

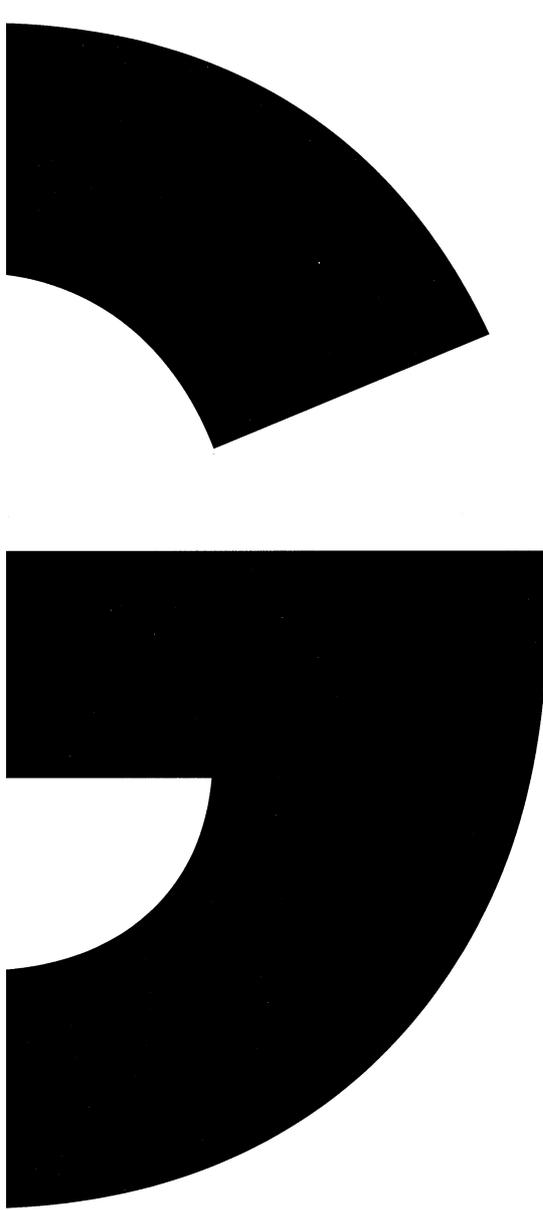
G



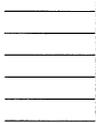
**VII Congresso
Nacional
de Geotecnia**

VOL. I

2000



A Geotecnia Portuguesa no início do novo século



**VII Congresso
Nacional
de Geotecnia
2000**

VOLUME I

EDITADO POR:

Sociedade Portuguesa
de Geotecnia

Faculdade de Engenharia
da Universidade do Porto



**DE 10 A 13 DE ABRIL
2000, PORTO**

Editores

Sociedade Portuguesa de Geotecnia
Av. do Brasil 101. 1700-066

Faculdade de Engenharia
da Universidade do Porto
Rua dos Bragas. 4050-123 Porto

Design Gráfico

Mariana Serra

Impressão e Acabamentos

ROCHA/artes gráficas, lda.
Rua Soares dos Reis 604, Apartado 1186
4400-801 Vila Nova de Gaia

Depósito Legal

149648/00

ISBN

972-95023-6-6

Tiragem

500 exemplares

PREFÁCIO

Num mundo geotécnico que todos os dias se transforma e avança, responder aos grandes desafios do novo século é um dever imperioso da Sociedade Portuguesa de Geotecnia. Daqui decorre o título genérico sob o qual foi organizado o VII Congresso Nacional de Geotecnia e a selecção dos seguintes temas de discussão:

Prospecção, Amostragem e Caracterização dos Maciços
Geotecnia em Vias de Comunicação
Fundações
Taludes e Obras de Suporte
Obras Subterrâneas
Melhoramento de Solos
Geotecnia Ambiental.

O programa técnico-científico do congresso, estabelecido pelas Comissões Científica e Organizadora, compreende a realização de:

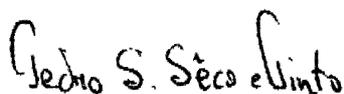
5 conferências especiais proferidas por individualidades nacionais e estrangeiras de reconhecido mérito científico e sobre temas de grande interesse e actualidade
12 sessões técnicas para apresentação oral e discussão das comunicações
2 painéis sobre temáticas de interesse geral
exposição técnica
5 visitas técnicas.

A vitalidade da comunidade geotécnica, essencial para a organização do congresso, é bem revelada pelo grande interesse em participar no evento, o que se traduziu na recepção de 166 resumos que, finalmente, se concretizaram em 121 comunicações. Estas, após terem sido analisadas por uma Comissão de Revisão e aprovadas pela Comissão Científica, serão publicadas nos dois primeiros volumes das actas do congresso. Está também prevista a edição pós-congresso de um terceiro volume, que integrará as conferências especiais e os relatos das sessões, bem como de um CD-ROM.

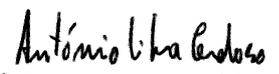
O programa social irá sem dúvida contribuir para uma agradável estadia na cidade do Porto.

A Direcção da SPG e a Comissão Organizadora do VII CNG desejam expressar o seu apreço e gratidão à Comissão Científica, à Comissão de Revisão, aos conferencistas, aos autores das comunicações, aos presidentes, moderadores e secretários das sessões técnicas, aos expositores e às entidades que colaboraram nas visitas técnicas. Agradecimentos são também devidos à Fundação de Ciência e Tecnologia, aos patrocinadores e a todos os que, através da sua colaboração franca e desinteressada, tornaram este congresso uma realidade. Pelo apoio prestado à organização deste evento, o Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto é merecedor de um especial agradecimento.

Pretende-se que o VII CNG contribua para o aprofundamento do juízo crítico dos participantes, para uma melhor comunicação entre estes e para o desenvolvimento de uma dinâmica conducente a uma reflexão fecunda que aponte novos caminhos tendo em vista o fortalecimento do espírito geotécnico.



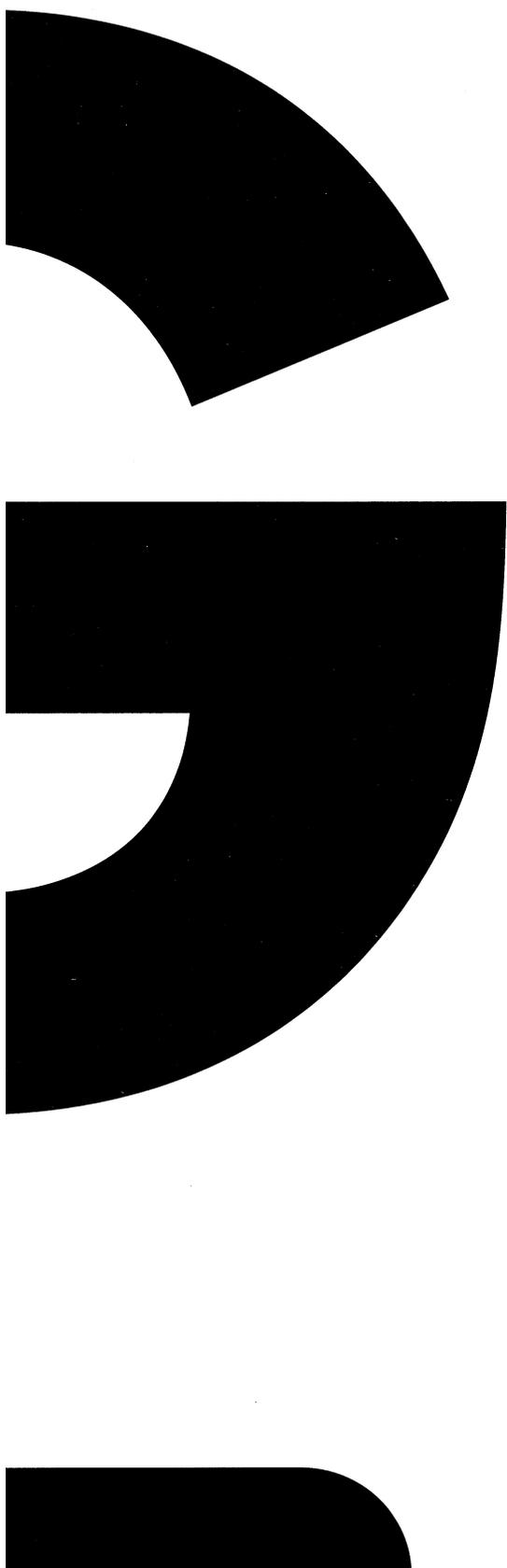
Pedro S. Sêco e Pinto
Presidente da SPG



António Silva Cardoso
Presidente da Comissão Organizadora







COMISSÃO CIÊNTEFICA

António Correia Mineiro · UNL
António Gomes Coelho · LNEC
António Gomes Correia · IST
António Pires Carreto · Teixeira Duarte
Carlos Dinis da Gama · IST
Joaquim Pires Barreto · Metropolitano de Lisboa
Jorge Vasquez · COBA
José Delgado Rodrigues · LNEC
José Mateus de Brito · CENOR
Júlio Barreiros Martins · UM
Luís Leal Lemos · FCTUC
Luís Ribeiro e Sousa · SPG · LNEC · FEUP
Manuel Matos Fernandes · FEUP
Maria de Lurdes Lopes · FEUP
Pedro Sêco e Pinto · SPG · LNEC · FCTUC
Ricardo Oliveira · COBA · UNL
Rui Manuel Correia · LNEC

COMISSÃO ORGANIZADORA

Presidente

António Silva Cardoso · SPG · FEUP

Secretário-Geral

António Viana da Fonseca · FEUP

Vice-Presidente

José Couto Marques · FEUP

António Topa Gomes · UA
Castorina Silva Vieira · UM
Jorge Almeida e Sousa · FCTUC
José Eduardo Quintanilha de Menezes · FEUP
José Manuel Leitão Borges · FEUP
José Manuel Muralha · SPG · LNEC

COMISSÃO DE REVISÃO

Alberto Garrido · TG7
António Campos e Matos · FEUP
António Gomes Coelho · LNEC
António Gomes Correia · IST
António Silva Cardoso · FEUP
António Viana da Fonseca · FEUP
Baldomiro Xavier · Teixeira Duarte
Castelo Branco Falcão · LNEC
J. M. Coteló Neiva · UC
João Bilé Serra · LNEC
Joaquim Barreto · Metropolitano de Lisboa
Jorge Almeida e Sousa · FCTUC
Jorge Vasquez · COBA
José António Mateus de Brito · CONOR
José Delgado Rodrigues · LNEC
José Leitão Borges · FEUP
José Machado do Vale · TECNASOL \ FGE
José Quintanilha de Meneses · FEUP
Laura Caldeira · LNEC
L. Fialho Rodrigues · LNEC
Luís Leal Lemos · FCTUC
Luís Ribeiro e Sousa · LNEC \ FEUP
Manuel Matos Fernandes · FEUP
Maria da Graça Lopes · ISEL
Maria de Lurdes Lopes · FEUP
Pedro Sêco e Pinto · LNEC \ FCTUC
Pinto da Cunha · LNEC
Ricardo Oliveira · COBA
J. A. Rodrigues de Carvalho · UNL
Simões Cortez · FEUP

Índice

Volume 1

TEMA 1 Prospecção, Amostragem e Caracterização de Maciços

Avaliação da influência da porosidade e granulometria na alterabilidade de granitos da Guarda..... 3 <i>Antão, Ana Maria Caldas; Rodrigues, Carlos Manuel Gonçalves</i>	3
Comportamento colapsível de solos de Viçosa-MG 11 <i>Azevedo, M. A. A.; Lima, D. C.; Bueno, B. S.; Minette, E.; Schaeffer, C. E.</i>	11
Sistemas de classificação aplicados aos solos de Viçosa – MG..... 21 <i>Azevedo, M. A. A.; Lima, D. C.; Bueno, B. S.; Minette, E.; Schaeffer, C. E.</i>	21
Estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada de um depósito de argila mole com piezecone 29 <i>Bezerra, Raimundo Leidimar; Danziger, Fernando Artur Brasil; Coutinho, Roberto Quental</i>	29
Estudo da susceptibilidade à liquefacção com base em ensaios <i>in situ</i> 39 <i>Bilé serra, João P.; Caldeira, Laura; Gomes Coelho, A.</i>	39
Atrito na interface solo-estrutura com base em ensaios de corte directo 53 <i>Caldeira, Laura; Gonçalves da Silva, M.</i>	53
Estimativas da tensão horizontal no repouso (P_0) e de S_U com o pressiómetro de Ménard..... 63 <i>Cavalcante, Erinaldo Hilário; Bezerra, Raimundo Leidimar; Coutinho, Roberto Quental</i>	63
Parâmetros geotécnicos dos solos moles de baixa aluvionar do rio Mondego 73 <i>Coelho, Paulo Alexandre Lopes de Figueiredo; Lemos, Luís Joaquim Leal</i>	73
Avaliação de parâmetros geotécnicos de uma areia marinha através de SPT com medida de torque 85 <i>Conciani, W.; Soares, J. M.; Bezerra, R. L.</i>	85
Comparação entre os resultados de ensaios pressiométricos e de placa helicoidal em areias marinhas 93 <i>Conciani, W.; Medeiros, J. L G. de; Bezerra, R. L.</i>	93
Ensaio pressiométrico em solos não saturados..... 101 <i>Conciani, W.; Futai, M. M.; Paiva, W.; Bezerra, R. L.</i>	101
Determinação das envolventes de rotura de vários tipos de mármore portugueses 107 <i>Costa e Silva, Matilde; Silva Pereira, Pedro</i>	107

Características geológico-geotécnicas do maciço rochoso do circuito hidráulico do empreendimento de Venda Nova II.....	113
<i>Cotelo Neiva, J.M.; Plasencia, Nadir; Lima, Celso</i>	
Ensaio com Screw Plate. Uma experiência em solos residuais	123
<i>Cruz, Nuno; Almeida E Sousa, J.; Aguiar, A.</i>	
Correcção dos efeitos de temperatura na determinação de tensões “in situ”	133
<i>Dinis da Gama, Carlos A.; Bernardo, Pedro Marques</i>	
Correlação entre módulos estáticos e dinâmicos para mármore.....	143
<i>Dinis da Gama, Carlos A.; Costa e Silva, Matilde; Caranhola Pereira, Hugo</i>	
Características geológicas-geotécnicas do solo residual do granito de Marvão (Portalegre)	151
<i>Duarte, I. M. R.; Ladeira, F. L.; Gomes, C. F.</i>	
Caracterização geotécnica do maciço granítico do local da barragem principal do Baixo Sabor.....	161
<i>Ferreira, Fernando; Lima, Celso</i>	
A contribuição da geologia de engenharia no projecto de reabilitação de barragens – o caso da barragem da Póvoa	173
<i>Ferreira, Fernando; Monteiro, Gilberto</i>	
Geotecnia do contra-embalse do aproveitamento hidroeléctrico do Baixo Sabor	183
<i>Ferreira, Fernando; Cotelo Neiva, J.M.; Lima, Celso</i>	
Comportamento colapsível de solos tropicais Brasileiros.....	193
<i>Futai, Marcos Massão</i>	
O ensaio CPTU na caracterização de solos moles	205
<i>Gomes Correia, António; Correia, Jorge</i>	
A determinação da anisotropia da rugosidade das diaclases e o seu significado prático.....	215
<i>Leal Gomes, Manuel J.A.</i>	
Reflexões para um modelo alternativo de resistência das descontinuidades em maciços rochosos	221
<i>Leal Gomes, Manuel J.A.</i>	
Comportamento intrínseco de um solo residual granítico.....	229
<i>Lemos, Luís Joaquim Leal; Rodrigues, Carlos Manuel Gonçalves</i>	
Parâmetros geotecnicos e de erosão de solos residuais de gnaiss de taludes de Viçosa – MG.....	241
<i>Luis, P. G.; Lima, D. C.; Calijuri, M. L.; Minette, E.; Mendonça, E. A. G.</i>	
Caracterização das relações tensão-deformação – resistência ao corte das “argilas dos prazeres”	249
<i>Marques, F. E. R.; Almeida e Sousa, J.; Lemos, L. J. L.</i>	
Geologia e Geotecnia do local da Barragem de Pedrogão no Rio Guadiana.....	263
<i>Neves, Jorge; Cotelo Neiva, J. M.; Lima, Celso</i>	
Zonas idealizadas no espaço de tensões do comportamento mecânico para solo residual granítico da Covilhã	273
<i>Pais, Luís José Andrade</i>	

Contribuição da tomografia sísmica na caracterização do maciço da zona da central de Venda Nova II.....	279
<i>Plasencia, Nadir; Coelho, Maria João; Lima, Celso; Fialho, Luís</i>	
Contribuição das propriedades-índice para a caracterização mecânica dos materiais de enrocamento	287
<i>Quinta Ferreira, M.; Veiga Pinto, A.; Monteiro, Bernardo; Delgado Rodrigues, J.</i>	
Aspectos geotécnicos em traçados de montanha. O caso do lanço do IP3 – Vila Real / Régua.....	299
<i>Rodrigues, Vicente</i>	
Caracterização física e mecânica do material rochoso em taludes de escavação.....	311
<i>Santarém Andrade, Pedro Gomes Cabral; Almeida Saraiva, António Luís</i>	
Caracterização “in situ” e em laboratório de uma argila aluvionar em St ^a Iria de Azóia	319
<i>Santos, J. A.; Gomes Correia, A.; Mota, R.; Fialho Rodrigues, L.</i>	
Plataforma da ETA de LEVER. Estudos geotécnicos.....	329
<i>Saraiva, Diamantino; Gomes, Cristina</i>	
Registos de sondagens em base de dados. A necessidade de normalização em Portugal.....	341
<i>Silva, Ana Paula da; Rodrigues carvalho, J. A.</i>	
A utilização do ensaio pressiométrico autoperfurador na determinação de parâmetros de comportamento mecânico de argilas	345
<i>Silva, Elisa da; Gomes Correia, A.</i>	
A fracturação do granito de Pedras Salgadas: caracterização e implicações na exploração de rocha ornamental	357
<i>Sousa; L. M. O.</i>	
Caracterização da rugosidade de superfícies de rocha serrada.....	367
<i>Spínola, Silvia; Muralha, José; Lisoarte Gomes, António</i>	
Caracterização geotécnica de um troço do Túnel 1 – Porto	379
<i>Topa Gomes, António; Cardoso, António Silva; Almeida e Sousa, Jorge; Viana da Fonseca, António</i>	
Medição da resistência ao corte de descontinuidades naturais e induzidas em rochas marmóreas	393
<i>Torres Couto, Rui; Falcão Neves, Paula</i>	
Implementação numérica do fenómeno de fluência em solos moles	399
<i>Venda Oliveira, P.; Lemos, L.</i>	
Ensaio em laboratório para avaliação da resistência ao corte de um solo residual de granito. Ensaio de corte directo.....	409
<i>Viana da Fonseca, António</i>	
Ensaio em laboratório para avaliação da resistência ao corte de um solo residual de granito. Ensaio triaxiais convencionais.....	423
<i>Viana da Fonseca, António</i>	
Ensaio em laboratório para avaliação da resistência ao corte de um solo residual de granito. Ensaio triaxiais não convencionais	437
<i>Viana da Fonseca, António</i>	

TEMA 2

Geotecnia em Vias de Comunicação

Definição de estratégias para a observação de obras geotécnicas rodoviárias.....	453
<i>Caspurro, Isabel; Silva Gomes, A.</i>	
Princípios orientadores para a observação de obras geotécnicas rodoviárias	461
<i>Caspurro, Isabel; Silva Gomes, A.</i>	
Análise comparativa de calcário, quartzito e granito utilizados como agregados em misturas betuminosas na camada de desgaste.....	467
<i>Dinis, P.; Laranjeiro, V.; Velho, J.; Gomes, C.</i>	
Caracterização de materiais, instrumentação e observação de aterros rodoviários no lanço Régua/Reconcos do IP3.....	477
<i>Fortunato, Eduardo; Caspurro, Isabel; Monteiro, Bernardo</i>	
Aspectos geotécnicos da reabilitação de infraestruturas ferroviárias.....	489
<i>Fortunato, Eduardo; Pinelo, António; Hadjadji, Tawfik; Lobo da Costa, J.</i>	
Comportamento de materiais xistosos na fundação de pavimentos rodoviários.....	501
<i>Luzia, Rosa Conceição; Picado-Santos, Luís</i>	
Avaliação da alterabilidade de enrocamentos	513
<i>Maia, Paulo C. A.; Sayão, Alberto S. F. J.; Antunes, Franklin S.; Nunes, Anna L. L. S.</i>	
Resultados de ensaios triaxiais de misturas solo-cal	523
<i>Mendonça, A. A.; Lima, D. C.; Bueno, B. S.; Fontes, M. P. F.</i>	
Escorregamento de Anílio (Grécia). Análise de soluções para o traçado de um trecho de Auto-Estrada de montanha.	531
<i>Oliveira, Ricardo; Pistone, Raúl S.; Rebelo, Virgílio</i>	
Caracterização de plataformas ferroviárias antigas visando a sua reabilitação. O caso particular da linha do Norte	539
<i>Pinelo, António; Fortunato, Eduardo; Hadjadji, Tawfik</i>	
Aterros sobre solos lodosos. Caracterização geotécnica. Caso prático da retenção marginal na zona da Expo Urbe	551
<i>Pinto, Sónia ; Mateus da Silva, J M. Marcelino</i>	
Metodologia geotécnica de composição de um betão compactado com cilindros (BCC).....	561
<i>Santana, M. Teresa</i>	

TEMA 3

Fundações

O tratamento da fundação da barragem do Sabugal. Da concepção à construção	573
<i>Amaral, José A.</i>	
Projectos de rebaixamento de nível aquífero em grandes escavações	583
<i>Chaves, José Alfredo Botelho; Medeiros, Albino Carvalho</i>	
Avaliação da integridade de estacas de betão pelo método de diagrafia sónica entre furos	593
<i>Mota, R.; Fialho Rodrigues, L.</i>	
Avaliação de recalque em grupo de estacas	601
<i>Paraíso, Sérgio Cançado; Soares, Ecidinéia Pinto; Ávila, Igor Adolfo; Costa, Cláudia Maria Cunha</i>	
Deslocamento verticais e horizontais observados durante a construção na barragem de Arcossó	613
<i>Pardo de Santayana, Fernando; Veiga Pinto, António</i>	
Comportamento de grupos de estacas em solos arenosos sob solicitações horizontais	625
<i>Pinto, Paulo Lopes</i>	
Estudo experimental sobre a capacidade resistente de sapatas	635
<i>Portugal, João Candeias</i>	
Previsão da curva forças/deslocamentos de grupos de estacas sob cargas laterais baseada em ensaios de estacas isoladas. Parte I: O modelo.....	645
<i>Sousa Coutinho, A. G. F.</i>	
Previsão da curva forças/deslocamentos de grupos de estacas sob cargas laterais baseada em ensaios de estacas isoladas. Parte II: Aplicação a um grupo de estacas.....	655
<i>Sousa Coutinho, A. G. F.</i>	
Ensaios de carga vertical em estacas de fundação do Pavilhão de Portugal da EXPO 98.....	665
<i>Sousa Coutinho, A. G. F.; Toco Emílio, F.; Almeida Garret, J. L.; Câmara, Isabel</i>	
Caracterização do subsolo através de ensaios SPT – uma análise probabilística	675
<i>Teixeira, Luciana Muniz; Saboya jr, Fernando</i>	
Sobre a determinação das propriedades de resistência a partir de cargas últimas de ensaios de carga	685
<i>Viana da Fonseca, António</i>	

TEMA 4

Taludes e Obras de Suporte

Muros de solos reforçados com malhas de armaduras. O caso do muro M2 do MARL – Mercado Abastecedor da Região de Lisboa	701
<i>Baião, Carlos J. Oliveira; Brito, José A. Mateus; Martins, Zenóbia Q.; Cardoso, António Silva</i>	
Observação de taludes. Análise de dados.....	713
<i>Carvalho, Mariana A. Rodrigues de</i>	
As Arribas de Sines (incluindo os taludes artificiais)	727
<i>Costa, Ricardo Faria</i>	
Forte de Paimogo – Consolidação das arribas.....	737
<i>Dias, Hélder Barracho; Faísca, João Amaro</i>	
Contenção periférica do edifício Jardins de Arroios – Lisboa	747
<i>Dias, Hélder Barracho; Anjos, Luís Veiga; Faísca, João Amaro</i>	
Importância do nível de deformação no comportamento de uma estrutura de contenção flexível	757
<i>Guerra, Nuno M. da Costa; Gomes Correia, António</i>	
Observação do comportamento de uma escavação em Lisboa	765
<i>Guerra, Nuno M. da Costa; Machado vale, J.L.; Falcão, João; Santos, Jorge; Pinto, Francisco; Pinto, Alexandre; Ferreira, Sandra</i>	
Resistência ao corte de zonas de corte pré-formadas submetidas a carregamento rápido - implicações práticas	779
<i>Lemos, Luis Leal</i>	
Um programa para computador para a estabilidade de obras de aterro e escavações.....	795
<i>Martins, Francisco Ferreira; Vieira, Castorina Silva; Valente, Bruno; Martins, Júlio Barreiros</i>	
Metodologia para a interpretação, diagnóstico e proposta de medidas correctivas-tipo para taludes: caso da renovação da Linha do Norte	805
<i>Mateus da Silva, J. M. Marcelino; Jeremias, Filipe Telmo</i>	
Comparação entre um método simplificado e outros métodos de cálculo, no dimensionamento de paredes moldadas.....	813
<i>Matos e Silva, J.</i>	
Estabilização da vertente esquerda da estrada de acesso à barragem do Funcho.....	817
<i>Oliveira, Ricardo; Sarra Pistone, Raúl; Monteiro da Silva, Mónica; Maranha, João Ribas; Feremias, Filipe Telmo</i>	
Consolidação de escarpas da margem esquerda do rio Tejo entre Cacilhas e a Trafaria.....	827
<i>Rosa, Sérgio P. Parada; Brito, José A. Mateus; Baião, Carlos José de Oliveira</i>	
Análise de uma (in)contenção periférica em paredes tipo Berlim	839
<i>Roxo, Jorge M. C.</i>	
Caracterização geomecânica e análise da estabilidade de taludes da Mina Casa de Pedra, Brasil	851
<i>Souza, Waldson José; Marques, Eduardo António Gomes</i>	

ESTUDO EXPERIMENTAL SOBRE A CAPACIDADE RESISTENTE DE SAPATAS

EXPERIMENTAL STUDY OF SHALLOW FOUNDATIONS BEARING RESISTANCE

Portugal, João Candeias; *Investigador Auxiliar, Laboratório Nacional de Engenharia Civil*

RESUMO

Neste artigo apresenta-se a primeira aplicação da centrífugadora geotécnica do LNEC que foi consagrada ao estudo do efeito da forma, sobre a capacidade resistente de sapatas fundadas em solos incoerentes. Após uma breve descrição das diversas fases do trabalho, apresenta-se o programa de ensaios estabelecido, o equipamento utilizado e a caracterização física e mecânica do solo ensaiado. É ainda feita uma descrição do procedimento construtivo dos maciços modelo e das técnicas de controlo de construção adoptadas, após o que se apresentam os procedimentos de ensaio e monitorização. Finalmente, apresentam-se os resultados experimentais confrontando-os com os dados bibliográficos relevantes. Promove-se uma comparação entre as capacidades resistentes experimentais e as calculadas, quer pela aplicação das teorias de capacidade resistente de Terzaghi, Meyerhof e Hansen, quer pela aplicação do método dos elementos finitos, utilizando um modelo elástico perfeitamente plástico.

ABSTRACT

The first application of LNEC geotechnical centrifuge is presented. Shape effects on bearing resistance of footings placed on level ground are studied. Firstly, the experimental work is described. This includes the test program presentation, a general description of test equipment and physical and mechanical characterisation of the sand used. The construction procedure for sandy models and adopted control techniques are also described. Test and monitoring procedures are finally presented. Secondly, test results are presented and compared with other available experimental data. Finally, the body of experimental bearing resistances is compared to the results of two theoretical methods: i) Terzaghi, Meyerhof and Hansen bearing resistance theories and, ii) finite element method calculations using an elastic perfectly plastic soil model.

1 - BREVE DESCRIÇÃO DO TRABALHO EXPERIMENTAL

A realização dos ensaios sobre modelos centrifugados de sapatas exigiu o desenvolvimento de um extenso programa de trabalhos que se prolongou por mais de 3 anos. Numa primeira fase, e após a instalação e colocação em serviço da máquina centrífugadora (Portugal, *et al.*, 1995) houve que desenvolver o equipamento de actuação sobre os modelos físicos no decurso da centrifugação. Este trabalho, que se prolongou por todo o ano de 1996, consistiu na concepção, projecto e construção de um actuador pneumático embarcável na plataforma da máquina, ao que se seguiu o estabelecimento de rotinas operativas de funcionamento.

Uma vez rotinada a operação do dispositivo de actuação, desenvolveu-se o equipamento de pluviação de areia para preparação de maciços de areia monogranular. Este trabalho prolongou-se ao longo de todo o ano de 1997 e parte do ano de 1998 e foi conduzido em moldes idênticos ao descrito anteriormente (concepção, projecto, construção, calibração e estabelecimento de rotinas operativas).

Em Janeiro de 1998 iniciaram-se os trabalhos tendentes à realização do estudo experimental sobre o efeito da forma na capacidade resistente de fundações superficiais rectangulares, designadamente a construção das sapatas modelo e a caracterização laboratorial da areia a utilizar. Os ensaios com centrífugadora decorreram entre Junho e Outubro desse ano.

2 – PROGRAMA DE ENSAIOS

Os trabalhos experimentais sobre o efeito da forma na capacidade resistente de fundações superficiais são relativamente pouco numerosos. Os resultados com maior interesse prático restringem-se ao caso de sapatas fundadas em solos incoerentes, submetidas a carregamento vertical centrado, e permitem concluir que (Portugal, 1999), consoante os valores de D_f (profundidade de fundação) e da coesão (c'), a capacidade resistente de uma sapata quadrada pode ser superior ou inferior à de uma sapata corrida com a mesma largura e fundada nas mesmas condições.

No âmbito do presente trabalho, para estudar o efeito da forma sobre a capacidade resistente de fundações superficiais, foram realizados 29 ensaios, repartidos em duas campanhas de experiências. A primeira teve como principal objectivo a determinação da capacidade resistente de sapatas desde quadradas, passando por rectangulares, até corridas. Na segunda procurou-se examinar os mecanismos de rotura dos maciços de solo.

O efeito da geometria da fundação foi analisado à custa de sapatas modelo com 15 mm de largura, submetidas a carregamento vertical centrado. Em todos os ensaios as sapatas foram fundadas à superfície ($D_f = 0$) de um maciço de solo horizontal com 200 mm de altura, constituído por areia seca. Nos Quadros 1 e 2 apresenta-se um resumo das experiências efectuadas. A Fig. 1 ilustra, a título indicativo, o aspecto da superfície dos maciços após ensaio.

Quadro 1 - Resumo dos ensaios realizados na 1ª campanha - efeito de forma

Ensaio	Dimensões Protótipo		Parâmetros de Ensaio		Resultados		γ_d (kN/m^3)
	B_p (m)	L_p (m)	L/B	N (g)	q_u (kN/m^2)	q_u/B_m	
1	0,45	4,5	10	30	1599	0,14	16,65
2	0,75	7,5	10	50	2202	0,15	16,65
3	1,05	10,5	10	70	3056	0,18	16,70
3B	1,05	10,5	10	70	3136	0,14	16,67
4	1,35	13,5	10	90	3533	0,19	16,67
5	1,05	1,05	1	70	1807	0,15	16,70
6	1,50	1,50	1	100	2248	0,17	16,72
7	1,95	1,95	1	130	2601	0,16	16,69
8	2,40	2,40	1	160	3256	0,17	16,69
9	1,05	2,10	2	70	2250	0,17	16,64
10	1,50	3,00	2	100	2895	0,18	16,64
11	1,95	3,90	2	130	3593	0,18	16,66
12	2,40	4,80	2	160	4002	0,18	16,64
13	0,75	3,00	4	50	2127	0,17	16,64
14	1,05	4,20	4	70	2664	0,19	16,66
15	1,50	6,00	4	100	3458	0,19	16,66
16	1,95	7,80	4	130	4228	0,18	16,66
17	0,45	2,70	6	30	1625	0,15	16,64
18	0,75	4,50	6	50	2451	0,17	16,64
19	1,05	6,30	6	70	3057	0,17	16,61
20	1,50	9,00	6	100	3638	0,18	16,64
21	0,45	3,60	8	30	1445	0,16	16,66
22	0,75	6,00	8	50	2426	0,18	16,66
23	1,05	8,40	8	70	3103	0,17	16,66
24	1,35	10,80	8	90	3753	0,19	16,64

Como se pode constatar as sapatas ensaiadas apresentam uma relação comprimento/largura (L/B) compreendida entre 1 e 10. De acordo com os dados bibliográficos é consensual o facto das sapatas com L/B igual ou superior a 10 poderem ser consideradas como sapatas corridas.

Quadro 2 - Resumo dos ensaios realizados na 2ª campanha - mecanismos de rotura

Ensaio	Dimensões Protótipo		Parâmetros de Ensaio		Resultados		γ_d (kN/m^3)
	B_p (m)	L_p (m)	L/B	N (g)	q_u (kN/m^2)	ρ_u/B_m	
25	1,05	8,40	8	70	3077	0,18	16,59
26	1,35	13,5	10	90	3560	0,20	16,61
27	1,05	1,05	1	70	1764	0,14	16,62
28	1,05	2,10	2	70	2248	0,18	16,59

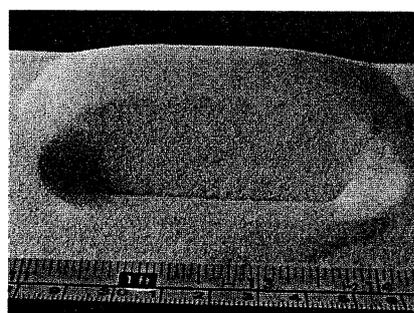
(a) Ensaio 5 ($L/B = 1$)(b) Ensaio 9 ($L/B = 2$)(c) Ensaio 18 ($L/B = 6$)

Fig. 1 - Aspecto da superfície dos maciços após ensaio

3 - EQUIPAMENTOS DE ENSAIO

3.1 - Sapatas modelo

Na realização dos ensaios recorreu-se a 6 modelos de sapatas construídas em aço, com 15 mm de largura (B_m) e com comprimentos (L_m) de 15, 30, 60, 90, 120 e 150 mm, traduzindo relações L_m/B_m de 1, 2, 4, 6, 8 e 10 respectivamente.

As sapatas modelo foram dotadas de uma articulação cilíndrica central, de eixo perpendicular à maior aresta da base. Procurou-se assim materializar uma distribuição de tensão vertical uniforme ao longo do contacto sapata/maciço, ao assegurar a possibilidade de livre rotação dos modelos em torno do ponto de aplicação da carga.

Refere-se finalmente que à base das sapatas foi colada uma fina camada de areia igual à dos maciços de fundação para assim obter uma superfície rugosa no contacto solo/modelo. A dimensão média das partículas sólidas (d_{50}) da areia de fundação utilizada nos ensaios é 0,17 mm. Assim, para as sapatas modelo, a relação B_m/d_{50} é da ordem de 90 (superior a 30), pelo que no conjunto de experiências efectuadas o efeito de escala inerente à dimensão das partículas é desprezável.

3.2 - Dispositivo de carregamento

As experiências foram realizadas sobre maciços de solo contidos em caixas rectangulares transparentes, colocadas no interior de um contentor rectangular em aço.

Para a realização dos ensaios de carga recorreu-se a um actuador pneumático amovível, embarcado na plataforma da máquina centrifugadora, e controlado a partir da sala de controlo do Centro de Ensaios. O dispositivo é constituído por um actuador pneumático fixo a uma estrutura de reacção que se apoia sobre as paredes laterais do contentor que alberga o modelo. A medição da força aplicada é feita recorrendo a uma célula de carga instalada na extremidade inferior da haste. A medição dos deslocamentos da haste é conseguida através de um potenciómetro linear e de um LVDT, localizados um de cada lado do eixo de actuação. Estes dois dispositivos são suportados por uma estrutura metálica de referência montada paralelamente à estrutura de reacção. Este sistema de actuação permite uma aplicação progressiva de carga por patamares (controlo de força), segundo a direcção vertical protótipo.

4 – MACIÇOS DE SOLO

4.1 – Caracterização física e mecânica

Todas as experiências foram realizadas sobre o mesmo tipo de solo (areia de Fontainebleau branca - Ref. Sable NE 25/34). A areia de Fontainebleau é uma areia fina, siliciosa e limpa. De acordo com a classificação unificada de solos (Norma ASTM D2487-85) trata-se de um material *SP - areia mal graduada*. A percentagem de finos (referida ao #200) é praticamente nula (inferior a 0,5%) e cerca de 94% das partículas têm dimensão inferior a 0,25 mm. Os pesos volúmicos secos máximo e mínimo da areia, determinados aplicando os procedimentos preconizados nas Normas ASTM D4253-93 e D4254-93 são, respectivamente: 17,03 e 14,10 kN/m³.

Em todos os ensaios realizados os maciços de fundação foram construídos com pesos volúmicos secos próximos de 16,7 kN/m³, recorrendo à técnica de pluviação. De acordo com os dados laboratoriais anteriormente referidos, verifica-se assim que a compacidade relativa do material ensaiado (D_r) se situou na casa dos 90%, a que corresponde um estado muito compacto.

Tendo em vista a caracterização mecânica da areia dos maciços de fundação realizaram-se ensaios triaxiais. Os provetes de solo foram construídos de forma em tudo semelhante à utilizada na construção dos maciços (pluviação a seco), tendo-se obtido um ângulo de atrito de 41°.

4.2 – Procedimento construtivo

Os maciços de solo foram construídos recorrendo à técnica de pluviação a seco. O dispositivo de pluviação utilizado (chuveiro de areia) é basicamente constituído por um depósito fixo e uma tremonha basculante, que se desloca automaticamente por cima do contentor a encher.

As características da pluviação (caudal de areia e velocidade de deslocamento da tremonha) foram objecto de uma calibração prévia especificamente adaptada à areia de Fontainebleau a utilizar nos ensaios, sendo estabelecidas em função do peso volúmico seco desejado (16,7 kN/m³).

Tendo em vista o estudo dos mecanismos de rotura, em alguns dos maciços de ensaio (2ª campanha de experiências) foram incluídas camadas coloridas para monitorar os campos de deformação. A visualização das superfícies (bandas) de corte é conseguida à custa da inclusão destes finos estratos coloridos, espaçados de 1 a 2 cm a partir de meia altura do maciço. Para tanto, no decurso da preparação do modelo, a pluviação é interrompida e a superfície superior do maciço é rasada, seguindo-se a deposição de areia do mesmo tipo da pluviação, mas misturada com uma anilina colorida em pó não dispersiva. A mistura é polvilhada sobre a superfície através de um peneiro. Uma vez finalizada esta operação a pluviação é retomada até ser atingida nova cota de referência (Fig. 2).

Depois de concluído o ensaio dos maciços assim confeccionados, procede-se à sua saturação no interior do contentor. Esta operação é conduzida de forma lenta e gradual, promovendo um escoamento de água de sentido ascendente que permita manter intactas as características do solo ensaiado. Após saturação completa o maciço é drenado pela base. A coesão resultante desta operação de molhagem assegura, a partir desse momento, a integridade do maciço, nomeadamente a possibilidade de cortar o modelo segundo planos verticais, o que permite expor as zonas interiores plastificadas.



Fig. 2 - Sequência construtiva dos maciços de areia com inclusões coloridas.

4.3 – Controlo de execução

A técnica construtiva utilizada na confecção dos modelos (pluviação em ar por via seca) revelou-se extremamente eficaz e fiável para obter, em excelentes condições de repetitividade, o peso volúmico pretendido para os maciços de solo. A esta constatação não é estranho o facto de o material de ensaio ser mal graduado. Ainda assim, promoveu-se um controlo sistemático do peso volúmico dos maciços confeccionados, introduzindo no fundo dos contentores caixas calibradas (Fig. 2) para medição *à posteriori* do peso volúmico do solo (Quadros 1 e 2).

Na Fig. 3 resumem-se os resultados desse controlo. É bem patente a excelente repetitividade que a técnica proporciona (peso volúmico seco médio - $16,65 \text{ kN/m}^3$, desvio padrão - $0,03 \text{ kN/m}^3$).

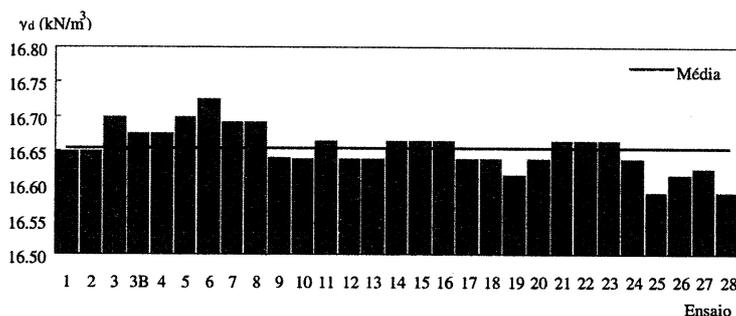


Fig. 3 - Controlo de execução: pesos volúnicos medidos

5 – PROCEDIMENTOS DE ENSAIO E MONITORIZAÇÃO

5.1 – Procedimento de ensaio

Duma maneira geral todas as experiências foram realizadas segundo o mesmo procedimento (instalação do modelo e actuador, consolidação do maciço, aplicação de carga e aquisição de dados).

Uma vez terminada a construção do maciço arenoso, a caixa transparente (Fig. 2) é pesada e cuidadosamente acondicionada no interior do contentor rectangular. O sistema de actuação pneumático é então posicionado sobre o contentor, procedendo-se ao seu aparafusamento às paredes laterais. Em seguida, o conjunto é transportado para a plataforma da centrífugadora.

Procede-se então à ligação dos circuitos de ar de comprimido do actuador e conecta-se a cablagem dos transdutores de deslocamento e força ao sistema de aquisição de dados. Nesta altura são também instaladas, sobre a estrutura de reacção do sistema de actuação, a câmara de vídeo e uma lâmpada fluorescente, que asseguram o contacto visual com o modelo durante o ensaio.

Após inspecção visual da câmara de centrifugação pode-se iniciar a sequência de ensaio, que inclui um fase prévia de consolidação do maciço arenoso. Para tanto realizam-se 2 voos iniciais de cerca de 10 minutos à velocidade de rotação de ensaio. Estes dois ciclos de aceleração permitem estabilizar as deformações residuais do maciço arenoso, que se observam após os primeiros ciclos de subida e descida de aceleração centrífuga. Consegue-se assim obter a uniformidade dos campos de tensão e deformação iniciais dos maciços.

Concluídos os voos prévios, o maciço encontra-se em condições de ser ensaiado. No caso vertente, os ensaios foram conduzidos até ao colapso do maciço de fundação. Para cada um dos ensaios a realizar estimou-se a capacidade resistente da sapata modelo. Os maciços foram solicitados impondo um ciclo incremental de carga com 10 escalões, mantidos constantes durante 3 minutos. Na planificação do ciclo de carga adoptaram-se incrementos de força iguais a 10% da capacidade resistente estimada para a sapata modelo em causa.

5.2 - Monitorização de ensaio

Como se referiu anteriormente, a força exercida sobre a fundação foi medida através de uma célula de força, instalada na extremidade inferior da haste do actuador. No caso vertente, dependendo da capacidade resistente do modelo em estudo, utilizaram-se células de 1, 5 ou 10 kN.

Os assentamentos das sapatas modelo foram monitorizados recorrendo a dois transdutores de 25 mm (LVDT e potenciómetro linear). Os pontos de leitura foram materializados à custa de uma placa circular montada segundo o eixo de aplicação de carga.

Na monitorização dos ensaios utilizou-se um sistema de aquisição e controlo de dados cuja descrição pormenorizada pode ser encontrada em (Portugal, 1999). Assinale-se finalmente que a câmara de vídeo embarcada na plataforma assegura a inspecção visual contínua das experiências.

6 - RESULTADOS DOS ENSAIOS

Os resultados das 2 campanhas de experiências efectuadas podem ser encontrados em (Portugal, 1999). A Fig. 4 ilustra o tipo de resultados em causa.

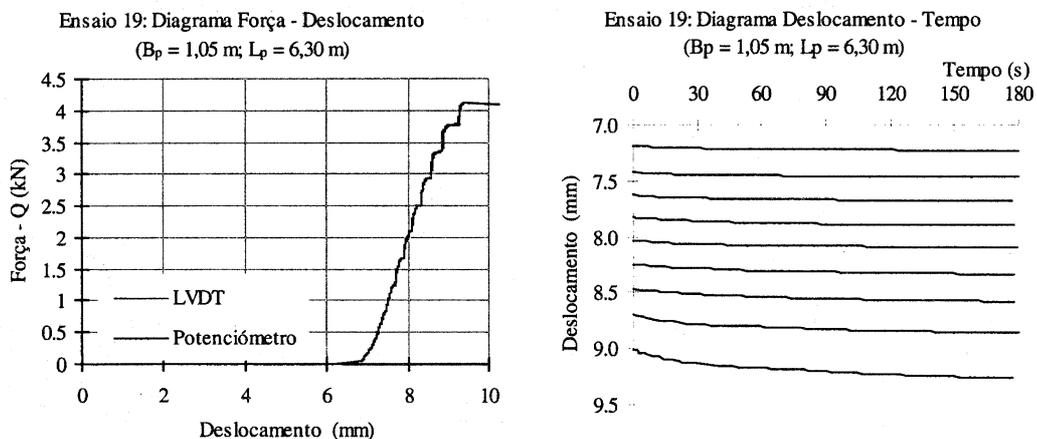


Fig. 4 - Ilustração do tipo de resultados obtidos

Da análise do conjunto de diagramas carga-deslocamento obtidos (Portugal, 1999) constata-se que, em todos os ensaios realizados, o colapso do solo é brusco, com um pico de força bem pronunciado. Por outro lado, assinala-se o facto de, em termos de assentamento, o colapso ocorrer a um nível de deslocamento relativo (δ_u/B) praticamente constante (entre 14 e 20 %). Assim sendo, pareceu lógico reter como critério de colapso um critério correspondente à carga máxima suportada pela fundação.

Em face do exposto, o tratamento dos resultados consistiu na obtenção de uma envolvente adimensional do tipo da representada na Fig. 5. Para tanto, individualizou-se a leitura de deslocamento correspondente ao encosto da sapata sobre a superfície do maciço (δ_0) e tomaram-se as leituras iniciais de força e deslocamento, em cada um dos escalões de carga (Q_{0i} e δ_{0i} , $i = 1, 2 \dots 10$). O deslocamento δ_0 foi identificado por inspecção, correspondendo à primeira leitura significativa da célula de força. A envolvente adimensional foi estabelecida explicitando a relação:

$$\frac{2q_i}{B_p \gamma_d} = \Phi \left(\frac{\delta_i}{B_m} \right) \quad (1)$$

com i a variar entre 1 e o número total de escalões de carga e ,

$$q_i = \frac{Q_{0i}}{B_m L_m} \quad (2)$$

$$\delta_i = \delta_{0i} - \delta_0 \quad (3)$$

Assim procedendo constata-se (Fig. 5) que no primeiro escalão de carga o comportamento exibido é mais flexível, o que é consentâneo com a fase inicial de acomodação da sapata modelo à superfície do maciço. Nos Quadros 1 e 2 resumem-se os resultados dos 29 ensaios realizados.

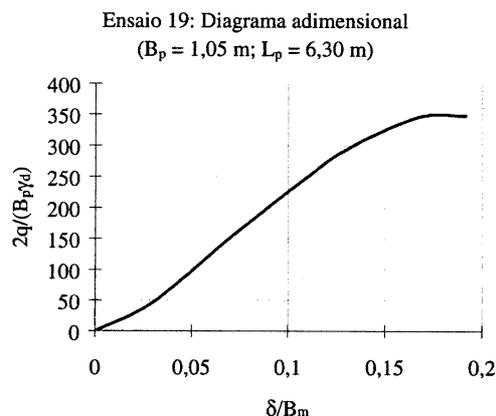


Fig. 5 - Envolvente adimensional tipo

Refere-se finalmente que o aspecto da zona superficial dos maciços após ensaio (Fig. 6), associados ao tipo de comportamento atrás descrito, indiciam uma situação limite do tipo corte generalizado, para os ensaios das sapatas rectangulares com relações L/B de 6, 8 e 10. Para as sapatas quadradas (ensaios 5 a 8 e 27) o aspecto dos maciços é consentâneo com uma rotura por punçoamento (Fig. 7).

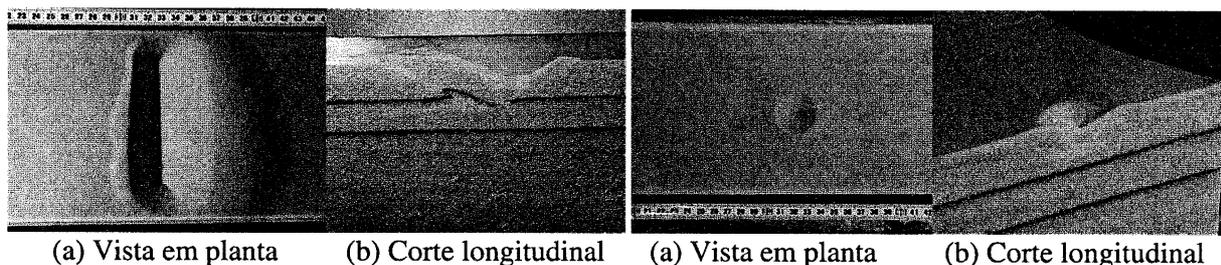


Fig. 6 - Aspecto do maciço do ensaio 25 ($L/B=8$) Fig. 7 - Aspecto do maciço do ensaio 27 ($L/B=1$)

Já para as geometrias intermédias (relações L/B de 2 e 4) a inspeção visual da superfície dos maciços não é conclusiva quanto ao modo limite em causa (Portugal, 1999).

7 - SÍNTESE DO ESTUDO EXPERIMENTAL

Na Fig. 8 apresenta-se a evolução do parâmetro $N_{\gamma,EXP}$ ($2q_u/B_p \gamma_d$) em função da razão L/B , deduzida a partir dos ensaios efectuados. Esta figura demonstra claramente que no caso de sapatas fundadas à superfície ($D_f = 0$) de um maciço de areia de Fontainebleau, a capacidade resistente diminui quando se passa de uma sapata corrida a uma sapata quadrada.

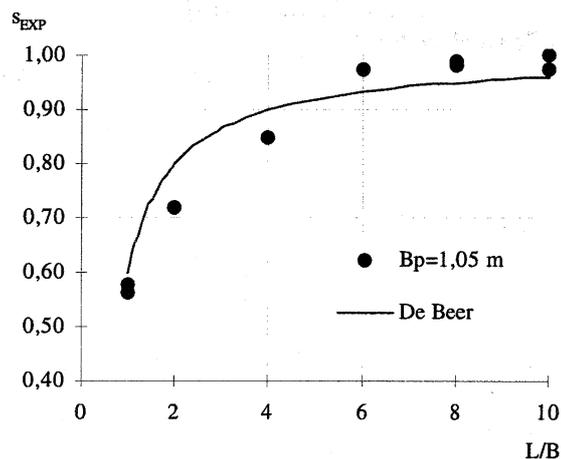
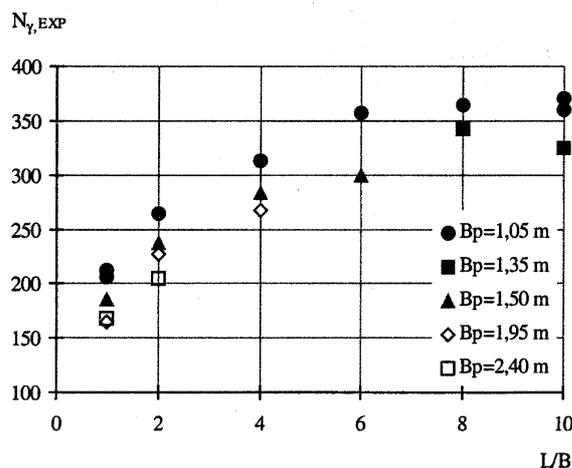


Fig. 8 - Evolução de $N_{\gamma, EXP}$ em função de L/B Fig. 9 - Evolução de s_{EXP} em função de L/B

Para quantificar esse decréscimo da capacidade resistente explicitou-se o factor correctivo de forma experimental (s_{EXP}), dado por:

$$s_{EXP} = \frac{q_u(B, L/B)}{q_u(B, L/B = \infty)} \quad (4)$$

tomando como valores de $q_u(B, L/B = \infty)$ os correspondentes aos resultados experimentais das sapatas com $L/B=10$. Como se constata da Fig. 8, só para o caso de $B_p = 1,05$ m é que se dispõe de um conjunto de resultados experimentais que abarcam a gama completa de relações L/B proposta (1 a 10), pelo que o factor correctivo s_{EXP} só pode ser explicitado para este caso particular, como consta na Fig. 9. Os resultados experimentais constantes da Fig. 9 são convenientemente aproximados pela função linear ($s_{EXP} = 1 - 0,4B/L$) proposta por De Beer para o factor correctivo de forma s_{γ} e que se encontra representada na Fig. 9 por forma a aferir os desvios em relação aos pontos experimentais.

8 - CONFRONTAÇÃO COM MÉTODOS DE CÁLCULO

8.1 - Teorias de capacidade resistente

Com o intuito de aferir a validade das teorias de capacidade resistente de Terzaghi, Meyerhof e Hansen, procurou-se estimar os valores de q_u experimentais, tendo por base as características físicas e mecânicas dos maciços apresentadas em 4. Para cada sapata protótipo tomaram-se os valores do peso volúmico resultantes do controlo de execução dos maciços experimentais (Quadros 1 e 2).

Atendendo ao facto dos assentamentos finais das sapatas modelo serem significativos (0,14 a 0,20B) procedeu-se ao cálculo da capacidade resistente adoptando: $c' \neq 0$; $D_f = \delta_u$ (vide Quadros 1 e 2). A consideração da coesão justifica-se dada a influência deste parâmetro sobre a capacidade resistente e resulta do facto dos maciços de areia não exibirem um teor em água estritamente nulo. Não tendo sido possível estimar o valor de c' a partir dos ensaios triaxiais realizados fez-se apelo a algumas referências bibliográficas onde são apresentadas estimativas da coesão do material em causa (Sable NE 25/34). Da bibliografia consultada resulta consensual que a coesão da areia de Fontainebleau seca se situa entre 0 e 5 kPa (Bakir *et al.*, 1994; Garnier, 1997). Assim, arbitrou-se um valor de coesão de 2 kPa. Na Fig. 10 apresentam-se os resultados desta análise.

Da análise da Fig. 10 resulta que as teorias de capacidade resistente utilizadas conduzem a estimativas aceitáveis da carga q_u , para sapatas com relações L/B entre 10 e 6. Abaixo destes valores identifica-se uma tendência para sobrestimar a capacidade resistente à medida que esta tende para quadrada. No caso das teorias de Terzaghi e Hansen, a adopção do valor de ϕ' correspondente ao ensaio triaxial permite inverter essa tendência, quando L/B é igual 1.

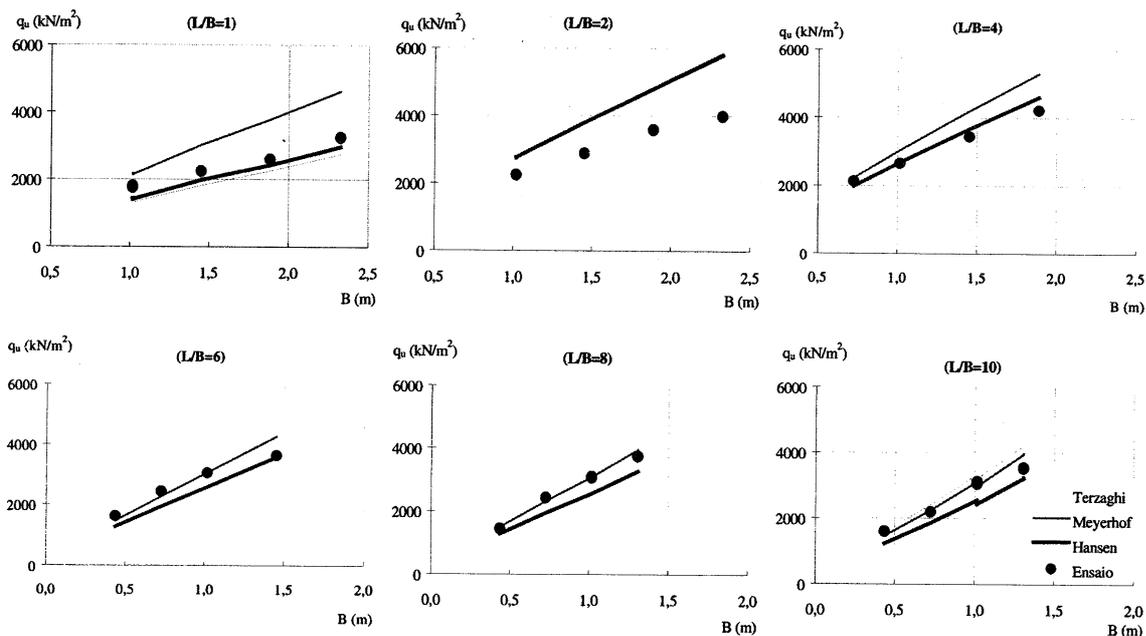


Fig. 10 - Comparação entre os resultados experimentais e teorias de capacidade resistente

Esta análise é consentânea com as figuras de rotura detectadas na 2ª campanha de ensaios realizados. De facto, tendo as teorias de capacidade resistente como premissa de base, um modelo reológico simplificado, que conduz a uma boa aproximação do fenómeno de corte generalizado (Portugal, 1999), é expectável uma boa aproximação teórica aos casos em que esse fenómeno se identifica (L/B entre 6 e 10). Já quando a capacidade resistente experimental é condicionada, não pela rotura generalizada do solo, mas apenas por roturas em zonas limitadas do meio de fundação, como se verificou nos casos de L/B entre 1 e 4, é expectável que o modelo reológico simplificado conduza a estimativas contrárias à segurança.

8.2 - Método dos elementos finitos

Com o intuito de aferir a validade do método dos elementos finitos, associado a uma lei constitutiva elástica perfeitamente plástica, estabeleceu-se um modelo numérico de análise dos ensaios realizados (Fig. 11).

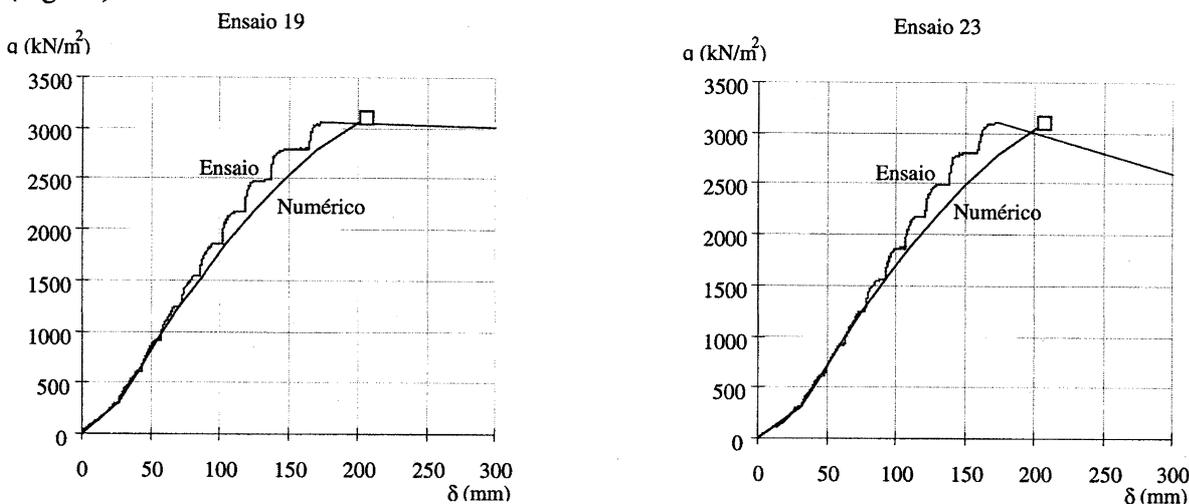


Fig. 11 - Diagramas pressão-deslocamento das sapatas protótipo 19 ($L/B = 6$) e 23 ($L/B = 8$)
 Recorreu-se ao programa de estados planos SIGMA/W da GEO-SLOPE, International, procurando-se confrontar os resultados numéricos com os obtidos para as sapatas modelo com relações

L/B entre 6 e 10. A descrição detalhada dos cálculos efectuados consta de Portugal, 1999. A Fig. 11 ilustra, a título indicativo, os resultados da modelação numérica dos ensaios 19 (L/B = 6) e 23 (L/B = 8). Assinala-se o acordo entre resultados experimentais e numéricos.

9 - CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS DE DESENVOLVIMENTO

O Centro de Ensaio com Centrifugadora do LNEC encontra-se actualmente dotado de um conjunto de equipamentos e rotinas operativas que permitem modelar problemas de capacidade resistente de fundações superficiais, submetidas a acções verticais estáticas. De facto, desenvolveram-se procedimentos de monitorização e de actuação mecânica, estabeleceu-se e calibrou-se um método construtivo reprodutível para maciços de areias mono-granulares e materializou-se um sistema de pós-processamento dos maciços, tendo em vista a análise das figuras de colapso.

Relativamente aos efeitos de forma na capacidade resistente de sapatas fundadas à superfície, confirmou-se a validade do factor de forma inicialmente proposto por De Beer para traduzir a redução de resistência, quando se passa de uma sapata corrida para uma sapata finita fundada nas mesmas condições. Na segunda campanha de experiências, e dependendo da geometria das sapatas, identificaram-se diferentes cenários de rotura do meio de fundação. Obteve-se a confirmação de que para sapatas corridas fundadas em materiais incoerentes densos, a capacidade resistente é condicionada por uma rotura generalizada do maciço de fundação.

Estas conclusões são no entanto restritas à configuração experimental simplificada que se utilizou, havendo a necessidade de alargar a investigação a condições de fundação mais abrangentes, como sejam os casos de sapatas encastradas no meio de fundação ($D_f \neq 0$); submetidas a carregamentos inclinados, excêntricos ou cíclicos; próximas de taludes e fundadas sobre materiais coerentes.

Com o intuito de aferir a validade das teorias de capacidade resistente e do método dos elementos finitos, associado a uma lei constitutiva elástica perfeitamente plástica para o solo de fundação, promoveu-se uma confrontação directa entre os resultados experimentais e os obtidos por estas duas vias. Concluiu-se que de uma maneira geral, as teorias clássicas de capacidade resistente não permitem obter estimativas fiáveis da resistência, para a generalidade dos casos com interesse prático. A sua validade parece restringir-se ao caso de sapatas corridas. Na aplicação do método dos elementos finitos recorreu-se a um programa de estados planos. A confrontação com os resultados experimentais teve assim que ser restrita aos ensaios em que se identificou uma tipologia de comportamento bidimensional (relações L/B entre 6 e 10). Após calibração prévia, o modelo numérico conduziu a resultados em bom acordo com os observados em modelo reduzido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Bakir, N.; Garnier, J.; Canepa, Y. (1994). Etude sur modèles centrifugés de la capacité portante de fondations superficielles. Série Géotechnique GT 59, LCPC.
- Garnier, J. (1997). Validation des modèles physiques et numériques: problème des effets d'échelle. Proceedings of the 14th ICSMFE, Vol. 1, ISSMGE, Hamburg, pp. 659-662.
- Portugal, J. C. (1999). Modelação física com centrifugadora. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, IST.
- Portugal, J. C.; Madeira, L.; Santos, C. (1995). Centrifugadora do Departamento de Geotecnia. Recepção e colocação em serviço. Relatório 290/95 - DG/CPCE, LNEC.



**VII Congresso
Nacional
de Geotecnia
2000**

A Geotecnia Portuguesa no início do novo século

