759p.
- Camapum de Carvalho, J.; Rezende, L.R.; Cardoso, F.B.F.; Lucena, L.C.F.; Guimarães, R.C.; Valencia, Y.G. (2015b). *Tropical soils for highway construction: peculiarities and considerations*. Transportation Geotechnics, v. 5, p. 3–19.
- Camapum de Carvalho, J.; Guimarães, R. C.; Siddiqua, S.; Bigdeli, A.; Barreto, P.N.M. (2017). *Relação entre a plasticidade do solo e o ponto de entrada de ar na curva característica de retenção de água*. Simpósio de prática de engenharia geotécnica na região centro oeste (Geocentro 2017). Goiânia GO.
- Cardoso, F.B.F. (2002). *Propriedades e comportamento mecânico de solos do planalto central brasileiro*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-009A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357 p.
- Chandler, R. J.; Crilley, M. S.; Montgomery- Smith, G. (1992). A low-cost method of assessing clay desiccation for lowrise buildings. Proc. Instn. Civ. Engrs Civ. Engrg. 92, May, 82-89.
- Decagon Devices (2013). Meter Group, Inc. USA: Operator's manual WP4C dewpoint potentiameter. 40 p.

- Dedavid, B.A.; Gomes, C.I.; Machado, G. (2007). *Microscopia eletrônica de varredura: aplicações e preparação de amostras: materiais poliméricos, metálicos e semicondutores*. Porto Alegre: EDIPUCRS, 60 p.
- Durner, W. (1994). *Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure*. Water Resourses Res., 30: 211–223.
- Feuerharmel, C.; Gehling, W.Y.Y.; Bica, A.V.D. (2005). Determination of the Soil-Water Characteristic Curve of Undisturbed Colluvium Soils. In: International Symposium Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, EXPERUS 2005, Trento (Itália).
- Gerscovich, D.M.S. (2001). Equações para modelagem da curva característica aplicada a solos brasileiros. 40 Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ABMS, Porto Alegre, RS, 1: 76-92.
- Gitirana Junior, G.F.N.; Marinho, F.A.M.; Soto, M.A.A. (2015). A curva de retenção de água de materiais porosos. In: Camapum de Carvalho, J.; Gitirana Junior, G.F.N.; Machado, S.L.; Mascarenha, M.M.A.; Filho, F.C.S. (Orgs.). Solos não saturados no contexto geotécnico. Cap. 9.
- Grau, E.D.A. (2014). *Efeito da Variação de Umidade no Empuxo em Solos Tropicais*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-240/2014, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2014, 105p.
- Guimarães, R.C. (2002). Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 091A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.
- Hinrichs, R.; Vasconcellos, M.A.Z. (2014). Microscopia eletrônica de varredura (MEV) em baixo vácuo. In: HINRICHS, R. (Org). Técnicas instrumentais não destrutivas aplicadas a gemas do Rio Grande do Sul. Porto Alegre: IGEO/UFRGS. cap. 7.
- Klein, V.A.; Libardi, P.L. (2002). Condutividade hidráulica de um Latossolo Roxo, não saturado, sob diferentes sistemas de uso e manejo. Ciência Rural, Santa Maria, v. 32, n. 6, p.945-953.
- Lopera, J.F.B. (2016). *Influência da microestrutura no comportamento mecânico dos solos tropicais naturais e compactados*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-272A/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.
- Marcelo, V. F.; Almeida, B. G.; Araujo Filho, J. C.; Souza, W. L. S. (2016) Influência de condicionadores na distribuição de poros em um argissolo amarelo distrocoeso. In: III Reunião Nordestina de Ciência do Solo, 2016, Aracaju-SE. III Reunião Nordestina de Ciência do Solo.
- Maliska, A.M. (2005). *Microscopia eletrônica de varredura*. Departamento de Engenharia Mecânica, Laboratório de Caracterização Microestrutural e Análise de Imagens, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 97 p.
- Marinho, F.A.M. A técnica do papel filtro para medição de sucção. Encontro sobre Solos Não Saturados, Rio Grande do Sul, 1: 112-125, 1995.

- Mendonça, A.F., Lima, A., Barros, J.G.C., Cortopassi Jr., R.; Cortopassi, R. (1994). Critérios geológicos e geotécnicos para execução de sondagens na área do Distrito Federal. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, 2: 389-395.
- Otálvaro, I.F. (2013). Comportamento hidromecânico de um solo tropical compactado. Dissertação de doutorado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 143p.
- Queiroz, A.C.G. (2015). Estudo do comportamento microestrutural de solos tropicais compactados. Tese de doutorado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 127p.
- Rodrigues, S. M. (2017) Caracterização Mineralógica e Microestrutural de um Perfil Intemperizado de Brasília. Trabalho de Conclusão de Curso, Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, GO, 133p.
- Roseno, J. L.; Camapum de Carvalho, J. (2007). *Cartilla Medio Ambiente: Erosión (tradução)*. 1. ed. Cuiabá: KCM Editora & Distribuidora.
- Silva, F. C. (2017). *Curva Característica de um Perfil de Solo Tropical*. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia Civil, Universidade Estadual de Goiás, Anápolis, GO, 113p.

BUILDING THE WORLD, BETTER



Consultoria em Engenharia e Arquitetura



TPF - CONSULTORES DE ENGENHARIA E ARQUITETURA, S.A. www.tpf.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.

engenharia de solos







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





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



Much more support to your business.









Incotep - Anchoring Systems

Incotep anchoring Systems is a division of Acotubo 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)

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

4



A company Açotubo Group

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

PIONEIRISMO E INOVAÇÃO DESDE 1921



CONSTRUÇÃO DE INSTALAÇÕES PORTUÁRIAS NACALA - MOÇAMBIQUE lvara n.º 24



Building a better world. teixeiraduarteconstrucao.com

- TECCO[®] SYSTEM³ teste em escala real, Suíça, outubro 2012
- TECCO[®] SYSTEM³ instalação, B462, Alemanha
- B462, Alemanha 3. Ángulo 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 grapmos 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 <u>info@geobrugg.com</u>



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



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





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





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.

15

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 abraco brasileiro a seu serviço.

Fale com a Huesker: www.huesker.com.br huesker@huesker.com.br (12) 3903 9300



CONSULTORES DE ENGENHARIA E AMBIENTE







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



- **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 REGIAO CENTRO E SUL Av. 5 de Ourubro, 323 1649-011 UISBOA Tel: (351) 210 125 000, (351) 217 925 000 Fox: (351) 217 970 348 E-mail: cobe@coba.pt www.coba.pt

1000

150

Av. Marquès de Tomar, 9, 6°. 1050-152 LISBOA Tel.:(351) 217 925 000 Fax:(351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

ReGIAO NORTE Rue Mouzinho de Albuquerque, 744, 1°. 4450-203 MATOSINHOS Tel.: (351) 229 380 421 Fax:(351) 229 373 648 E-mail: engico@engico.pt

ANGOLA

ANGOLA Praceto Farinha Leitão, adifício nº 27, 27-A - 2º Dio Bairro do Maculusso, LUANDA Tel./Fax: (244) 222 338 513 E-mail: geral.coba-angola@netcabo.co.ao

MOCAMBIQUE

MOCAMBIQUE Centro de Escritórios. Pestana Rovuma Hotel. Rua da Sé nº114, 4º Andar - 401 A, MAPUTO Tel.: (258) 21 016 165 Tim: (258) 820 047 454 E-mail: coba.mz@gmail.com

ARGÉLIA

ARGELIA 09, Rue des Frères Hocine El Biar - 16606, ARGEL Tel.: (213) 21 922 802 Fax: (213) 21 922 802 E-mail: coba.alger@coba. coba pt

BRASIL

BKASIL Rio de Janeiro Rua Buenos Aires 68, 25° Centro. Rio de Janeiro, RJ - CEP 20.070-022 Tal. (55 21) 3353 67 30 Tel. (55 21) 8366 00 06 geral@coba.com.br

Fortaleza

Ar Senador Virgilio Távora 1701, Sala 403 Aldeota - Fortaleza CEP 60170 - 251 Tel.: (55 85) 3244 32 85 Fox: (55 85) 3244 32 85 E-mail: coba1@eisenhower.com.br

EMIRATOS ÁRABES UNIDOS

LLI Business Center, Al Jazeera Sta PO Box 38360, Abu Dhabi – U.A.E. Tel: (971) 2 495 0675 Fox: (971) 2 4454672 dium



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 Comparação entre critérios de controlo de estacas cravadas Comparison between control criteria for driven piles Emerson Romão da Silva, Bernadete Ragoni Danziger, Marcus Peigas Pacheco
- 17 Utilização de fibra óptica para determinação de velocidades de fluxo Utilization of fiber optics for determining flow velocities Carina Pirolli, Alessander Christopher Morales Kormann
- 45 Proyecto de estructuras geotécnicas de acuerdo al futuro Eurocódigo 7 Design of geotechnical structures according to future Eurocode 7 José Estaire, Andrew J. Bond
- 67 Contribuição para diagnóstico e solução de solos não saturados colapsivos e expansivos para aplicação em fundações

Contribution to the diagnosis and solution for collapsible and expansive unsaturated soils for foundations application

Gleiber da Silva Chagas, Alfran Sampaio Moura, Marcos Fábio Porto de Aguiar, Andressa de Araujo Carneiro, Giullia Carolina de Melo Mendes

- 85 Influência de erosões superficiais e trincas na segurança de barragens de rejeito Influence of surface erosions and cracks in tailings dams safety Thiago Luiz Coelho Morandini
- 101 Determinação da curva característica e a influência dos macro e microporos em um perfil de solo residual

Determination of the characteristic curve and influence of macro and micropores on a residual soil profile

Fernando Carolino da Silva, Sabrina Marques Cabral, Renato Marques Cabral, José Camapum de Carvalho, Manoel Porfirio Cordão Neto, Renato Batista de Oliveira, Helmar Antônio Côrtes