

# Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise e Dimensionamento.

Tiago Sarmento Sabino Domingues

Licenciado em Engenharia Civil

pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto  
para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica,  
realizada sob supervisão dos Professores José Leitão Borges e António Silva Cardoso

do Departamento de Engenharia Civil

da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Porto, Março de 2006



Dedico este trabalho aos meus Pais,  
e à minha filha *Sofia*, que é a pessoa mais importante da minha vida



# Índice Geral

|                                                           |      |
|-----------------------------------------------------------|------|
| Índice Geral                                              | i    |
| Resumo                                                    | iii  |
| Abstract                                                  | v    |
| Agradecimentos                                            | vii  |
| Índice de texto                                           | ix   |
| Índice de figuras                                         | xiii |
| Introdução                                                | xxi  |
| <br>                                                      |      |
| Capítulo 1 – Tecnologia de construção de colunas de brita | 1    |
| Capítulo 2 – Dimensionamento de colunas de brita          | 29   |
| Capítulo 3 – Modelo numérico                              | 63   |
| Capítulo 4 – Estudo da célula fundamental                 | 93   |
| Capítulo 5 – Análises paramétricas                        | 129  |
| Capítulo 6 – Aplicação do modelo a um caso real           | 183  |
| Capítulo 7 – Considerações finais                         | 201  |
| Referências bibliográficas                                | 205  |



## Resumo

O presente trabalho pretende contribuir para um melhor conhecimento da técnica de reforço de solos conhecido como Colunas de Brita, bem como do seu comportamento evolutivo ao longo do tempo resultante do processo de consolidação associado a um carregamento exterior materializado pela construção de um aterro.

Assim descreve-se a fenomenologia associada ao seu comportamento, com enfoque na descrição das técnicas correntemente utilizadas, e respectivos campos de aplicação. Revêem-se alguns dos principais métodos de análise e dimensionamento, disponíveis na bibliografia especializada.

Descrevem-se as principais características de um modelo numérico de cálculo bidimensional (através da técnica dos elementos finitos), que permite efectuar análises de consolidação através de uma formulação acoplada mecânico-hidráulica (extensão da teoria de Biot) na qual o comportamento do solo é definido em termos de tensões efectivas. Para a modelação do comportamento do solo utiliza-se um modelo constitutivo elastoplástico não linear, baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos (modelo  $p-q-\theta$ ).

Com a utilização deste modelo, estuda-se numericamente um problema base recorrendo ao conceito de célula unitária. Posteriormente, realizam-se diversas análises paramétricas com o objectivo de perceber a importância de alguns parâmetros no comportamento de aterros sobre solos moles reforçados com Colunas de Brita, e propõe-se um ábaco de pré-dimensionamento.

Finalmente, procede-se à simulação de um caso real, e tiram-se conclusões sobre o comportamento numérico Versus comportamento observado.

Palavras-chave: Colunas de brita; solos moles; consolidação; modelos de estados críticos.



## Abstract

The aim of this work is to contribute for a better understanding of the soft soil reinforcement technique known as Stone Columns, as well as its time-dependent behaviour, resulting of the consolidation process allied to an exterior loading resulting of the construction of an embankment.

Thus, the basic process of its behaviour, focusing the description of currently used techniques and application fields is described. Main analysis and design methods available in specialised literature are reviewed.

Main features of the calculation model, which enable consolidation analysis through coupled formulation (extend Biot Theory) are analysed. An elasto-plastic critical state ( $p$ - $q$ - $\theta$ ) model is presented.

Using this model, a basic problem is numerically studied based on the unit cell concept. Next, several parametric analysis are carried out, to acknowledge the importance of some parameters in the stone columns soil reinforcement performance, and is presented a pré-design chart.

Finally, a real case study is compared with a simulation, and conclusions are presented on numeric behaviour Versus observed behaviour

Key Words: Stone columns; soft soils; consolidation; critical state models.



## Agradecimentos

Ao finalizar este trabalho, deseja o autor expressar o seu agradecimento a todas as pessoas ou entidades que de alguma forma contribuíram para a sua realização, de forma especial:

- Ao Professor José Leitão Borges, que orientou esta tese, pelo interesse e incentivo, disponibilidade e paciência demonstrada ao longo deste trabalho;
- Ao Professor António Silva Cardoso, co-orientador desta tese, pelos sólidos conhecimentos transmitidos, já desde longa data, e por ser um exemplo a seguir;
- Ao Professor Manuel Matos Fernandes, pela forma galvanizante como sempre transmitiu os conceitos da mecânica dos solos, desde os tempos da licenciatura, e por ter lançado o desafio do mestrado;
- Ao Professor José Couto Marques pela disponibilidade que sempre demonstrou para atender qualquer tipo de questão e por me ter dado ânimo num momento menos bom;
- Ao Professor Álvaro Azevedo pela disponibilização do software DRAWMESH de tratamento gráfico de resultados, sem o qual este trabalho teria sido muito mais difícil;
- À IPERFORMA, Arquitectura e Engenharia, S.A., em especial ao Engenheiro Daniel Quintã e às minhas colegas Engenheiras Luísa Almeida e Isabel Costa, aos quais estarei sempre grato pelo apoio incondicional, compreensão e confiança nas minhas capacidades, em especial nos momentos menos bons;
- À empresa Keller, Grundbau (Portugal), na pessoa do Engenheiro Miguel Candeias, pela disponibilização de elementos para o estudo do caso real, assim como pelo interesse demonstrado neste trabalho e pela transmissão de alguma da experiência acumulada neste tipo de obras.
- A todos os colegas, nomeadamente aos Engenheiros Fernando Vieira, António Alberto, Luís Brás, Mafalda Chaves, Catarina Santos, Patrícia Lopes, Ângelo Jacob, Ricardo Teixeira, João Miguel Oliveira e Inês Saavedra, pelo incentivo e partilha dos mesmos objectivos;
- Ao José Pedro Moreira, Bruno Cruz, Diogo Vilaça e Vítor Ferreira, que pela sua presença tornaram este trabalho mais fácil de levar até ao fim.

Finalmente deixo para o fim o mais importante: o meu profundo agradecimento aos meus Pais, que sempre foram e sempre serão os meus modelos de vida, e que sempre confiaram nas minhas capacidades; aos meus irmãos Nuno, Rita, André e Miguel pelo exemplo que sempre foram para mim, e pela amizade que nunca nos separará.



|                                                                            |               |
|----------------------------------------------------------------------------|---------------|
| <b>1 - Tecnologia de construção de colunas de brita .....</b>              | <b>1</b>      |
| 1.1 - Preâmbulo.....                                                       | 1             |
| 1.2 – Objectivos da aplicação de colunas de brita.....                     | 1             |
| 1.3 - Características dos materiais .....                                  | 5             |
| 1.4 - Métodos de execução .....                                            | 10            |
| 1.4.1 – Vibrocompactação e vibrosubstituição.....                          | 10            |
| 1.4.2 - Colunas de brita .....                                             | 14            |
| 1.5 - Aspectos diversos associados à construção de colunas de brita .....  | 22            |
| 1.5.1 – Caracterização dos maciços a tratar.....                           | 22            |
| 1.5.2 – Instrumentação e controlo.....                                     | 24            |
| 1.5.3 – Aspectos construtivos e campo de aplicação.....                    | 25            |
| <br><b>2 - Dimensionamento de colunas de brita .....</b>                   | <br><b>29</b> |
| 2.1 - Introdução .....                                                     | 29            |
| 2.2 - Conceitos gerais .....                                               | 30            |
| 2.3 - Avaliação da capacidade de carga .....                               | 34            |
| 2.3.1 – Mecanismo de rotura .....                                          | 34            |
| 2.3.2 – Método empírico de Thornburn.....                                  | 38            |
| 2.3.3 – Método semi-empírico .....                                         | 39            |
| 2.4 - Avaliação dos assentamentos .....                                    | 42            |
| 2.4.1 – Preâmbulo.....                                                     | 42            |
| 2.4.2 – Aplicação dos estudos de Mattes e Poulos para estacas rígidas..... | 43            |
| 2.4.3 – Método de Greenwood .....                                          | 44            |
| 2.4.4 – Método simplificado de Aboshi et al (1979).....                    | 45            |
| 2.4.5 – Método de Balaam e Booker (1981) .....                             | 46            |
| 2.4.6 – Método de Balaam e Booker (1985) .....                             | 48            |
| 2.4.7 – Método proposto por Priebe (1995) .....                            | 50            |

|                                                                                  |           |
|----------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 2.5 – Métodos de homogeneização .....                                            | 56        |
| 2.6 – Redução do potencial de liquefacção .....                                  | 57        |
| <b>3 – Modelo numérico .....</b>                                                 | <b>63</b> |
| 3.1 - Introdução .....                                                           | 63        |
| 3.2 - Consolidação em meios porosos .....                                        | 64        |
| 3.2.1 - Preâmbulo .....                                                          | 64        |
| 3.2.2 - Problema mecânico- equações de equilíbrio .....                          | 65        |
| 3.2.3 - Problema hidráulico- equações de continuidade .....                      | 66        |
| 3.2.4 - Formulação do problema acoplado pelo Métodos dos Elementos Finitos ..... | 69        |
| 3.2.4.1 - Preâmbulo .....                                                        | 69        |
| 3.2.4.2 - Elementos finitos- Discretização do espaço .....                       | 69        |
| 3.2.4.3 - Elementos finitos- Discretização do tempo .....                        | 72        |
| 3.2.4.4 - Simplificações .....                                                   | 73        |
| 3.3 - Comportamento do solo .....                                                | 75        |
| 3.3.1 – Preâmbulo .....                                                          | 75        |
| 3.3.2 - Modelos elastoplásticos- fundamentos teóricos .....                      | 77        |
| 3.3.3 - O Modelo $p-q-\theta$ ?.....                                             | 81        |
| 3.3.3.1 – Preâmbulo .....                                                        | 81        |
| 3.3.3.2 - Relação volume-tensão média efectiva.....                              | 81        |
| 3.3.3.3 - Linha de estados críticos .....                                        | 82        |
| 3.3.3.4 - Superfície de cedência.....                                            | 84        |
| 3.3.3.5 - Lei de endurecimento .....                                             | 86        |
| 3.3.3.6 - Matriz de rigidez elastoplástica .....                                 | 86        |
| 3.3.3.7 - Determinação dos parâmetros do modelo $p-q-\theta$ .....               | 88        |
| <b>4 - Estudo da célula fundamental .....</b>                                    | <b>93</b> |
| 4.1 - Introdução .....                                                           | 93        |
| 4.2 - Descrição da célula fundamental .....                                      | 94        |

|                                                   |            |
|---------------------------------------------------|------------|
| 4.3 - Análise de resultados.....                  | 100        |
| 4.3.1 - Introdução .....                          | 100        |
| 4.3.2 – Deslocamentos .....                       | 100        |
| 4.3.3 - Tensões .....                             | 110        |
| 4.3.4 – Factor de redução de assentamentos.....   | 123        |
| 4.4 – Considerações finais .....                  | 128        |
| <b>5 - Análises paramétricas .....</b>            | <b>129</b> |
| 5.1 - Introdução .....                            | 129        |
| 5.2 - Coeficiente de substituição .....           | 131        |
| 5.2.1 - Considerações iniciais .....              | 131        |
| 5.2.2 - Análise aos deslocamentos .....           | 132        |
| 5.2.2.1 - Deslocamentos verticais .....           | 132        |
| 5.2.2.2 - Deslocamentos horizontais .....         | 137        |
| 5.2.3 - Factor de concentração de tensões .....   | 138        |
| 5.3 - Espessura do estado mole .....              | 143        |
| 5.3.1 - Considerações iniciais .....              | 143        |
| 5.3.2 - Análise aos deslocamentos .....           | 144        |
| 5.3.2.1 - Deslocamentos verticais .....           | 144        |
| 5.3.2.2 - Deslocamentos horizontais .....         | 148        |
| 5.3.3 - Factor de concentração de tensões .....   | 151        |
| 5.3.4 - Conclusões .....                          | 155        |
| 5.4 – Ângulo de atrito da brita.....              | 156        |
| 5.4.1 - Considerações iniciais .....              | 156        |
| 5.4.2 - Análise aos deslocamentos .....           | 156        |
| 5.4.3 - Análise de tensões .....                  | 159        |
| 5.5 – Deformabilidade do material de aterro ..... | 161        |
| 5.5.1 - Considerações iniciais .....              | 161        |
| 5.5.2 – Análise de resultados . .....             | 162        |
| 5.5.3 – Conclusões .....                          | 166        |

|                                                                     |            |
|---------------------------------------------------------------------|------------|
| 5.6 – Deformabilidade da brita .....                                | 167        |
| 5.6.1 - Considerações iniciais .....                                | 167        |
| 5.6.2 – Deslocamentos verticais.....                                | 167        |
| 5.6.3 – Deslocamentos horizontais .....                             | 173        |
| 5.6.4 – Análise de tensões .....                                    | 174        |
| 5.6.5 – Conclusões .....                                            | 176        |
| 5.7 – Considerações finais. Correlação entre $n$ , $m$ e $CS$ ..... | 177        |
| <br><b>6- Aplicação do modelo um caso real .....</b>                | <b>183</b> |
| 6.1 - Preâmbulo.....                                                | 183        |
| 6.2 – Apresentação da obra .....                                    | 184        |
| 6.3 – Caracterização geotécnica e instrumentação .....              | 185        |
| 6.4 – Modelação numérica da obra .....                              | 187        |
| 6.4.1 – Hipóteses gerais de cálculo .....                           | 187        |
| 6.4.2 – Análise de resultados .....                                 | 191        |
| 6.4.2.1 - Deslocamentos .....                                       | 192        |
| 6.4.2.2 – Tensões .....                                             | 194        |
| 6.4.2.3 – Factor de concentração de tensões .....                   | 198        |
| 6.5 – Considerações finais .....                                    | 199        |
| <br><b>7- Considerações finais. ....</b>                            | <b>201</b> |
| <br><b>Referências Bibliográficas. ....</b>                         | <b>205</b> |

# Índice de figuras

## Capítulo 1- Tecnologia de construção de colunas brita

|                                                                                                                                                                                                                                        |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 1.1 - Esquema simplificado de uma coluna de brita .....                                                                                                                                                                         | 2  |
| Figura 1.2 - Esquema simplificado de reforço de solo aluvionar para execução de aterro de apoio de uma plataforma de uma via de comunicação.....                                                                                       | 4  |
| Figura 1.3 - Fusos granulométricos de 4 composições de material de enchimento, segundo a Federal Highway Administration .....                                                                                                          | 7  |
| Figura 1.4 - Relação entre o diâmetro das colunas de brita e a resistência não drenada do solo em 14 locais diferentes.....                                                                                                            | 9  |
| Figura 1.5 - Compactação dinâmica – Aeroporto de Changi – Singapura – Peso 25ton; Altura de queda 25m (Massarsch 2004) .....                                                                                                           | 11 |
| Figura 1.6 -Domínio de aplicação da vibrocompactação e da vibrosubstituição (retirado e adaptado de Priebe 1998) .....                                                                                                                 | 13 |
| Figura 1.7 - Método tradicional de execução de uma coluna de brita.....                                                                                                                                                                | 16 |
| Figura 1.8 - Coluna de brita executada com trado contínuo e veio de alimentação interna e apiloamento (Adalier K., Elgamal A., 2004) .....                                                                                             | 17 |
| Figura 1.9 - Diferentes métodos de alimentação de brita: a) - Vibrador com alimentação na ponta – “Bottom feed method” ; b) – Alimentação superior – “Top feed method” (fotografias retiradas do Grupo Keller e do Grupo Menard) ..... | 19 |
| Figura 1.10 - Constituição de uma sonda vibradora (Fonte: Vibro Systems Inc.).....                                                                                                                                                     | 20 |
| Figura 1.11 - Representação da profundidade, da intensidade de corrente eléctrica e do volume de brita consumido na construção de uma coluna de brita em função do tempo (Fonte: Vibro Systems Inc.).....                              | 21 |

## Capítulo 2- Dimensionamento de colunas de brita

|                                                                                |    |
|--------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.1 - Diferentes distribuições em planta de coluna de britas.....       | 30 |
| Figura 2.2 - Factor de concentração de tensões .....                           | 32 |
| Figura 2.3 - Isócronas do excesso de pressão neutra. ....                      | 33 |
| Figura 2.4 - Tensões actuantes numa estaca rígida e numa coluna de brita. .... | 35 |

|                                                                                                                                                                                        |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.5 - Previsão da carga admissível no topo e do diâmetro eficaz de uma coluna de brita em função da resistência não drenada do solo (segundo Thorburn, 1975). .....             | 39 |
| Figura 2.6 - Relação entre o parâmetro $l$ e $E_u / c_u$ .....                                                                                                                         | 40 |
| Figura 2.7 - Factor de influência $I_p$ (segundo Mattes e Poulos, 1969). .....                                                                                                         | 43 |
| Figura 2.8 - Diagrama de redução de assentamentos observados sob fundações de grandes dimensões, devido à execução de colunas de brita em solos moles (segundo Greenwood, 1970). ..... | 44 |
| Figura 2.9 - Efeito da relação do espaçamento das colunas ( $a/b$ ) no factor de redução de assentamentos (segundo Balaam e Booker). .....                                             | 47 |
| Figura 2.10 - Relação tensão-deformação para diferentes tipos de análise e para uma relação do diâmetro de influência/diâmetro de coluna de 2. (segundo Balaam e Booker). .....        | 48 |
| Figura 2.11 - Efeito da dilatação na correcção ao assentamento elástico, $d_{elas}$ , para $d_e/d=2$ , $f_{col}=40$ , e $n_{sol}=0.3$ (segundo Balaam e Booker). .....                 | 49 |
| Figura 2.12 - Comparação entre alguns métodos de previsão de assentamentos (adaptado de Balaam e Booker). .....                                                                        | 50 |
| Figura 2.13 - Relação entre o factor básico de melhoramento e a relação $A_{col}/A$ (segundo Priebe). .....                                                                            | 52 |
| Figura 2.14 - Consideração do efeito da compressibilidade (segundo Priebe). .....                                                                                                      | 53 |
| Figura 2.15 - Determinação do factor de profundidade (segundo Priebe). .....                                                                                                           | 55 |
| Figura 2.16 - Limite do factor de profundidade (segundo Priebe). .....                                                                                                                 | 56 |
| Figura 2.17 - Relação entre a tensão de corte sísmica e a resistência de ponta do ensaio CPT para solos arenosos (segundo Stark e Olson (1995)).....                                   | 59 |
| Figura 2.18 - Tensões residuais no solo entre colunas. ....                                                                                                                            | 60 |

### Capítulo 3- Programa de cálculo

|                                                                                                                                                                                                                                                                                 |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 3.1 - Superfícies de rotura no plano octaédrico de uma areia no estado solto e denso obtidas a partir de ensaios triaxiais. Comparação com as superfícies de rotura definidas pelos critérios de Mohr-Coulomb e de Drucker-Prager (adaptado de Lade e Duncan, 1973)..... | 77 |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|

|                                                                                                                                                                                                                                                                                        |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 3.2 - Curvas teóricas de compressão virgem, descompressão e recompressão. ....                                                                                                                                                                                                  | 81 |
| Figura 3.3 – Linha de estados críticos nos referenciais: a) $(p, n, q)$ ; b) $(p, q)$ ; c) $(\ln p, n)$ . ....                                                                                                                                                                         | 83 |
| Figura 3.4 – Significado gráfico do nível de tensão $SL = \frac{tg\theta}{tg\Psi} = \frac{q}{M p}$ .....                                                                                                                                                                               | 83 |
| Figura 3.5 – a) Superfícies de cedência do modelo p-q- $\theta$ , no referencial (p,q); b) endurecimento (trajectória de tensões 1-2; c) amolecimento (trajectória de tensões 3-4); d) superfície de cedência do modelo p-q- $\theta$ no espaço das tensões principais efectivas. .... | 83 |

#### Capítulo 4- Estudo da célula fundamental

|                                                                                                                                         |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.1 - Esquema do problema a estudar .....                                                                                        | 93  |
| Figura 4.2 - Célula fundamental .....                                                                                                   | 94  |
| Figura 4.3 - Malha de elementos finitos usada no problema base .....                                                                    | 95  |
| Figura 4.4 - Elementos finitos de utilizados: a) no solo mole; b) na coluna e no aterro .....                                           | 96  |
| Figura 4.5 - Características mecânicas e geométricas da célula fundamental – problema base .....                                        | 99  |
| Figura 4.6 - Deformadas ao fim de 4, 7 e 78 semanas (factor de ampliação de deslocamentos igual a 5) .....                              | 101 |
| Figura 4.7 - Assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ( $z=0m$ ), em função do tempo decorrido .....               | 101 |
| Figura 4.8 - Assentamentos na base do aterro ( $z=0m$ ), durante a construção do mesmo .....                                            | 102 |
| Figura 4.9 - Assentamentos na base do aterro ( $z=0m$ ), após a construção da primeira camada de 0.25m .....                            | 103 |
| Figura 4.10 - Assentamentos na base do aterro ( $z=0m$ ) no período pós-construtivo. ....                                               | 104 |
| Figura 4.11 - Efeito de arco no sistema coluna/solo circundante e no aterro .....                                                       | 104 |
| Figura 4.12 - Cruzetas de tensões efectivas no final da consolidação (78 semanas).....                                                  | 105 |
| Figura 4.13 - Evolução temporal do assentamento no centro da coluna ( $x=0$ ) e na periferia da célula ( $x=1.15m$ ), para $z=0m$ ..... | 106 |

|                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                               |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.14 - Deslocamento vertical ao longo da interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ) para 3 instantes de tempo diferentes (4, 9 e 78 semanas) .....                                                                                                                                                                                                                             | 107 |
| Figura 4.15 - Evolução ao longo do tempo dos deslocamentos horizontais ao longo da interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ).....                                                                                                                                                                                                                                                    | 108 |
| Figura 4.16 - Deslocamentos verticais no final da construção para profundidades $z=0$ , $z=0.1m$ , $z=0.4m$ , $z=1.0m$ e $z=2.0m$ .....                                                                                                                                                                                                                                       | 109 |
| Figura 4.17 - Deslocamentos verticais no final da consolidação para profundidades $z=0$ , $z=0.1m$ , $z=0.4m$ , $z=1.0m$ e $z=2.0m$ .....                                                                                                                                                                                                                                     | 109 |
| Figura 4.18 - Excesso de pressão neutra gerado durante a construção .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                     | 111 |
| Figura 4.19 - Excesso de pressão neutra após a construção .....                                                                                                                                                                                                                                                                                                               | 111 |
| Figura 4.20 - Acréscimo de tensão efectiva vertical, $\sigma'_y$ , para um tempo decorrido de 4, 7, 13 e 78 semanas respectivamente .....                                                                                                                                                                                                                                     | 112 |
| Figura 4.21 - Incrementos de tensão vertical efectiva a uma profundidade de 0.4m: a) durante a construção do aterro; b) após a construção .....                                                                                                                                                                                                                               | 113 |
| Figura 4.22 - Incrementos de tensão vertical efectiva a uma profundidade de 1.0m: a) durante a construção do aterro; b) após a construção .....                                                                                                                                                                                                                               | 114 |
| Figura 4.23 - Esquema usado para o cálculo do factor de concentração de tensões                                                                                                                                                                                                                                                                                               | 115 |
| Figura 4.24 - Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade, no final da consolidação .....                                                                                                                                                                                                                                                                   | 116 |
| Figura 4.25 - Evolução da tensão tangencial ao longo da interface coluna/solo, no final da consolidação .....                                                                                                                                                                                                                                                                 | 117 |
| Figura 4.26 - Evolução do factor de concentração de tensões, $FC$ , em profundidade, para os instantes de 4, 13 e 78 semanas .....                                                                                                                                                                                                                                            | 118 |
| Figura 4.27 - Evolução ao longo do tempo do factor de concentração de tensões para duas profundidades diferentes, $z=0.4m$ e $z=1.0m$ .....                                                                                                                                                                                                                                   | 119 |
| Figura 4.28 - Níveis de tensão mobilizados durante e após a construção do aterro                                                                                                                                                                                                                                                                                              | 120 |
| Figura 4.29 - Evolução do deslocamento horizontal de um ponto situado na interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ) e a uma profundidade $z=1.0m$ em percentagem do deslocamento horizontal máximo desse mesmo ponto no final da consolidação, e a evolução, também em percentagem do valor máximo no final da consolidação, do assentamento médio na base do aterro ( $z=0m$ ) ..... | 122 |
| Figura 4.30 - Nível de Tensão, $SL$ , em função da distância radial, $x$ , para diversos instantes de tempo após a construção e a uma profundidade de $z=1.0m$ .....                                                                                                                                                                                                          | 122 |

|                                                                                                                                      |     |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.31 - Assentamentos médios na base do aterro ao longo do tempo para as situações com e sem reforço com colunas de brita..... | 124 |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|

## Capítulo 5- Análises paramétricas

|                                                                                                                                                                  |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 5.1 - Assentamentos no final da consolidação, função da distância radial, $x$ , para diferentes relações de espaçamento entre colunas.....                | 132 |
| Figura 5.2 - Relação do factor de melhoramento, $n$ , com $1/CS$ .....                                                                                           | 134 |
| Figura 5.3 - Relação do factor de melhoramento, $n$ , com $b/a$ .....                                                                                            | 134 |
| Figura 5.4 - Evolução do assentamento médio na base do aterro em função do tempo, para diferentes valores do coeficiente de substituição, $CS$ ....              | 135 |
| Figura 5.5 - Evolução do grau de consolidação médio em função do tempo, para diferentes valores do coeficiente de substituição, $CS$ .....                       | 135 |
| Figura 5.6 - Excesso de pressão neutra para um tempo decorrido de 13 semanas, para vários valores da relação de $1/CS$ .....                                     | 136 |
| Figura 5.7 - Evolução do deslocamento horizontal em profundidade na interface coluna/solo, no final da consolidação.....                                         | 137 |
| Figura 5.8 - Evolução do factor de concentração de tensões, $FC$ , em profundidade, função do coeficiente de substituição, $CS$ , no final da consolidação ..... | 139 |
| Figura 5.9 - Evolução do acréscimo da tensão média efectiva vertical na coluna e no solo, com a relação $1/CS$ , no final da consolidação .....                  | 140 |
| Figura 5.10 - Evolução do factor de concentração de tensões médio, no final da consolidação, em função de: a) relação $1/CS$ ; b) Distância radial, $b$ .....    | 141 |
| Figura 5.11 - Relação entre o factor de melhoramento, $n$ , e o acréscimo da tensão efectiva vertical na coluna, para os cálculos C0 a C3.....                   | 142 |
| Figura 5.12 - Deslocamentos verticais na base do aterro ( $z=0m$ ), no final da consolidação, em função da distância radial, $x$ .....                           | 144 |
| Figura 5.13 - Evolução do assentamento médio na base do aterro com o aumento da profundidade do estrato mole .....                                               | 145 |
| Figura 5.14 - Evolução com o tempo do: a) assentamento na base do aterro ( $z=0m$ ); b) grau de consolidação médio, $U$ .....                                    | 147 |
| Figura 5.15 - Evolução do deslocamento horizontal ao longo da interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ) para diferentes espessuras do estrato mole .....                | 148 |

|                                                                                                                                                                                                           |     |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 5.16 - Evolução do deslocamento horizontal normalizado ao longo da interface ( $x=0.5m$ ) em função da profundidade normalizada do estrato mole .....                                              | 149 |
| Figura 5.17 - Evolução do deslocamento vertical normalizado $\delta_{vert}/\delta_{vert, \text{máx}}$ , dos pontos situados na interface ( $x=0.5m$ ), em função da profundidade normalizada, $z/H$ ..... | 150 |
| Figura 5.18 - Níveis de tensão, $SL$ , mobilizados no final da consolidação para os cálculos H0, H1 e H2.....                                                                                             | 151 |
| Figura 5.19 - Evolução do factor de concentração de tensões, $FC$ , em profundidade, para vários valores da espessura do estrato, no final da consolidação.....                                           | 152 |
| Figura 5.20 - Variação do factor de concentração de tensões médio com a variação da espessura do estrato, $H$ , no final da consolidação .....                                                            | 153 |
| Figura 5.21 - Variação do acréscimo de carga vertical na coluna de brita em profundidade, para vários valores da espessura do estrato, no final da consolidação .....                                     | 154 |
| Figura 5.22 - Influência do ângulo de atrito no assentamento médio na base do aterro, no final da consolidação .....                                                                                      | 157 |
| Figura 5.23 - Influência do ângulo de atrito da brita, $f_{col}$ , no perfil de assentamentos normalizados, $\delta/\delta_{\text{médio}}$ , no final da consolidação e na base do aterro .....           | 158 |
| Figura 5.24 - Evolução de do factor de concentração de tensões em profundidade, para vários valores do ângulo de atrito da coluna, no final da consolidação .....                                         | 159 |
| Figura 5.25 - Influência do ângulo de atrito da coluna, $f_{col}$ , no factor de concentração de tensões médio .....                                                                                      | 160 |
| Figura 5.26 - Níveis de tensão mobilizados no final da consolidação para os cálculos B0 a B3.....                                                                                                         | 161 |
| Figura 5.27 - Influência da deformabilidade do aterro no valor do assentamento médio na base do aterro, no final da consolidação.....                                                                     | 162 |
| Figura 5.28 - Influência da deformabilidade do aterro no perfil de assentamentos na base do aterro e no final da consolidação .....                                                                       | 163 |
| Figura 5.29 - Influência da deformabilidade do aterro no factor de melhoramento, $n$ .....                                                                                                                | 164 |

|                                                                                                                                                                                                       |     |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 5.30 - Influência da deformabilidade do aterro na evolução do assentamento com o tempo .....                                                                                                   | 164 |
| Figura 5.31 - Influência da deformabilidade do aterro na evolução de $FC$ em profundidade .....                                                                                                       | 165 |
| Figura 5.32 - Influência da deformabilidade do aterro no factor de concentração de tensões médio, e na base do aterro .....                                                                           | 166 |
| Figura 5.33 - Influência da relação de deformabilidade entre o solo e a brita, $m = l_{sol} / l_{col}$ , no valor do assentamento médio, no final da consolidação na base do aterro .....             | 168 |
| Figura 5.34 - Influência da relação de deformabilidade entre o solo e a brita, $m$ , no perfil de assentamentos na base do aterro .....                                                               | 169 |
| Figura 5.35 - Influência da relação de deformabilidade entre o solo e a brita, $m$ , no perfil de assentamentos normalizado na base do aterro .....                                                   | 170 |
| Figura 5.36 - Influência da relação de deformabilidade entre o solo e a brita, $m = l_{sol} / l_{col}$ , no factor de melhoramento, $n$ .....                                                         | 170 |
| Figura 5.37 - Influência da relação entre a deformabilidade do solo e da brita na evolução do assentamento médio com o tempo .....                                                                    | 171 |
| Figura 5.38 - Excesso de pressão neutra 5 semanas após o início da construção do aterro para os cálculos D0 a D3.....                                                                                 | 172 |
| Figura 5.39 - Influência da deformabilidade da brita no deslocamento horizontal ao longo da interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ) no final da consolidação .....                                         | 173 |
| Figura 5.40 - Influência da relação entre a deformabilidade do solo e da brita na evolução do factor de concentração de tensões, $FC$ , em profundidade, no final da consolidação .....               | 174 |
| Figura 5.41 - Influência da relação entre a deformabilidade do solo e da brita no factor de concentração de tensões médio, $FC$ médio, no final da consolidação.....                                  | 175 |
| Figura 5.42 - Influência da relação entre a deformabilidade do solo e da brita no nível de tensão, $SL$ , no final da consolidação.....                                                               | 176 |
| Figura 5.43 - Evolução do factor de melhoramento, $n$ , com o coeficiente de substituição $1/CS$ , para diferentes relações entre a deformabilidade do solo e da brita, $m = l_{sol} / l_{col}$ ..... | 178 |

|                                                                                                                |     |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 5.44 - Relação entre o parâmetro $k_1$ e a relação entre a deformabilidade do solo e a da brita, m..... | 179 |
| Figura 5.45 - Relação entre o parâmetro $k_2$ e a relação entre a deformabilidade do solo e a da brita, m..... | 179 |
| Figura 5.46 - Linhas de igual valor do factor de melhoramento.....                                             | 181 |

## **Capítulo 6- Aplicação do modelo a um caso real**

|                                                                                                                                                                  |     |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 6.1 - Caso real – corte esquemático.....                                                                                                                  | 184 |
| Figura 6.2 - Caso real – célula unitária .....                                                                                                                   | 190 |
| Figura 6.3 - Malha de elementos finitos considerada no estudo do caso .....                                                                                      | 191 |
| Figura 6.4 - Evolução no tempo do assentamento médio na base do aterro – comparação dos resultados numéricos com os instrumentados.....                          | 192 |
| Figura 6.5 - Caso real- Assentamentos na base do aterro no final da construção do mesmo e no final da consolidação.....                                          | 193 |
| Figura 6.6 - Resultados numéricos dos deslocamentos horizontais na interface coluna/solo ( $x=0.475m$ ), no final da construção e no final da consolidação ..... | 194 |
| Figura 6.7 - Resultados numéricos dos excessos de pressão neutra durante e após a construção .....                                                               | 195 |
| Figura 6.8 - Resultados numéricos do acréscimo de tensão efectiva vertical, $\Delta\sigma'_y$ , no final da consolidação .....                                   | 196 |
| Figura 6.9 - Resultados numéricos da variação em profundidade do factor de concentração de tensões, no final da consolidação .....                               | 196 |
| Figura 6.10 - Níveis de tensão durante e após a construção .....                                                                                                 | 197 |
| Figura 6.11 - Resultados numéricos dos assentamentos médios na base do aterro ao longo do tempo para as situações com e sem reforço com colunas de brita .....   | 198 |

## INTRODUÇÃO

Tipicamente, até a algumas décadas atrás, as zonas de ocupação intensiva pelo homem não eram independentes do tipo de utilização que os solos permitiam, ou seja, zonas com más características geotécnicas, ou de difícil utilização, eram quase sempre evitadas.

Inserem-se neste grupo extensas zonas aluvionares, muitas vezes constituídas por solos saturados (ou mesmo com o nível freático acima da superfície do terreno), pouco resistentes, muito compressíveis e pouco permeáveis, designados por solos moles. Estes solos apresentam, por isso, deficiente comportamento mecânico (a curto e a longo prazo) face às acções exteriores determinadas pelas necessidades de utilização humana.

No entanto, nas últimas décadas, face à crescente evolução económica em muitos países (incluindo o nosso), tem-se tornado cada vez mais necessário ocupar superficialmente zonas a que correspondem maciços argilosos moles. Variadíssimas abordagens técnicas têm sido consideradas, variáveis com os objectivos a cumprir e, obviamente, fortemente dependentes da relação custo/benefício que o seu uso acarreta.

De entre as várias técnicas de melhoramento e de reforço de solos em condições *in situ*, as que recorrem à instalação de elementos lineares preenchidos com material mais rígido e mais resistente do que o solo envolvente são consideradas como das mais versáteis e economicamente vantajosas.

Dentro destas, a técnica das colunas de brita – preenchimento e compactação de aberturas cilíndricas feitas no solo natural com material granular de melhores características que o solo natural – é uma das mais usadas quando se quer aumentar a capacidade de carga, reduzir e acelerar assentamentos, melhorar a estabilidade global ou mesmo reduzir o potencial de liquefacção. É indicada especialmente para fundações de aterros ou outras obras de terra sobre solos moles, bem como para quaisquer outras fundações com cargas relativamente modestas que permitam tolerar assentamentos com alguma expressão.

No presente trabalho procura-se contribuir para uma melhor compreensão do comportamento das fundações com colunas de brita, concretamente em aterros sobre solos moles, tendo em conta os efeitos diferidos no tempo, durante e após o período construtivo, associados quer à aplicação das cargas quer aos processos de consolidação presentes.

Com este trabalho pretende-se igualmente contribuir para que haja uma maior divulgação desta técnica em Portugal, onde ainda se encontra alguma resistência à sua utilização, não obstante ser já, dentro de certos campos, correntemente aplicada noutros países.

No Capítulo 1 faz-se uma breve introdução à técnica de reforço de solos com colunas de brita, referindo-se os aspectos relacionados com o seu campo de aplicação, potencialidades e limitações da sua execução, sendo descritas as principais características físicas dos materiais utilizados.

Alguns métodos de construção são revistos, nomeadamente os que recorrem a técnicas vibratórias, sendo enumerados diversos aspectos associados ao cariz prático da sua construção, com realce para algumas questões geotécnicas.

No Capítulo 2 são introduzidos alguns dos conceitos básicos associados às colunas de brita, necessários para uma completa interpretação do seu comportamento, e procede-se a uma revisão bibliográfica dos critérios e métodos de cálculo para avaliação da capacidade de carga, previsão e evolução de assentamentos e redução do potencial de liquefacção.

O Capítulo 3 é dedicado à apresentação geral do programa de cálculo baseado no método dos elementos finitos, desenvolvido por Borges (1995), cuja génese inclui a análise acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e de escoamento (problema hidráulico), considerando as relações constitutivas do solo formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação de Biot). A formulação é aplicada em qualquer fase da obra, quer durante a execução do aterro, quer no período pós-construção.

Ainda no Capítulo 3 descrevem-se as propriedades gerais dos modelos de estados críticos, com enfoque no modelo constitutivo adoptado, o modelo  $p-q-q$ .

Com recurso ao programa numérico, no Capítulo 4 é estudado com alguma profundidade um problema base, que consiste em um solo mole solicitado por um carregamento exterior associado à construção de um aterro, de desenvolvimento em planta admitido como infinito, e reforçado com colunas de brita com comprimento igual à espessura do estrato mole. Recorre-se ao conceito de célula unitária (comportamento axissimétrico).

Realiza-se uma análise dos resultados obtidos pela aplicação do modelo numérico, nomeadamente no que se refere ao comportamento geral, à análise de deslocamentos e sua evolução com o tempo, ao factor de concentração de tensões e ao efeito de arco. Dá-se especial atenção às variações que ocorrem desde o início do carregamento até à total dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção do aterro.

Ainda neste capítulo comparam-se os resultados obtidos com a situação de solo não reforçado com colunas de brita, ou seja, quantificam-se os melhoramentos obtidos com a introdução das mesmas.

No Capítulo 5, dedicado a alguns estudos paramétricos tendo por base o problema analisado no capítulo anterior, efectuem-se análises de sensibilidade do problema à variação de determinados parâmetros, designadamente dos seguintes: coeficiente de substituição, espessura do estrato mole, ângulo de atrito da brita, deformabilidade do material do aterro e deformabilidade do material da coluna. Apresentam-se resultados, análises e considerações julgadas mais relevantes, e apresenta-se um ábaco de pré-dimensionamento.

No Capítulo 6 analisa-se o comportamento de uma obra real, descrita na bibliografia. Apresentam-se algumas análises efectuadas e comparam-se os resultados observados com os obtidos numericamente.

Finalmente, no Capítulo 7 apresentam-se algumas conclusões de cariz mais genérico e sugerem-se possíveis vias para desenvolvimento de estudos futuros.

# Capítulo 1

## TECNOLOGIA DE CONSTRUÇÃO DE COLUNAS DE BRITA

### 1.1 – Preâmbulo

Neste capítulo faz-se uma introdução breve à técnica de melhoramento de solos que consiste na introdução, com um determinado espaçamento, das chamadas colunas de brita (ou estacas de brita) num solo com fracas características geotécnicas.

Optou-se neste trabalho por usar a designação colunas de brita em vez de estacas de brita, dado ser este o nome mais próximo da terminologia inglesa e francesa (“stone columns” e “colonnes ballastées”) apesar de ser comum no nosso país o uso de ambas as designações.

Assim, após este preâmbulo, aspectos relacionados com os objectivos das aplicações das colunas de brita são revistos no subcapítulo 1.2, ao passo que as características dos materiais são descritas no subcapítulo 1.3.

Alguns métodos de construção são revistos no subcapítulo 1.4 e no subcapítulo 1.5 são enumerados diversos aspectos associados à construção de colunas de brita, com realce para as questões geotécnicas.

### 1.2 – Objectivos da aplicação de colunas de brita

A construção de uma coluna de brita consiste, em traços muito genéricos, na execução de um furo circular com determinados diâmetro e comprimento, a partir da superfície, e na conseqüente inclusão de material grosseiro de grandes dimensões (brita) e sua compactação de baixo para

cima. O modo como uma coluna de brita é executada varia com a tecnologia empregue, principalmente no que se refere à execução do furo e à compactação do material de enchimento, e será objecto de estudo mais detalhado no subcapítulo 1.4.

É de referir que, normalmente, não há retirada do material original, pelo que à introdução de um material com melhores características de resistência e deformabilidade, com o consequente melhoramento das características geomecânicas “médias”, é associado o efeito da compactação do solo natural em torno da coluna de brita pelo facto de a mesma quantidade de solo ter que ocupar um menor volume (Priebe 1998).

Uma coluna de brita é essencialmente um sistema de reforço de solos. O solo circundante confina lateralmente a brita, o que permite à coluna desenvolver uma capacidade portante superior à do solo que a envolve (Figura 1.1). Ela interage com o solo e com ele partilha uma parte apreciável da carga aplicada. Dada a sua capacidade para se adaptar às cargas aplicadas, origina uma redistribuição de esforços nas zonas sujeitas a grandes concentrações de tensões.

A consequência imediata destes factos é, obviamente, uma melhor resposta do conjunto assim criado em termos de aumento de resistência (capacidade de carga) e redução de deformações (assentamentos).

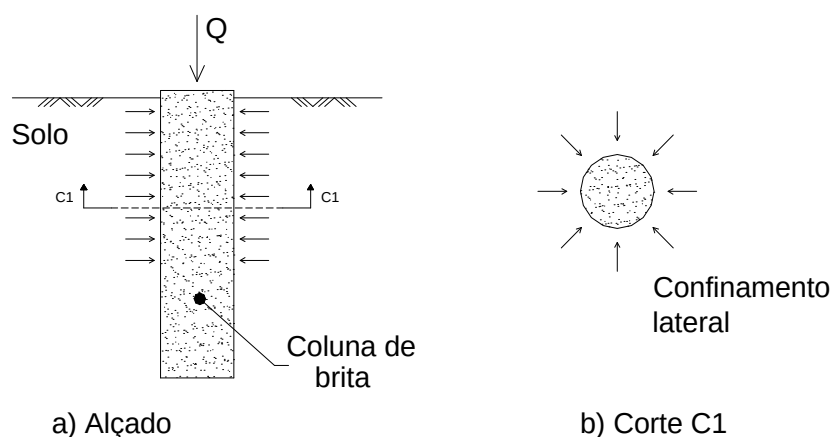


Figura 1.1 – Esquema simplificado de uma coluna de brita

Note-se, por outro lado, que em grande parte das aplicações os solos a reforçar são solos moles. (Ver-se-á mais à frente que o outro grande domínio das colunas de brita é a redução do potencial de liquefacção em solos siltosos/arenosos soltos). Este tipo de solos, para variação das tensões efectivas, apresenta, regra geral, média a elevada compressibilidade, e, dada a grande percentagem de material fino existente na sua constituição, propensão para ser muito pouco permeável à passagem de água (que aliás é responsável pela sua muito baixa compressibilidade em carregamentos rápidos, isto é, em condições aproximadamente não drenadas). Quando a um

solo desta natureza é aplicado, por exemplo, um carregamento superficial, a tendência para redução do seu volume com a consequente expulsão de água (transferência das tensões instantâneas introduzidas no líquido intersticial do solo, pressão neutra ou nos poros, para o seu esqueleto sólido) é um processo lento, diferido no tempo, e depende do caminho que a água terá que percorrer até ser expulsa.

A introdução, numa massa com estas características, de um elemento linear com elevada permeabilidade, irá funcionar como um dreno que recolhe radial e horizontalmente a água que irá ser expulsa. Ou seja, para além da consolidação com escoamento vertical (com uma ou duas fronteiras drenantes), existente numa situação sem a presença de uma coluna de brita, passa-se a ter também escoamento radial no sentido da coluna de brita.

Este efeito da dupla consolidação, conjugado com o facto de normalmente não haver apenas uma coluna de brita mas sim uma malha, faz com que haja uma aceleração da consolidação e, conclusão prática da maior importância, apreciável redução do tempo necessário para se processarem grande parte das deformações. Ou seja, uma coluna de brita, para além de um elemento de reforço do solo, também funciona como um dreno.

Em resumo, podemos enumerar como sendo três os principais objectivos da execução das colunas de brita:

- Aumento da capacidade de carga
- Redução de assentamentos
- Aceleração da consolidação

Consequência do primeiro objectivo, e particularizando com um caso concreto de grande importância prática, pode-se igualmente referir que a introdução de colunas de brita em solos moles é responsável por um aumento da estabilidade de aterros executados sobre os mesmos, devido ao facto das superfícies de deslizamento passarem a interceptar as referidas colunas que apresentam características mecânicas superiores.

Exemplo clássico desta aplicação é a execução de aterros em baixas aluvionares para assentamento de plataformas de vias de comunicação (estradas, auto-estradas, caminhos de ferro, etc.), que, sem o reforço com colunas de brita, poderia ser inviabilizada dadas as cotas de aterro necessárias à rasante da via, tal como o esquema da Figura 1.2 permite ilustrar. Para além do efeito do aumento de resistência, neste caso concreto também se tira partido da grande aceleração dos assentamentos processados, que se darão na sua quase totalidade durante a fase de construção da obra e antes da entrada em serviço da via.

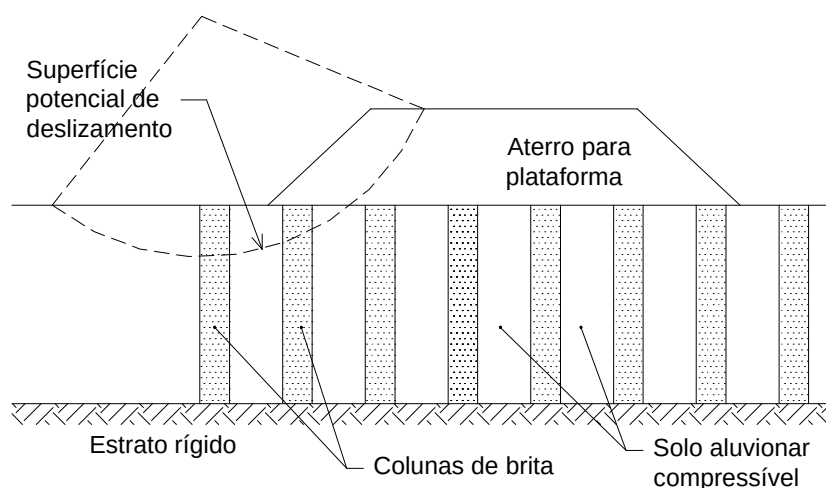


*Figura 1.2 - Esquema simplificado de reforço de solo aluvionar para execução de aterro de apoio de uma plataforma de uma via de comunicação*

Estes mesmos princípios, isolada ou conjuntamente, são responsáveis pela eficiência das colunas de brita em relação ao aumento da capacidade de carga de sapatas corridas ou isoladas e, principalmente, de grandes áreas planimétricas carregadas uniformemente (tal como tanques de armazenagem de líquidos, silos, parques de contentores, etc.), como será visto mais adiante.

Outro efeito benéfico das colunas de brita, em comparação com outros tipos de fundações indirectas mais “rígidas” (por exemplo estacas de betão), é o mecanismo de colapso ser mais progressivo, visto uma coluna de brita sobrecarregada automaticamente reduzir a sua tensão (transferindo-a para o solo envolvente) à medida que se deforma (Dayte 1982).

Finalmente é de referir que, devido ao facto da vibrocompactação não se tornar efectiva em solos essencialmente arenosos com uma percentagem de partículas finas (passados no peneiro 200 da série ASTM) superior a 15-25%, um outro objectivo da técnica das colunas de brita, que em certos casos poderá ser bastante atractivo, é a redução do potencial de liquefacção de solos soltos do tipo referido, sob a acção de solicitações sísmicas, ao haver um melhor rearranjo das partículas do solo e uma maior densificação do conjunto entretanto criado.

## 1.3 – Características dos materiais

Os resultados das diferentes técnicas de execução de colunas de brita, desenvolvidas numa grande gama de solos, desde solos arenosos soltos a solos moles compressíveis, dependem das suas características técnicas e eficiência e das condições locais (Alamgir et al, 1996). Algumas características geomecânicas do material de enchimento são também distintas. São abordadas de seguida algumas características importantes dos solos naturais e do material de enchimento.

- **Solos a reforçar**

No que refere aos solos naturais, a gama de solos que se prestam a serem sujeitos a tratamento com colunas de brita vai desde solos argilosos (dimensão das partículas inferiores a 0.002mm), passa pelos siltes (partículas com dimensão entre 0.002mm e 0.06mm) e termina nas areias finas soltas (partículas com dimensão de cerca de 0.2 a 0.6mm).

Em termos de solos coesivos moles são comuns valores da resistência não drenada ( $c_u$ ) entre 10 e 40 kPa (FHWA, 1983). Solos argilosos com valores de  $c_u$  inferiores a 10kPa não são aconselhados para serem reforçados com colunas de brita, pois o confinamento lateral induzido pelo solo à coluna de brita é muito reduzido.

Com efeito, quanto menor a resistência do solo natural menor será o efeito de confinamento que este induz na coluna de brita, reduzindo assim a carga axial máxima por ela suportada, resultando numa maior deformação desta última e numa menor capacidade de carga do conjunto.

No entanto, ainda é possível tratar solos com valores de  $c_u$  próximos de 10kPa, mas, nestes casos, para além de os diâmetros de coluna obtidos serem tais que quase que há uma substituição do solo natural, a capacidade de carga do conjunto é relativamente baixa (em termos proporcionais), dado o fraco confinamento lateral transmitido pelo solo envolvente. Por outras palavras, de modo a se obterem soluções tecnicamente viáveis (principalmente ao nível do aumento da capacidade de carga) é necessária a execução de malhas de colunas de brita com espaçamento em planta reduzido (para além de diâmetros grandes) de modo a haver um maior coeficiente de substituição (definido no capítulo 2), o que pode conduzir a soluções economicamente desvantajosas.

No outro extremo, solos com valores de  $c_u$  entre 50 a 100kPa começam a oferecer uma muito elevada resistência ao avanço dos diversos aparelhos para execução das colunas de brita. Acresce que solos deste tipo já apresentam características tais que, regra geral, não necessitam de serem reforçados.

No campo dos solos mais grosseiros, as areias siltosas muito soltas a soltas, com percentagem de siltes superior a 15%, também poderão ser reforçados com o uso de colunas de brita.

Um outro tipo de solos em que pode ser vantajosa a aplicação desta técnica são os solos arenosos de baixa a média compacidade, tendo como objectivo a redução do seu potencial de liquefacção. Como se sabe, as acções dinâmicas desencadeadas por um sismo promovem a tendência para a densificação da estrutura dos solos pouco densos, através de um rearranjo de partículas. Se o solo, devido a vários factores, como baixa permeabilidade ou, principalmente, caminhos de drenagem longos, não consegue dissipar o excesso de pressão intersticial, geram-se pressões neutras quase instantâneas, que, em alguns casos, podem igualar a tensão total. Nestas situações há quase um completo evanescimento da tensão efectiva e o solo pode perder as suas características mecânicas e comportar-se como um fluido, perdendo a sua capacidade de carga.

Nestes casos, em que se pretende diminuir o potencial de liquefacção, o objectivo a cumprir não é tanto um aumento de resistência (associado a uma diminuição da deformabilidade), como no caso dos solos compressíveis, mas antes um aumento da sua densidade, de modo a que, durante uma futura solicitação sísmica, ele já esteja suficientemente compacto para que um futuro novo rearranjo das partículas não seja precedido de um grande aumento da pressão neutra.

- **Material de enchimento**

Em relação ao material de enchimento é comum o uso de material granular constituído por partículas de vários diâmetros. Deverá estar limpo e não apresentar vestígios de materiais orgânicos. Poderá ser usado material natural rolado mas este não é aconselhado visto ter a desvantagem de apresentar menores valores do ângulo de atrito em relação ao material mecanicamente obtido (britado). A pré-norma europeia CEN/TC 288 N 269 (CEN, 2003), sobre tratamento de solos por vibração profunda (ainda não aprovada), permite igualmente o uso de material reciclado como por exemplo o derivado da demolição de betão. No entanto, para este último caso, deverão ser feitos ensaios de durabilidade.

De modo a obter uma boa compactação, segundo Nayak (1982), o material de enchimento deverá apresentar uma boa graduação com tamanhos máximos e mínimos das partículas da ordem dos 70mm e 2mm respectivamente. Porém, de acordo com Silva Pereira (1983), são mais comuns diâmetros da ordem dos 8mm aos 32mm.

É de referir que, segundo Voutrain (1980), uma maior percentagem de material de menores dimensões conduz a uma menor incorporação do material de enchimento no solo circundante e, consequentemente, à realização de menores diâmetros de coluna.

No Quadro 1.1 estão representados os fusos granulométricos de 4 composições diferentes de material de enchimento propostos pela Federal Highway Administration para execução de colunas

de brita com o processo de vibrosubstituição (FHWA 1983), que prevêem valores ligeiramente mais altos em termos de dimensão dos agregados. Representa-se os mesmos fusos em forma gráfica, na Figura 1.3.

Quadro 1.1 – Granulometria de material de enchimento, segundo a Federal Highway Administration

| Dimensão do peneiro | Dimensão do peneiro | Alternativa 1 | Alternativa 2 | Alternativa 3 | Alternativa 4 |
|---------------------|---------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| (cm)                | (in)                | % de passados | % de passados | % de passados | % de passados |
| 10.3                | 4                   | -             | -             | 100           | -             |
| 9.0                 | 3.5                 | -             | -             | 90-100        | -             |
| 7.7                 | 3                   | 90-100        | -             | -             | -             |
| 6.4                 | 2.5                 | -             | -             | 25-100        | 100           |
| 5.1                 | 2                   | 40-90         | 100           | -             | 65-100        |
| 3.9                 | 1.5                 | -             | -             | 0-60          | -             |
| 2.6                 | 1                   | -             | 2             | -             | 20-100        |
| 1.9                 | 0.75                | 0-10          | -             | 0-10          | 10-55         |
| 1.3                 | 0.50                | 0-5           | -             | 0-5           | 0-5           |

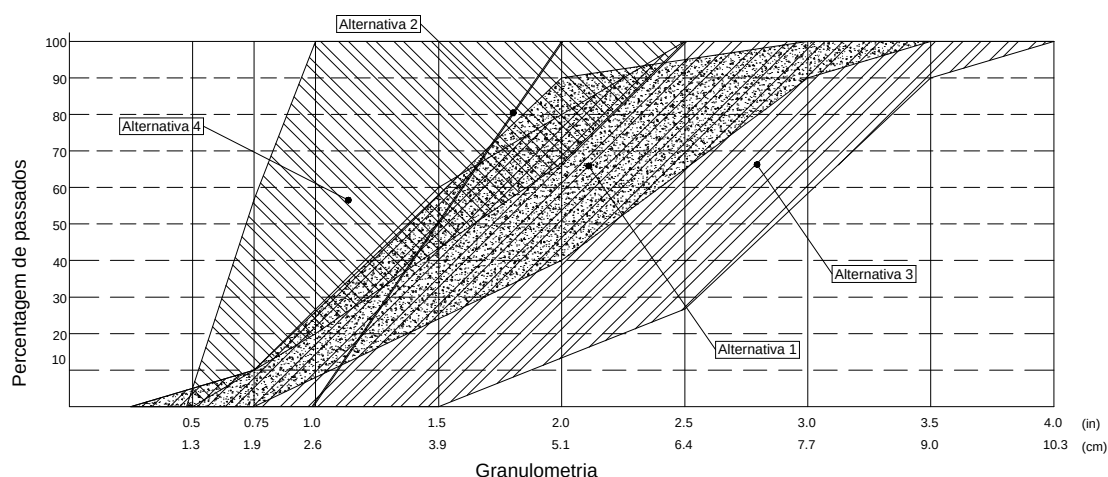


Figura 1.3 - Fusos granulométricos de 4 composições de material de enchimento, segundo a Federal Highway Administration

Em geral, em termos de composição do material de enchimento, o mesmo documento recomenda as alternativas 1 e 2. Caso se esteja em presença de solos moles orgânicos será de usar a alternativa 2 (associada a uma rápida construção) ou a alternativa 3. As alternativas 2 e a 4 poderão ser usadas se não se dispuser de agregados de grandes dimensões.

Por fim, na pré-norma europeia CEN/TC 288 N 269 (CEN, 2003) são indicados valores correntes entre 8 a 75 mm, consoante o método de construção usado.

Refira-se que, quando em presença de solos com resistências não drenadas baixas ( $c_u < 15\text{kPa}$ ) é preferível uma graduação mais fina com vista a reduzir a possibilidade de intrusão de solo natural na coluna.

Constata-se que os diâmetros recomendados por FHWA (1983) são sensivelmente superiores aos restantes autores, nomeadamente no que se refere às maiores dimensões.

A título de curiosidade apresenta-se o Quadro 1.2, adaptado de Besançon et al (1984), que resulta de uma recolha de algumas características do material de enchimento e do solo natural a reforçar, em várias obras já realizadas.

Quadro 1.2 – Recolha de algumas características de colunas de brita e do solo natural (adaptado de Besançon et al, 1984)

|   | Autor                 | local              | Granulometria do material de enchimento | Resistência não drenada do solo natural ( $C_u$ ) | Diâmetro da coluna |
|---|-----------------------|--------------------|-----------------------------------------|---------------------------------------------------|--------------------|
| 1 | Hughes et al (1975)   | Convey Island      | 20/40mm                                 | 30kPa                                             | 73 a 76cm          |
| 2 | Mc Kenna (1975)       | East Brent         | 38mm                                    | 26kPa (médio)                                     | 80cm               |
| 3 | Greenwood (1972)      | South East Glasgow | -                                       | 44kPa                                             | 58cm               |
| 4 | Voutrain (1980)       | Ile Lacroix        | 70% 40/80mm<br>30% tout-venant          | 30kPa (médio)                                     | 92cm               |
| 5 | Renouf et al (1982)   | Boulogne sur Mer   | 0/80mm                                  | 10kPa<br>25kPa                                    | 143cm<br>98cm      |
| 6 | Sheng Chongwen (1979) | Zhejiang           | 20/40mm                                 | 20kPa (médio)                                     | 80cm               |
| 7 | Hilmer (1975)         | Deggendorf         | -                                       | 19 a 32kPa                                        | 103 a 65cm         |

|    |                                        |                |         |                   |           |
|----|----------------------------------------|----------------|---------|-------------------|-----------|
| 8  | Goghnoor e Bayuk (1979)                | Hampton        | 10/60mm | 15kPa (médio)     | 114cm     |
| 9  | Castelli et al<br>Munfakh et al (1983) | New Orleans    | -       | 10kPa (estimado)  | 110cm     |
| 10 | Faure (-)                              | Le Cateau      | 40/70mm | 25 kPa (estimado) | 80cm      |
| 11 | Watt et al (1967)                      | Teesport       | 26/49mm | 17kPa (médio)     | 100cm     |
| 12 | Watt et al (1967)                      | Hedon          | 26/52mm | 20kPa (médio)     | 95cm      |
| 13 | Watt et al (1967)                      | Newport        | <80mm   | 40 kPa (médio)    | 80cm      |
| 14 | Colleseli et al (1983)                 | Porto marghera | -       | 30 a 40 kPa       | 87 a 81cm |

Pela observação dos valores inscritos no Quadro 1.2, confirma-se que quanto maior for a resistência do solo (medida nestes casos pela resistência não drenada) maior será a dificuldade de incorporação do material de enchimento no solo e, conseqüentemente, menores diâmetros de coluna se conseguirão obter. A Figura 1.4, que relaciona o diâmetro das colunas de brita com a resistência não drenada ( $c_u$ ) do solo natural, foi obtida com os valores retirados do Quadro 1.2 e traduz mais claramente esta observação.

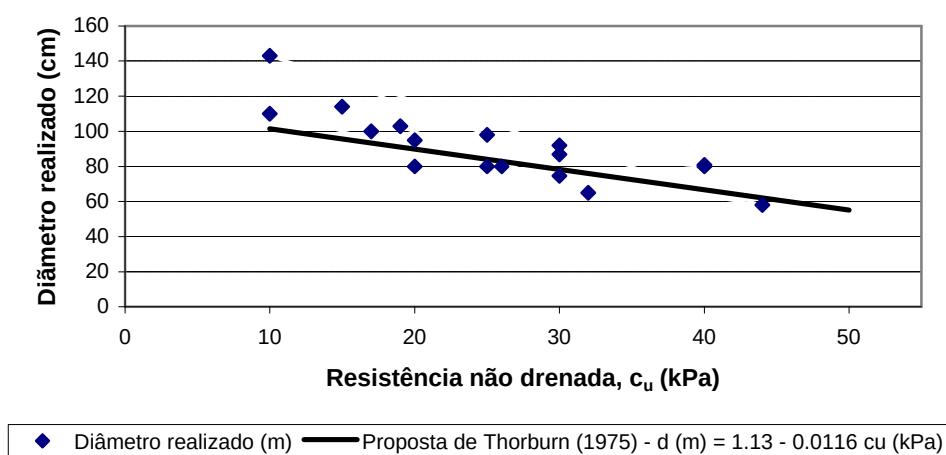


Figura 1.4 – Relação entre o diâmetro das colunas de brita e a resistência não drenada do solo em 14 locais diferentes

Constata-se que, para uma grande parte das aplicações práticas (tratamento de solos com valores de  $c_u$  entre 15 a 35kPa) os diâmetros realizados compreendem-se entre 70 a 120cm.

Uma vez que o diâmetro das colunas é em parte dependente da resistência do solo envolvente, ele é obviamente dependente também do tipo de solo. Apresenta-se no Quadro 1.3 dados da experiência da empresa Keller sobre os diâmetros de coluna obtidos em função da classificação ASTM dos solos reforçados, para colunas de brita executadas com vibrador de alimentação na ponta (Silva Pereira 1983).

Quadro 1.3 – Diâmetros de colunas de brita construídas com o vibrador de alimentação na ponta em função do tipo de solo (adaptado de Silva Pereira, 1983)

| <b>Tipo de solo</b>        | Lodos  | Argilas | Siltes brandos | Siltes rijos | Areia siltosa  |
|----------------------------|--------|---------|----------------|--------------|----------------|
| <b>Grupo (ASTM)</b>        | Pt     | CH, OM  | -              | ML, CL       | GM, GC, SM, SC |
| <b>Diâmetro médio (cm)</b> | 75-115 | 75-90   | 65-85          | 50-65        | 60-75          |

## 1.4 – Métodos de execução

### 1.4.1 – Vibrocompactação e vibrosubstituição

Antes de abordarmos alguns dos diferentes métodos actualmente existentes para execução de colunas de brita, há que distinguir e clarificar algumas noções sobre processos para melhoramento da compacidade de solos com recurso a meios mecânicos.

Estes podem-se basicamente dividir em técnicas que compactam os solos a partir da superfície e técnicas que actuam em profundidade.

Dentro do primeiro grupo refere-se a chamada compactação dinâmica, que consiste em deixar cair, a partir de uma certa altura, uma determinada massa. Os resultados pretendidos serão função das características do solo, da energia envolvida no embate da massa com o solo (função da altura de queda, da massa do pilão e do número de repetições) e da geometria quer do pilão quer da malha em planta. Na Figura 1.5 encontra-se representada a fotografia de um solo a ser tratado através deste método.



*Figura 1.5. Compactação dinâmica – Aeroporto de Changi – Singapura – Peso 25ton; Altura de queda 25m (Massarsch, 2004)*

Dentro do segundo grupo, ou seja, dentro dos processos de vibração profunda, inclui-se a vibrocompactação e a vibrosubstituição.

A vibrocompactação, aplicável a solos granulares sem coesão (areias, seixos, calhaus, etc.), consiste na introdução de um vibrador no solo natural, com ou sem a ajuda de um fluido de injeção, geralmente água.

Depois de ser atingida a profundidade pretendida, a vibrocompactação propriamente dita é então conseguida através da acção dos movimentos do vibrador (principalmente radiais), entre diversos patamares ascendentes. Com este processo consegue-se criar um cilindro de solo compactado, cujo diâmetro depende da energia envolvida, do tempo de actuação em cada patamar e, obviamente, das características do solo.

É de referir que em torno do vibrador se forma uma depressão cónica pelo facto do solo a níveis superiores tender a cair para preencher o espaço que se vai criando com o rearranjo das partículas de solo entretanto compactadas. Este “enchimento” é então conseguido com o solo natural existente em torno do vibrador mas também com solo seleccionado de adição que deverá ser introduzido a partir da superfície. Este volume de solo adicionado, pode, em alguns casos chegar a atingir cerca de 10% do volume do cilindro de solo tratado (Keller Group, 2004).

É, portanto, um método que conduz a um melhoramento generalizado do solo original, sem introdução de novo material (ou com uma quantidade muito reduzida), e pode ser aplicado a

grandes áreas, sendo definida para isso uma determinada malha, ou pode ser aplicado mais localmente, por exemplo sob uma sapata.

Segundo a mesma referência, graças a este método de compactação profunda, são conseguidos aumentos apreciáveis da capacidade de carga. São referidas tensões máximas da ordem de 1MPa, sem no entanto serem indicados mais pormenores.

A vibrosubstituição é um processo análogo ao anterior, mas em que é introduzido um material de enchimento de partículas grosseiras no furo entretanto criado, sendo posteriormente compactado. Obtém-se assim um cilindro de material grosseiro, com características diferentes do solo natural. A introdução e compactação desse material difere consoante a tecnologia empregue e é realizada por patamares ascendentes. As colunas de brita, objecto de estudo do presente trabalho, inserem-se nesta classificação.

A grande diferença entre ambos os métodos é que neste último, e ao contrário da vibrocompactação, deixa de haver um melhoramento global e mais ou menos uniforme do solo, mas passam a existir inclusões de elementos lineares mais rígidos inseridos num meio natural também ele necessariamente mais compactado, mas ainda assim mais deformável que as colunas de brita.

O campo de aplicação da vibrosubstituição não se restringe apenas a solos predominantemente arenosos, mas abrange também - e principalmente - solos finos em que haja processos de consolidação diferida no tempo.

A Figura 1.6, retirada de Priebe (1998), traduz, em função da granulometria dos solos naturais, o domínio de aplicação de ambas as técnicas. Observa-se que a vibrocompactação só se aplica a solos predominantemente grossos (areias, gravilhas, etc.), pois, para granulometrias inferiores, a compactação dos mesmos não se revela eficaz através deste método dinâmico.

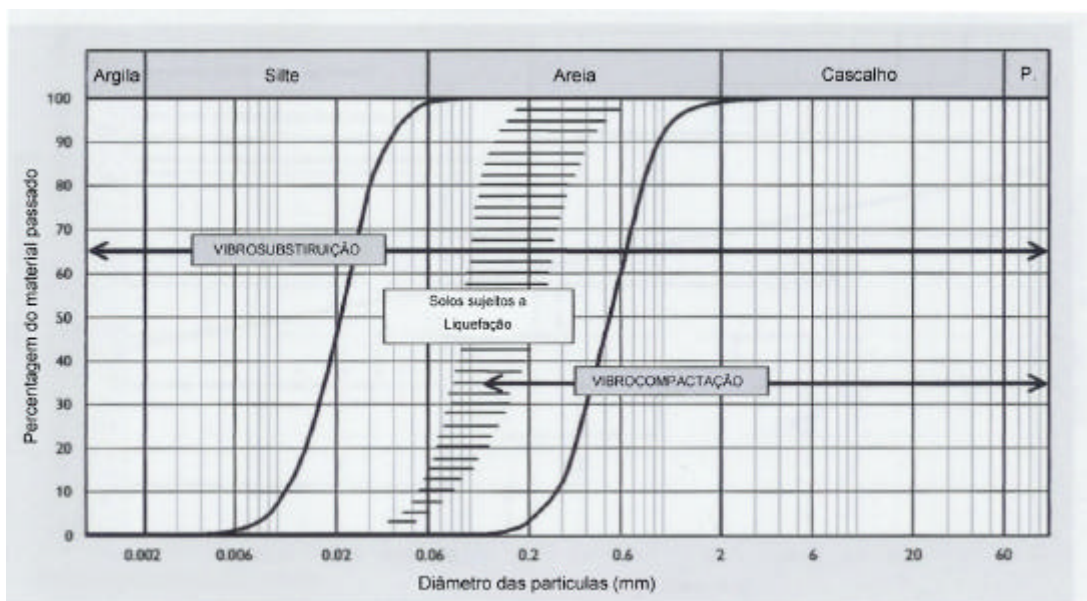


Figura 1.6 -Domínio de aplicação da vibrocompactação e da vibrosubstituição (retirado e adaptado de Priebe, 1998)

A experiência mostra que usualmente solos com menos de 15% de finos (passados no peneiro 200 da série ASTM) e menos de 2% de argila poderam ser eficientemente densificados apenas com vibração. Solos com percentagens de siltes e argila superiores não reagem tanto à vibração, pelo que o melhoramento será governado pela percentagem de substituição e deslocamento conseguido pela execução de colunas de brita através da técnica da vibrosubstituição (Baez e Martin, 1993). Com efeito, dada a relativamente baixa permeabilidade destes solos naturais, as acções dinâmicas com duração temporal muito reduzida provocadas pelo vibrador não conseguem “compactá-los”.

Nos solos finos, em que dominam os processos de consolidação resultantes da expulsão do líquido intersticial, a vibração não tem de todo eficácia, sendo imprescindível a aplicação de métodos estáticos para produzir a consolidação.

É neste domínio de solos que a aplicação da vibrosubstituição, para efeitos de resistência a carregamentos estáticos, se torna mais atractiva, pelas razões indicadas em 1.2 (a inclusão de elementos lineares de material grosseiro conduz ao aumento da capacidade de carga, redução de deformações e aceleração da consolidação).

Conclui-se igualmente da Figura 1.6 que a franja de solos sujeita a fenómenos de liquefacção, que genericamente inclui os solos arenosos soltos, pode ser tratada com recurso a ambos os métodos.

Concluindo este breve resumo de alguns métodos vibratórios para melhoramento e reforço de solos, chama-se a atenção para o facto de que confundir vibrosubstituição com colunas de brita,

como não raras vezes se faz, não está correcto pois esta última designação também abarca outras técnicas de execução totalmente distintas que não utilizam estes processos vibratórios de compactação.

Por fim, importa distinguir entre os conceitos de “melhoramento” e “reforço” de solos, presentes nos processos construtivos citados. De facto, constituem técnicas de reforço de solos todas aquelas em que o aumento da capacidade de resistir aos esforços exteriores e a diminuição da deformabilidade dum maciço (natural ou artificial) se fica a dever sobretudo à introdução neste de elementos resistentes convenientemente orientados (reforços). A introdução dos reforços não conduz, em geral, a um melhoramento significativo das características do solo (como acontece nos métodos de tratamento), mas sim a um melhoramento do comportamento global, tornado possível pela transferência de esforços para os elementos de reforço; o efeito da introdução dos reforços é, por isso, essencialmente estrutural, pois a estrutura global do maciço é alterada (Cardoso, 1987).

Relativamente à técnica das colunas de brita, poderá dizer-se que se trata essencialmente de reforço no caso de aplicação a solos argilosos e siltosos, e de melhoramento e reforço no caso de solos arenosos.

### 1.4.2 – Colunas de brita

Apesar de conhecidas em França desde os anos trinta, as colunas de brita apenas foram redescobertas na década de 50 como uma técnica eficaz para melhoramento e reforço de solos coesivos e areias siltosas (Hughes et al, 1974; FHWA, 1983).

Com efeito a primeira aplicação conhecida de colunas de brita foi o reforço do solo de fundação do arsenal militar de Bayonne, França, em 1930. Foram usadas colunas apenas com 2 metros de profundidade e diâmetro de 20cm. O processo consistia na cravação de estacas rígidas nos depósitos moles, na retirada das estacas, e no enchimento dos furos com agregados calcários. Cada uma destas “colunas de brita “ suportava uma carga de 10kN.

As colunas de brita foram esquecidas até 1935, altura em que Moreau (1935), naquele que se pensa ser o primeiro trabalho sobre colunas de brita, as redescobriu como uma possível sub-aplicação da técnica da vibrocompactação. Steurman (1939) desenvolveu alguns trabalhos sobre as aplicações da tecnologia da vibrocompactação e inclusive propôs que a capacidade de carga de um solo tratado com colunas de brita poderia duplicar. Apesar da existência destes trabalhos, não se conhece mais qualquer aplicação desta técnica até ao fim da década de 50, na Alemanha.

Foi apenas nessa altura que a técnica da vibrocompactação passou a ser usada para execução das primeiras colunas de brita “modernas”.

Existem variadíssimos métodos para execução de colunas de brita, sendo vários os parâmetros que podem variar. De todas as variáveis em jogo, talvez a mais importante seja o modo como é executado o furo. Genericamente, classificam-se os diversos métodos em vibratórios e não vibratórios.

- **Métodos não vibratórios**

Um método desenvolvido na Índia para construção de colunas de brita consistia na execução de um furo através de técnicas tradicionais, com recurso a baldes, semelhantes às aberturas de furos para estacas moldadas. O furo era conseguido à custa de retirada do solo natural até à superfície com a ajuda ou não de um encamisamento, sendo posteriormente cheio com material grosseiro, que por sua vez era compactado por patamares ascendentes através de impactos dinâmicos de uma massa a cair, designada por pilão. Na Figura 1.7 encontra-se esquematizado este método de execução. A Fase 1 corresponde à execução do furo recorrendo ao encamisamento metálico e retirada do solo com recurso ao balde. Na Fase 2 é então colocado o material de enchimento (brita) a partir da superfície. Após o enchimento do primeiro patamar, é subido parcialmente o encamisamento e é deixado cair o pilão repetidamente sobre a brita de modo a compactá-la o melhor possível (Fase 3). Usualmente o pilão apresenta um peso de 1,5 a 2ton. Na Fase 4 há novamente introdução de mais material de enchimento num novo patamar, acompanhado da subida do encamisamento, e o processo repete-se sucessivamente (recomeçando na Fase 2) até se atingir a cota da superfície. Normalmente quando se atinge a superfície, a cota da brita é deixada cerca de 30cm acima da cota do terreno, após o qual é compactado o último patamar com uma massa mais pesada, da ordem das 4ton, e com maior área, analogamente ao método atrás descrito para a compactação dinâmica, envolvendo neste caso energias de compactação bastante inferiores (quer no que diz respeito à massa quer no que diz respeito à altura de queda)

Existe tendência, tanto maior quanto menor for a resistência do solo natural, para a brita ocupar uma parte do volume ocupado pelo solo envolvente, ficando com um diâmetro maior do que o inicial (correspondente à secção interior do encamisamento).

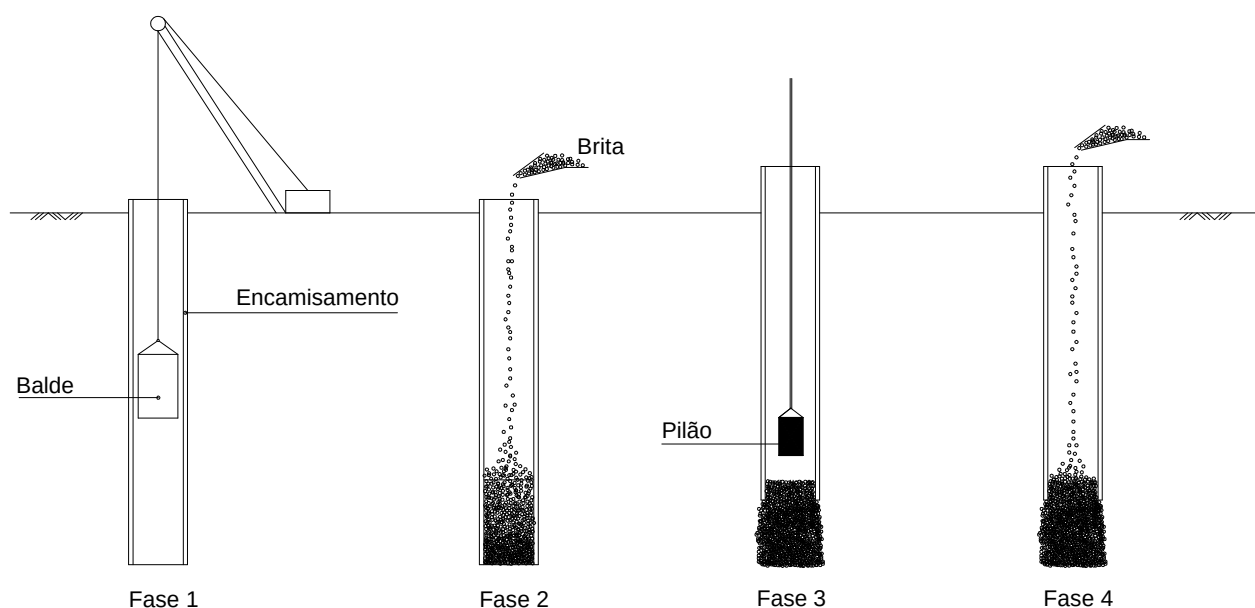


*Figura 1.7 – Método tradicional de execução de uma coluna de brita*

A presença do tubo de encamisamento é normalmente necessária para assegurar a estabilidade do furo. Inicialmente apenas era colocado um tubo guia com cerca de 1m de comprimento, mas nos dois metros seguintes formava-se uma cratera com um grande diâmetro (por vezes com mais de 2m) o que rapidamente levou à adopção do encamisamento total da profundidade pretendida (Nayak, 1982)

Um outro método, usando areia em vez de brita, foi desenvolvido no Japão em meados da década de cinquenta (Aboshi et al, 1979), designado por "Compozer ". Consistia na introdução no terreno de um encamisamento metálico, usando um martelo vibratório colocado no topo do encamisamento. À medida que este era introduzido no solo (através da acção do seu próprio peso e dos movimentos vibratórios verticais), a areia era então vertida para o interior do mesmo. Após se ter atingido a profundidade máxima, estando o encamisamento cheio no seu interior com areia, este era então repetidamente extraído e parcialmente introduzido, com a ajuda do martelo vibratório, compactando assim patamares de areia. No fim do processo obtinha-se uma coluna de areia compactada e o encamisamento completamente fora do terreno.

Um outro método, mais recente e bastante mais utilizado, consiste na execução do furo com um "sem fim", semelhante ao trado contínuo para execução de estacas de betão moldadas no terreno. A abertura do furo faz-se pela rotação do trado. Após se ter atingido a profundidade pretendida, a brita é colocada no furo por gravidade. Este método apresenta como principal desvantagem a reduzida (ou nenhuma) densificação do solo circundante à brita. A estabilidade do furo após a saída do trado também levanta alguns problemas.

De modo a minimizar estas dificuldades, foram entretanto desenvolvidos alguns melhoramentos posteriores deste método, realizados no Japão (Oishi e Tanaka, 1993). Ilustrado na Figura 1.8 (Adalier e Elgamal, 2004), e com grande implantação prática, a versão mais recente consiste então na execução do furo com o referido trado contínuo. Após se ter atingido a profundidade pretendida, a brita é colocada no fundo do furo através de um tubo existente no interior do próprio trado. A sistemática inversão da rotação do trado, e os correspondentes movimentos verticais associados, conjugada com a alimentação da brita, realiza de forma contínua a coluna. Consegue-se assim uma muito melhor compactação da brita contra o solo natural, aumentando a densificação deste. Outra das vantagens deste método é a sua rapidez. São referidos em Adalier e Elgamal (2004) tempos de execução inferiores a 1 hora de colunas com 20m de comprimento.

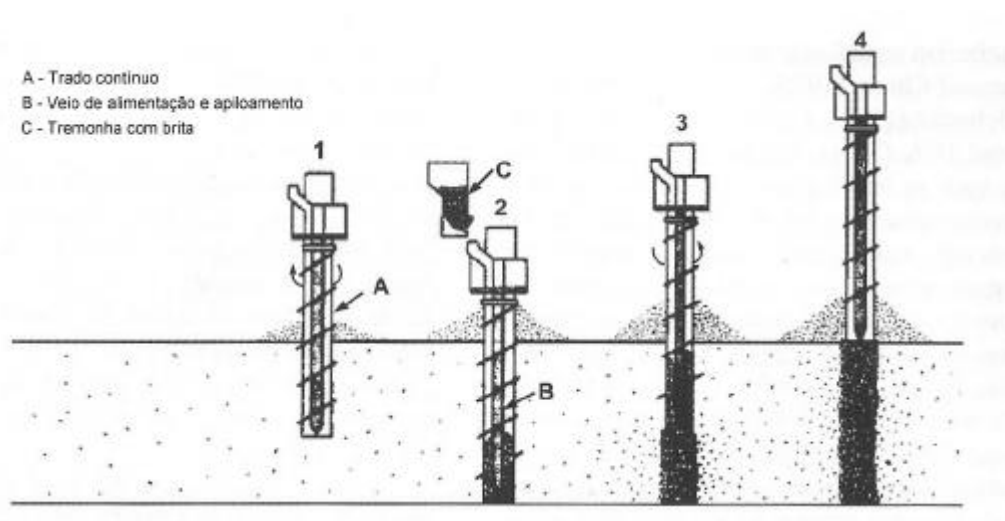


*Figura 1.8 – Coluna de brita executada com trado contínuo e veio de alimentação interna e apiloamento (Adalier K., Elgamal A., 2004)*

- **Métodos vibratórios**

Os métodos vibratórios para execução de colunas de brita, frequentemente designados por vibrosubstituição, são os métodos usualmente empregues, quer pela sua rapidez, quer pela sua eficiência na densificação do solo circundante à coluna de brita. Por esta razão são analisados um pouco mais detalhadamente do que os métodos anteriores.

A vibrosubstituição consiste na introdução de uma sonda com um vibrador de baixa frequência no solo natural, com ou sem a ajuda de um fluido de injeção, geralmente água, podendo também ser usado ar. Quando o fluido usado é água injectada a alta pressão designa-se por “wet process”. No caso da furação ser assistida por ar designa-se por “dry process”. Este último método tem o inconveniente da ausência de água não garantir a estabilidade do furo, o que pode acontecer para

solos que apresentem resistências não drenadas inferiores a cerca de 50 kPa e apresentem níveis freáticos baixos.

A descida do vibrador, e a consequente abertura do furo, é realizada principalmente à custa do seu peso e do fluído de injeção, e secundariamente à custa dos movimentos oscilatórios do próprio vibrador derivado de um excêntrico alimentado por um motor eléctrico ou pneumático. O diâmetro do furo, devido à compactação lateral e a alguma erosão do solo, é ligeiramente superior ao diâmetro da sonda.

Algumas empresas desenvolveram também tecnologias em que o movimento descendente é ajudado por macacos hidráulicos que estão fixos à sonda e ganham reacção nos aparelhos de suspensão das mesmas.

Depois de se ter atingido a profundidade pretendida, é então colocado o material de enchimento e a vibrosubstituição propriamente dita é conseguida através da acção do movimento do excêntrico contra a brita (principalmente radial), associado à repetida subida e descida da sonda, entre diversos patamares ascendentes. Com este processo consegue-se assim criar um cilindro de solo muito bem compactado, cujo diâmetro depende da energia envolvida no excêntrico, do tempo de actuação do mesmo em cada patamar e, obviamente, das características do solo.

Os sucessivos patamares compactados de brita variam usualmente entre 0.6m e 1.2m

A colocação da brita no furo pode ser feita directamente através da superfície, despejando-a no espaço entre o furo e sonda (método designado por “top feed method” na literatura inglesa), ou directamente na ponta, através de um tubo paralelo e acoplado à sonda (“bottom feed method”), encontrando-se ambos os casos ilustrados na Figura 1.9. Em qualquer dos casos a sonda não deve ser retirada quando não se possa garantir a estabilidade do furo.

Mais vulgarmente na construção de colunas de brita são usadas sondas assistidas com injeção de água (“wet process”), associadas a alimentação superior (“top feed method”). Um importante factor para o sucesso da execução de uma coluna de brita é o constante fluxo de água, que ajuda não só à estabilização do furo, mas também à lavagem dos finos do solo que inevitavelmente se misturam entre a brita. Com esta técnica profundidades máximas de 30m poderão ser atingidas.

Não tão frequentemente, é usado o ar (“dry process”) associado quer a alimentação inferior (“bottom feed method”) quer a alimentação superior. No primeiro caso o vibrador serve como que de encamisamento ao solo, impedindo-o de colapsar para dentro da abertura criada. Caso se garanta a estabilidade do furo também é possível optar-se pela alimentação superior, retirando previamente o vibrador (e descendo-o posteriormente para executar a compactação de cada patamar).



a) alimentação inferior - "bottom feed method"

b) alimentação superior - "top feed method"

Figura 1.9 – Diferentes métodos de alimentação de brita: a) - Vibrador com alimentação na ponta – "Bottom feed method" ; b) – Alimentação superior – "Top feed method" (fotografias retiradas do Grupo Keller e do Grupo Menard)

A acção dos movimentos radiais do vibrador tende a compactar a brita lateralmente de encontro ao solo natural, o que conduz a uma maior densificação deste, para além da densificação inicial resultante da descida e actuação da sonda.

O grau de densificação é função do tipo de solo, da sua percentagem de finos (siltes e argila) e respectiva plasticidade, da densidade relativa inicial, do tipo do vibrador e tempo de actuação, da forma e durabilidade do material de enchimento, da área da coluna e do espaçamento entre colunas (Adalier e Elgamal, 2004). Genericamente, quanto mais fino for o solo maior o tempo de compactação do vibrador necessário, em cada patamar, para atingir o mesmo grau de compactação (Massarsch, 2004).

Um vibrador é constituído por um motor eléctrico ou hidráulico montado dentro de um cilindro, com diâmetros da ordem dos 36 aos 42cm, que faz girar em torno de um eixo vertical uma massa excêntrica, produzindo assim movimentos oscilatórios radiais. As forças centrífugas geradas poderão chegar até aos 160kN.

As frequências usadas variam normalmente entre 1800rpm e 3600rpm (30Hz a 60Hz), as amplitudes de oscilação do vibrador entre 6mm e 32mm e são dependentes do tipo de solo. A experiência e o "know-how" das empresas da especialidade são determinantes, em presença de

um caso concreto e em função das características dos seus equipamentos, para a adopção dos parâmetros mais eficientes.

O comprimento de um vibrador pode variar entre os 2 e os 5m. São ligados a tubos de extensão (com diâmetro ligeiramente inferior ao vibrador) e o conjunto vibrador mais tubos apresenta comprimentos de cerca de 10m, que podem facilmente ser aumentados caso a profundidade de tratamento assim o exija. Na Figura 1.10 encontra-se representada esquematicamente a constituição de uma sonda vibradora, com a identificação dos seus constituintes principais.

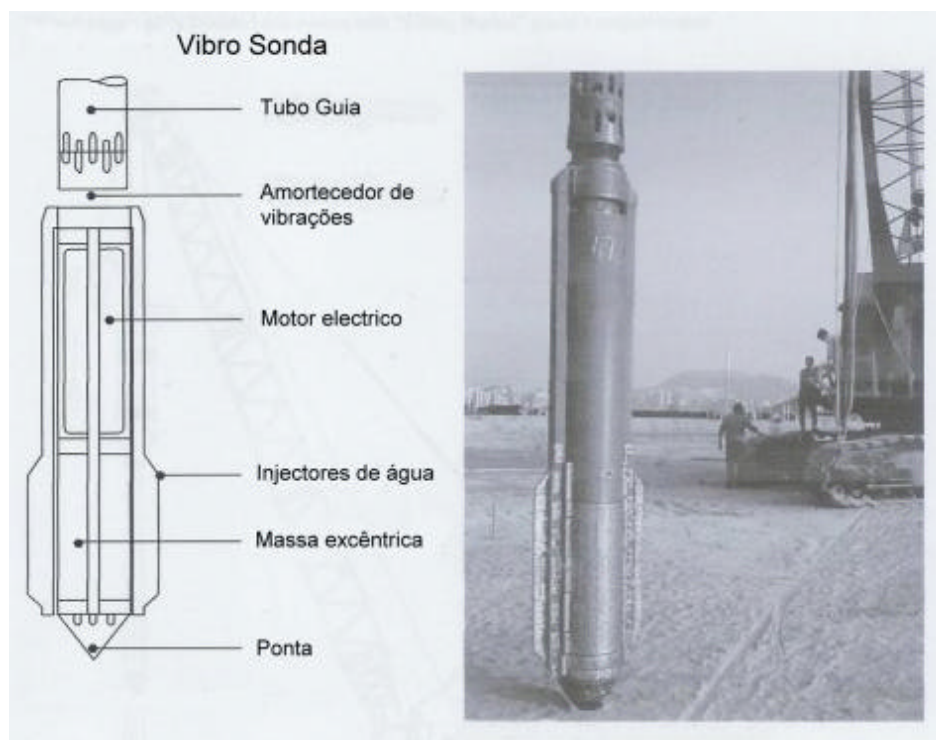


Figura 1.10 – Constituição de uma sonda vibradora (Fonte: Vibro Systems Inc.)

Em termos de controlo de execução, o consumo da potência eléctrica desempenha um papel importante, dado que quanto mais densa se torna a brita, pela acção do vibrador, maior consumo eléctrico é registado pelo amperímetro. No entanto apenas uma boa compactação da brita pode não ser suficiente uma vez que para que a brita penetre no solo circundante também é preciso garantir que o vibrador penetre na brita para a poder “empurrar” lateralmente de encontro ao solo. Assim é necessário observar a repenetração da sonda após cada enchimento com brita (que tende a ser cada vez menor à medida que esta é cada vez melhor compactada)

O consumo de brita também desempenha um papel fundamental, que tem que ser registado, pois muitas vezes é a única maneira de estimar o diâmetro realizado da coluna (que, pelo efeito da pressão radial, é sempre maior do que o diâmetro do furo), assumindo-se para esse efeito normalmente uma densidade compacta para a brita.

No caso do “wet process” o consumo de água (valores típicos entre 5 e 15 l/s) e a respectiva pressão de injeção (valores entre 2 e 5bar) também devem ser registados, sendo a primeira importante para garantir a estabilidade do furo.

É comum a representação dos diversos parâmetros em jogo (tais como a profundidade, a intensidade da corrente eléctrica, a quantidade de brita ou a velocidade da sonda), em forma de gráfico, função do tempo (ver Figura 1.11). Mais raramente, e com recurso a software especial para tratamento de dados, alguns destes parâmetros poderão ser expressos em função da profundidade.

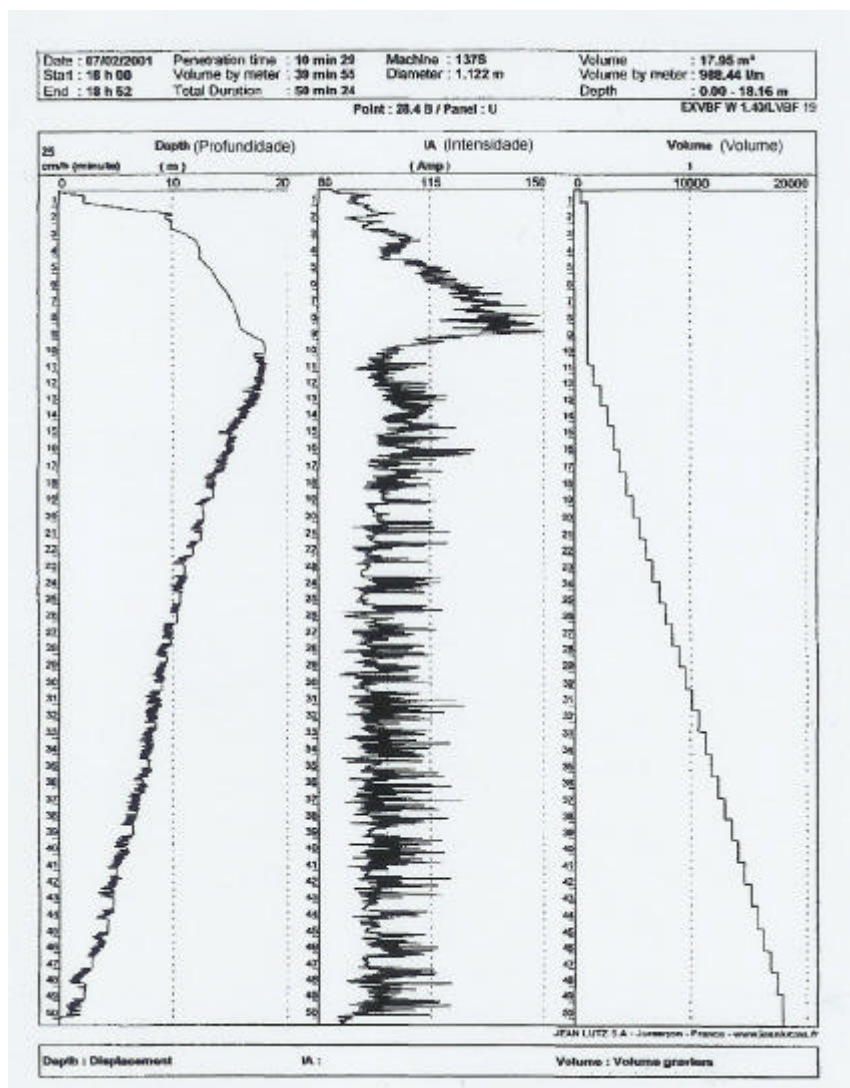


Figura 1.11 – Representação da profundidade, da intensidade de corrente eléctrica e do volume de brita consumido na construção de uma coluna de brita em função do tempo (Vibro Systems Inc., 2004)

Observando os gráficos da Figura 1.11 e de acordo com o anteriormente referido, verifica-se que após se ter atingido a profundidade pretendida, a construção da coluna propriamente dita é realizada à custa da cravação e recravação da sonda por patamares. Observa-se igualmente que, entre cada patamar, a intensidade de corrente registada aumenta substancialmente à medida que a brita se torna mais compacta, facilmente visível pelos picos registados no gráfico Intensidade versus Tempo decorrido (gráfico central). Observa-se também que a intensidade necessária para fazer a cravação da sonda é bastante superior à necessária para a compactação da brita.

Em termos de rapidez de execução, de modo a ter-se uma ideia da eficiência destes métodos vibratórios, refere-se que são típicos valores de cerca de 2000 m de coluna por semana e por equipamento.

No que se refere a tolerâncias de execução, elas deverão ser previamente definidas antes da execução de uma dada obra, mediante os diversos condicionalismos existentes na mesma. No entanto, e em termos genéricos, a pré-norma europeia, CEN (2003), aponta para uma tolerância de implantação admissível de 15 cm e para uma tolerância de verticalidade de 1/20, o que, como exemplo, para uma coluna com 10 metros de comprimento conduz a um desvio na ponta de 0.5 metros.

## 1.5. – Aspectos diversos associados à construção de colunas de brita.

### 1.5.1 – Caracterização dos maciços a tratar

A opção por um dado tipo de fundação requer sempre um conhecimento profundo e “a priori” dos solos, para uma correcta avaliação dos riscos e da relação custo/benefício que se pretende obter.

O conhecimento do subsolo é mais importante quando se usam métodos de melhoramento e reforço de solos do que em relação aos métodos convencionais de fundações profundas.

A execução de sondagens é fundamental, de modo a ser possível avaliar a estratigrafia do maciço. No caso do uso de colunas de brita, destaca-se também a necessidade de detecção de estratos muito moles, principalmente se forem de origem orgânica. Devido à grande compressibilidade deste tipo de estratos, desenvolve-se muito pouco apoio na superfície lateral, o

que conduz a grandes deformações verticais da coluna, uma vez que esta alarga de encontro ao solo. A identificação destas camadas e principalmente a estimativa da sua espessura, é de grande importância. Espessuras até uma vez o diâmetro da coluna são ainda toleráveis. Caso haja espessuras entre 1 e 2 diâmetros, deverá ser avaliada a necessidade de alargamento da coluna (que se consegue à custa do uso de, por exemplo, dois vibradores a actuarem paralelamente de modo a manter a relação espessura/diâmetro inferior à unidade). Uma outra alternativa consiste na rigidificação de um determinado troço graças à adição de cimento, o que usualmente se designa por técnica de colunas de brita rígidas.

Espessuras superiores a 2 diâmetros conduzem a problemas graves no comportamento da coluna de brita, pelo que não se aconselha a sua realização.

Outro factor de perturbação é a existência de solos sensíveis (argilas ou siltes) uma vez que podem perder a sua resistência ao serem usados métodos vibratórios.

Em alguns casos de aplicação de colunas de brita, tal como a estabilização de taludes, o nível freático e a sua variação em função do tempo podem ter uma importância crítica. Nestes casos devem ser instalados piezómetros nos furos das sondagens para o seu registo ao longo do tempo.

Em relação a ensaios **in situ**, e estando em presença de solos coesivos, podemos referir o ensaio de corte rotativo, “field vane test”, como sendo muito útil para estimativa da resistência não drenada,  $c_u$ . A realização de ensaios SPT, neste tipo de solos não se revela tão adequada, sendo antes aconselhados ensaios com o cone-penetrómetro, “CPT” (FHWA, 1983). Este ensaio permite estimar indirectamente parâmetros de resistência tal como a resistência não drenada. No entanto não permite a colheita de amostras.

Quando em presença de solos não coesivos soltos, o ensaio SPT, normalmente realizado com espaçamento de 1.5 metros nos furos das sondagens, já pode ser útil para a quantificação de alguns parâmetros de resistência, como o ângulo de atrito em termos de tensões efectivas,  $\phi'$ , e do grau de compactidade, bem como avaliar o potencial de liquefacção.

Recomenda-se igualmente, sempre que se possa, a recolha de amostras indeformadas de modo a determinar características de consolidação, de permeabilidade, de compressibilidade e de resistência.

Por vezes, quando se usa a técnica de furação com sondas vibratórias com recurso a ar (“dry process”), é conveniente a realização prévia de poços ou trincheiras para visualização directa de alguns materiais que serão alvo de tratamento, com vista a avaliar a estabilidade do furo.

Para além dos “logs” das sondagens, os ensaios clássicos para se obter a classificação dos solos (granulometria e limites de consistência), bem como o peso específico das várias camadas constituintes, são quase obrigatórios.

Em relação aos parâmetros de resistência e de deformação, podem ser usados os ensaios triaxiais não drenados e, mais raramente, ensaios de corte rotativo em laboratório.

Ensaio edométrico de consolidação uniaxial, num número suficiente de amostras indeformadas, devem ser realizados de modo a estimar os coeficientes de consolidação vertical e horizontal,  $C_v$  e  $C_h$ , bem como os índices de compressibilidade e recompressibilidade,  $C_c$  e  $C_r$ . Em argilas moles ou solos orgânicos a consolidação secundária pode ser tão importante como a consolidação primária pelo que os ensaios devem ser prolongados de molde a estimar as características de consolidação secundária.

### 1.5.2 – Instrumentação e controlo

O tipo de instrumentação a usar dependerá do grau de segurança usado no projecto. A adopção de factores de segurança baixos implica o uso de uma maior instrumentação.

É comum a presença de marcas topográficas para controlo de assentamentos e, não tão frequentemente de inclinómetros para medir deformações laterais (no caso de obras em que pelo menos uma das dimensões em planta não se possa considerar infinita, como por exemplo um aterro para uma via rodoviária, onde o não confinamento na direcção transversal acarreta deformações bidimensionais).

Devem usar-se piezómetros quando se pretender controlar a evolução dos níveis freáticos, caso da estabilização de taludes, devendo aqueles ser colocados na zona das superfícies potenciais de deslizamento.

De modo a prever a “quantidade” de carga que é redistribuída para a coluna de brita, ou seja, o designado factor de concentração de tensões que será definido mais adiante, poderão ser usadas células de carga.

Após o reforço do maciço com colunas de brita alguns dos ensaios que foram referidos nos pontos 1.5.1 devem ser realizados novamente de modo a avaliar o melhoramento introduzido.

Além disso podem ser levados a cabo ensaios de carga sobre uma ou mais colunas de modo a avaliar a capacidade de carga e a redução de assentamentos verticais. Note-se, no entanto, que o

comportamento de uma coluna isoladamente carregada difere do carregamento de um grupo de colunas uma vez que lhe falta uma parte do confinamento lateral.

Normalmente não é comum a aplicação de cargas que provoquem a rotura da coluna, mas entre 100 a 150% da carga de projecto ("design load"). A Federal Highway Administration recomenda a realização de ensaios de carga em cerca de 5% das colunas realizadas.

A realização de ensaios de carga no começo de uma obra de grandes dimensões poderá otimizar alguns factores (como por exemplo a profundidade a atingir, o método de execução, a granulometria a usar, etc.) com o objectivo de alcançar ganhos económicos.

Os parâmetros em causa devem ser monitorizados frequentemente de modo a prevenir algum problema e haver tempo para se actuar em caso de necessidade. Acrescente-se que, como em qualquer obra geotécnica, o registo sistemático da informação, o seu tratamento e divulgação contribuirão para um melhor conhecimento do comportamento de obras futuras.

### 1.5.3 – Aspectos construtivos e campo de aplicação

A execução de colunas de brita, independentemente dos recursos utilizados, é um processo tecnologicamente simples e encontra-se bem dominado. Neste sub-capítulo são enumeradas algumas dificuldades da sua execução, bem como algumas recomendações que devem ser seguidas de modo a garantir uma correcta realização. Não se pretende uma enumeração exaustiva de todas as situações possíveis, dado que se sairia um pouco do âmbito do presente trabalho, mas tenta-se uma focagem de alguns pontos importantes, que podem condicionar a execução e que se julga serem de relativa importância no contexto deste estudo.

Usualmente é comum a realização de uma plataforma de trabalho, com espessuras que podem variar de 30 a 100 cm, à superfície do terreno. A realização desta camada, com materiais granulares muito pouco compressíveis, apresenta algumas vantagens. A primeira é facilitar o movimento das máquinas. A segunda é melhorar a eficiência da coluna de brita. Com efeito, próximo da superfície do terreno, a coluna apresenta sempre um alargamento devido ao menor confinamento transmitido pelo solo. A existência de uma plataforma à superfície vai forçar esse alargamento a situar-se a uma maior profundidade, onde a tensão efectiva vertical (bem como a horizontal) é maior, garantindo assim um maior confinamento e uma maior capacidade de carga da coluna. Uma terceira vantagem consiste numa melhor redistribuição das cargas para as colunas, devido ao efeito de arco que naturalmente se forma ao longo da espessura da

plataforma. Por fim, ainda se pode referir que, quando em presença de solos moles, esta camada pode funcionar como fronteira drenante para escoamento das águas.

Ao contrário de outros métodos de melhoramento ou de reforço de solos, como por exemplo a compactação dinâmica, a construção de colunas de brita não envolve grandes vibrações ou produção de ruído, tornando-se atractiva a sua implantação em meios urbanos.

No entanto, a construção de colunas pelo ao método “wet process” - que ainda é o mais usado - requer enormes quantidades de água de modo a garantir um caudal constante.

Se, por um lado, pode não ser fácil garantir os caudais necessários (que podem ser da ordem dos 5 litros/seg.), por outro, o enorme fluxo de água que aflui à superfície pode trazer problemas ambientais porque a água vem severamente contaminada com os finos resultantes da execução do furo. Esta mistura de água com solo fino forma uma pasta líquida que tende a impermeabilizar os solos, podendo resultar deste facto diversos problemas ambientais. De modo a reduzir este efeito, normalmente são criadas bacias de retenção para o seu tratamento. É devido principalmente a este facto que hoje em dia se começa a optar cada vez mais pelo método “dry process” com alimentação inferior.

Em relação à estabilidade do furo, caso se use o método vibratório “wet process”, a gradação do material de enchimento não poderá conter partículas de diâmetros inferiores a areias (inclusive) dado o grande fluxo ascendente de água existente.

A verticalidade da coluna, caso se usem métodos vibratórios e a respectiva sonda vibratória seja suspensa, por exemplo, por uma grua, é normalmente garantida devido ao peso do vibrador (que oscila em torno do apoio situado superiormente, no seu eixo de simetria). Nas sondas que estejam ligadas a veios telescópicos a verticalidade pode ser assegurada com mais precisão devido à presença daqueles. Este último caso tem a desvantagem do tamanho das varas telescópicas poder limitar a profundidade de tratamento.

Em termos económicos, e segundo a FHWA (1983), as profundidades em que o tratamento com colunas de brita é competitivo não são muito elevadas. Genericamente, pode-se dizer que esta técnica é economicamente vantajosa para profundidades de tratamento entre os 6 e os 10 metros. Apesar de hoje em dia ser possível executar colunas até 30 metros, para profundidades superiores a 10 metros normalmente as estacas rígidas são mais competitivas.

Em termos de tipo de carregamento, e se o objectivo a cumprir for apenas o do aumento da capacidade de carga, esta técnica é vantajosa se as cargas aplicadas forem relativamente modestas e/ou distribuídas, uma vez que a carga de projecto de uma coluna de brita se situa normalmente entre 200 e 500KN.

A fundação de cargas isoladas elevadas – superiores a 500KN por apoio - será melhor conseguida à custa da inclusão de elementos rígidos. No entanto, se para além da capacidade de carga, houver necessidade de reduzir o potencial de liquefacção, a realização de estacas rígidas não é inteiramente satisfatória (uma vez que, perante fenómenos de liquefacção derivados de uma solicitação sísmica, é teóricamente possível que uma estaca fique completamente livre em termos de deformações laterais, com comprimentos de encurvadura in comportáveis).

Se a razão para execução de colunas de brita for o aumento da capacidade de carga ou a redução de assentamentos, as colunas de brita devem ser prolongadas até um estrato com suficiente capacidade portante. No entanto, mais raramente, também é possível deixá-las “flutuantes” num estrato mole, se a degradação de cargas a essa profundidade for tal que não justifique o seu prolongamento, mas será sempre uma situação a ser cuidadosamente ponderada.

Ainda no domínio dos solos moles, se o objectivo a cumprir é apenas o da aceleração dos assentamentos – o que, isoladamente, não será uma situação muito frequente – a necessidade de transmissão de cargas não se põe com tanta acuidade, pelo que a profundidade das colunas será governada pela possança dos estratos impermeáveis.

No caso dos solos incoerentes soltos, cujo objectivo é primeiramente uma densificação do solo, a profundidade de tratamento coincide com o atravessamento desses mesmos estratos. Na prática, esse “atravessamento” dos estratos soltos é sinónimo de fundação das colunas de brita nos estratos mais compactos.

## Capítulo 2

### DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE BRITA

#### 2.1 – Introdução

Neste Capítulo 2 introduzem-se alguns dos conceitos básicos associados às colunas de brita (subcapítulo 2.2), necessários para uma completa compreensão dos subcapítulos subsequentes, e procede-se à revisão de alguns critérios e métodos de cálculo para avaliação da capacidade de carga (subcapítulo 2.3), para previsão de assentamentos (subcapítulo 2.4) e para redução do potencial de liquefacção (subcapítulo 2.5).

O âmbito do presente trabalho apenas contempla as colunas inseridas dentro de uma malha, ou seja, em que o comportamento destas pode ser considerado idêntico em todas elas (com excepção óbvia das colunas localizadas nas fronteiras da malha).

O carregamento de uma coluna isolada implica um comportamento bidimensional axissimétrico (nas direcções vertical e radial) em que toda a massa envolvente à coluna tem que ser considerada. O carregamento simultâneo de um grupo suficientemente elevado de colunas conduz a um comportamento que no seu todo é unidimensional – e vertical – e que, por esse facto, pode ser estudado isolando apenas uma das colunas (coluna genérica, no interior da malha) e a sua área de influência, considerando o conceito de célula unitária.

O conceito de célula unitária implica a análise do conjunto coluna-solo, em que apenas é tida em conta a área de influência de cada coluna. Assim, o comportamento bidimensional já referido, que governa o comportamento de uma coluna isolada, é condicionado neste caso pela consideração de deslocamentos radiais nulos ao longo da fronteira entre a área de influência da coluna em questão e as áreas de influência das colunas vizinhas. Por outras palavras, a célula unitária constitui um cilindro cuja secção é (simplificadamente) circular e o eixo coincide com o eixo da coluna de brita.

## 2.2 – Conceitos gerais

O tratamento de uma grande área com colunas de brita requer sempre a adopção de uma distribuição uniforme em planta das mesmas, que é função dos objectivos a alcançar. Para esse padrão ser definido há que impor um espaçamento entre colunas bem como o tipo de distribuição. Normalmente são usadas distribuições em triângulo ou em quadrado e, mais raramente, em hexágono (mais difícil de implementar em obra), as três exemplificadas na Figura 2.1. Para cada uma das três diferentes distribuições, cada coluna pode assimilar-se a uma célula cilíndrica com um determinado raio (ou diâmetro) de influência, o qual é importante para quantificação da respectiva área de influência. A relação entre o diâmetro de influência de cada coluna de brita e o espaçamento entre elas assume valores iguais a 1.05, 1.13 e 1.29, para distribuições triangulares, quadradas e hexagonais, respectivamente (Balaam e Poulos, 1983).

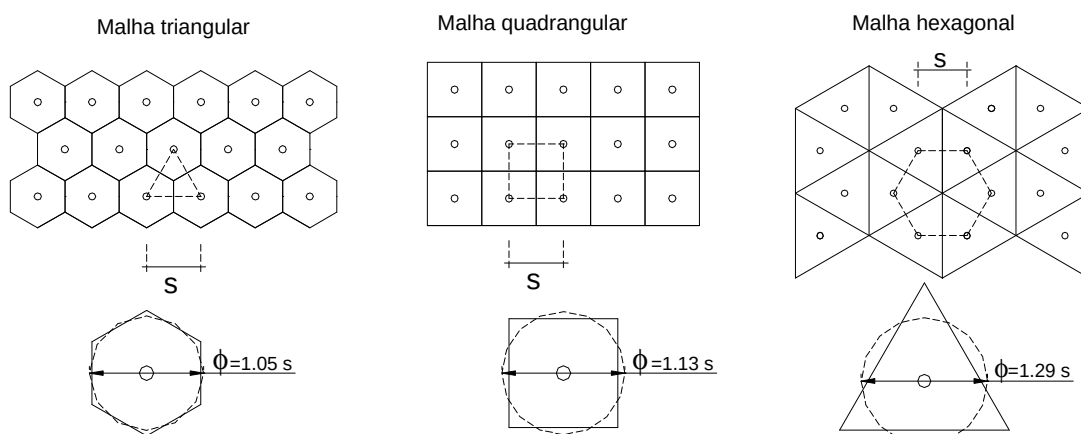


Figura 2.1 – Diferentes distribuições em planta de colunas de britas

Elaborou-se o quadro 2.1 em que se representam as áreas de influência em função do tipo de malha.

Quadro 2.1 – Áreas de influência de diferentes tipos de malhas (Ballam e Poulos, 1983)

|                      | Malha triangular                   | Malha quadrada | Malha hexagonal               |
|----------------------|------------------------------------|----------------|-------------------------------|
| $\frac{f_{inf.}}{s}$ | 1.05                               | 1.13           | 1.29                          |
| Área de influência   | $A = \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot s^2$ | $A = s^2$      | $A = \frac{3\sqrt{3}}{4} s^2$ |

A inclusão de uma coluna de brita num dado maciço implica sempre a realização de um cilindro de brita com um determinado diâmetro. O diâmetro obtido é função de uma série de factores já referidos no Capítulo 1. O chamado **coeficiente de substituição**, representado neste trabalho por **CS**, define a relação entre a área de coluna efectivamente realizada e a área total de influência dessa coluna:

$$CS = \frac{A_{col}}{A} = \frac{A_{col}}{A_{col} + A_{sol}} \quad (2.1)$$

em que  $A_{col}$  representa a área de coluna realizada,  $A_{sol}$  a área de solo natural envolvente à coluna e  $A$  a área total de influência de uma coluna. Também é comum o uso da relação inversa do coeficiente de substituição,  $1/CS$  ou, como por vezes é representada,  $A/A_{col}$ . Segundo Candeias (2004), valores comuns para  $CS$  variam entre 0.10 e 0.3 ( $A/A_{col}$  entre 3.3 e 10).

Note-se que o diâmetro realizado nem sempre é – e normalmente não o será – constante ao longo do comprimento da coluna, dado a resistência dos solos, bem como a resistência radial que estes oferecem ao avanço lateral da brita, serem variáveis em profundidade.

Por isso, a escolha, para efeitos de projecto, do diâmetro a considerar deve ser cuidadosa e sempre baseada na experiência anterior, uma vez que é um parâmetro com influência relativamente grande nos resultados que se pretende estimar. (Este assunto será melhor estudado num capítulo posterior). Para o efeito, diversos autores apresentam dados em forma de ábacos, recolhidos e colectados em consonância com as empresas da especialidade, de modo a que em fase de projecto se possam adoptar diâmetros verosímeis e de acordo com as metodologias usadas. Deve-se no entanto ressaltar que os modernos equipamentos de execução de colunas de brita, pela sua capacidade, permitem hoje em dia realizar diâmetros de coluna quase independentes das características do maciço a tratar.

Um outro factor de grande importância para medir o melhoramento de um solo com colunas de brita é a capacidade que estas apresentam em concentrar tensões verticais, visto serem mais rígidas que o solo envolvente. Define-se o **factor de concentração de tensões**, **FC**, como sendo a relação entre o acréscimo da tensão efectiva na coluna,  $\Delta s'_v(col)$ , e o acréscimo de tensão efectiva no solo envolvente,  $\Delta s'_v(solo)$ , para um dado carregamento vertical que conduza a um acréscimo médio da tensão efectiva,  $\Delta s'_v$  (ver Figura 2.2):

$$FC = \frac{\Delta s'_v(col)}{\Delta s'_v(solo)} \quad (2.2)$$

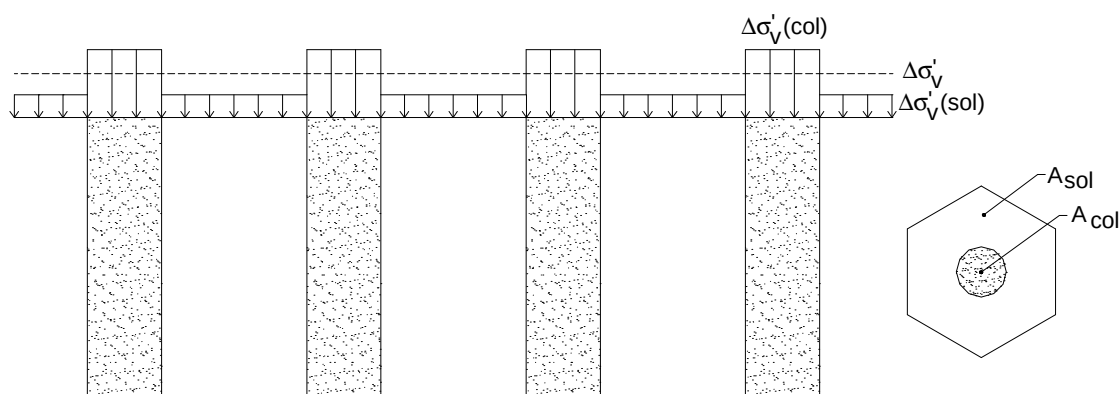


Figura 2.2 – Factor de concentração de tensões

É fácil de constatar, através de um equilíbrio de forças segundo a direcção vertical, que

$$(A_{col} + A_{sol}) \cdot \Delta s'_v = A_{col} \cdot \Delta s'_{col} + A_{sol} \cdot \Delta s'_{sol}$$

O factor de concentração de tensões é um parâmetro que, quando em presença de solos moles, devido ao processo de consolidação, é dependente do tempo, variando quer o acréscimo médio da tensão efectiva,  $\Delta s'_v$  (Figura 2.2), quer os acréscimos das tensões na coluna e no solo,  $\Delta s'_{col}$  e  $\Delta s'_{sol}$ , respectivamente.

A variação no tempo destas duas últimas grandezas ( $\Delta s'_{col}$  e  $\Delta s'_{sol}$ ) relaciona-se basicamente com dois aspectos: i) com o processo de consolidação do solo mole propriamente dito, isto é, com a transferência de carga, no tempo, da água (excessos de pressão neutra gerados na fase de carregamento rápido) para o esqueleto sólido (tensões efectivas); ii) com a transferência de tensões efectivas do solo mole para a coluna, efeito de arco, por esta apresentar maior rigidez que aquela. Por regra,  $FC$  toma o seu valor máximo no final da consolidação.

Um outro aspecto a salientar, que será confirmado com o estudo em elementos finitos da célula fundamental, é o facto de o factor  $FC$  não ser constante em profundidade. Para um determinado comprimento da coluna, o factor de concentração de tensões, em regra, aumenta à medida que a profundidade também aumenta (Alamgir et al, 1996), função das tensões de corte mobilizadas na interface coluna/solo envolvente, que decrescem em profundidade tal como se demonstra no Capítulo 4.

Outra explicação resulta do facto das linhas isócronas dos excessos de pressão neutra (linhas que unem pontos com iguais valores do excesso de pressão neutra) não serem verticais, mas antes “abrirem” para uma forma de campânula à medida que nas proximidades dos estratos drenantes

da superfície ou da base, caso existam (o que na quase totalidade dos casos acontece em relação à superfície), como é ilustrado na Figura 2.3.

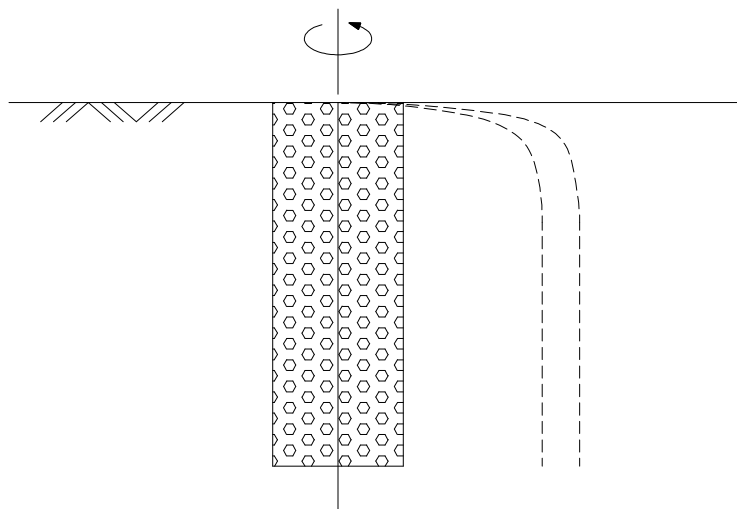


Figura 2.3 – Isócronas do excesso de pressão neutra

Além disso, a eventual existência de estratos de solo com características distintas (deformabilidade) no interior dos maciços terrosos, conduz também a valores de  $FC$  diferentes.

A realização de ensaios e a observação de casos reais mostram que, para condições drenadas, isto é, no final da consolidação, à superfície,  $FC$  varia entre 2 e 6, mais usualmente entre 3 e 5 (Folque, 1986), podendo no entanto atingir valores bastante superiores na base da coluna, principalmente quando em presença de solos muito compressíveis (Schlosser et al, 1983; Alamgir et al, 1996).

Como seria de esperar, a variação de  $FC$  depende do coeficiente de substituição e da relação entre as deformabilidades da coluna e do solo. Diversos autores procuraram estabelecer esta relação –  $FC$  versus  $CS$  – encontrando-se na literatura muitas propostas distintas, as quais por vezes conduzem a resultados antagónicas.

Por fim, chama-se atenção para o facto de a definição de  $FC$  se basear em valores médios das tensões. Será analisado mais em pormenor no estudo da célula fundamental que efectivamente as tensões no solo (e na coluna também) variam em função da distância radial.

Outra definição da maior importância prática, sendo a mais importante para efeitos de dimensionamento, é a de **factor de redução de assentamentos**, neste trabalho designado por **FRA**. O factor de redução de assentamentos traduz a relação entre o assentamento do solo reforçado (após a realização de colunas de brita) e o assentamento do solo não reforçado para

condições idênticas. Muitas vezes também é usado o inverso do *FRA*, o chamado **factor de melhoramento** (“improvement factor” na literatura inglesa), designado pela letra *n*.

Em termos genéricos, pode-se afirmar que quanto maior for o valor de *CS* maior será o factor de melhoramento, *n*, e consequentemente menor será o factor de redução de assentamentos, *FRA*.

Note-se igualmente que nesta definição se assume um assentamento uniforme à superfície, igual na coluna e no solo, o que não corresponde à realidade. Com efeito, para coeficientes de substituição altos (espaçamentos entre colunas apertados), os assentamentos entre a coluna e o solo são praticamente os mesmos devido ao alto efeito de arco que se mobiliza no solo entre colunas. Com o aumento do espaçamento entre colunas naturalmente que este efeito diminui e a diferença entre os assentamentos tende a aumentar.

Na sequência do raciocínio anterior conclui-se que a diferença de assentamentos à superfície entre a coluna e um ponto genérico do solo circundante aumenta com o aumento da distância radial desse ponto ao centro da coluna.

Este efeito não é independente da forma como são aplicadas as cargas, sendo dependente também do efeito de arco existente, por exemplo, nas camadas de aterro que materializam um dado carregamento.

Alamgir et al (1996) referem que a partir de um determinado espaçamento, correspondente a valores de coeficientes de substituição muito baixos, inferiores a cerca de 0.01, os assentamentos da coluna e de um ponto do maciço situado da fronteira exterior da zona de influência da coluna, são independentes um do outro.

## 2.3 – Avaliação da capacidade de carga

### 2.3.1 – Mecanismo de rotura

A avaliação da capacidade de carga de uma coluna de brita, a par com a estimativa dos assentamentos previsíveis, constituem desafios da maior importância no tratamento de um solo com esta técnica.

Neste capítulo apenas se irão tecer considerações acerca de colunas de brita inseridas em solos moles, uma vez que a execução desta técnica em solos mais grosseiros visa uma redução do potencial de liquefacção e não tanto um aumento da capacidade de carga, tal como salientado no capítulo anterior.

Colunas excessivamente carregadas experimentam deformações intoleráveis, que podem gerar avarias sérias nas estruturas que estão a suportar.

De modo a perceber-se melhor o tipo de comportamento de uma coluna de brita sujeita a um carregamento vertical, em comparação com o de uma estaca rígida, na Figura 2.4 encontram-se representadas esquematicamente as tensões que actuam em cada um dos casos.

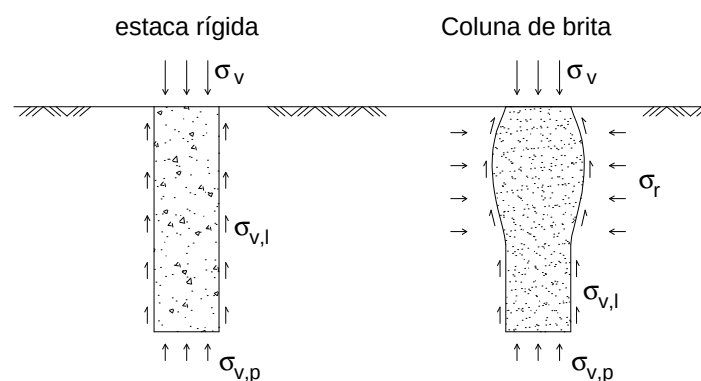


Figura 2.4 – Tensões actuantes numa estaca rígida e numa coluna de brita

Como é fácil de depreender, uma estaca rígida carregada verticalmente transfere para o maciço envolvente a força aplicada por atrito lateral ( $\sigma_{v,l}$ ) ao longo da superfície de contacto estaca/solo e/ou directamente pela ponta ( $\sigma_{v,p}$ ). O peso relativo de cada uma das parcelas é dependente de variadíssimos factores, e essa discussão não se enquadra no âmbito deste trabalho.

Já no caso em que o material constituinte da estaca não é por si só estável internamente, caso da brita, a tendência para se expandir radialmente em presença de uma acção vertical – uma vez que a brita, assim como qualquer outro material granular, não apresenta coesão interna - terá que ser contrariada pela tensão de confinamento radial ( $\sigma_r$ ) que o solo através de um mecanismo de reacção passiva transmite à brita. Analogamente a uma estaca rígida, o equilíbrio de forças verticais implica que a força aplicada terá que ser equilibrada numa parte pelo atrito lateral e noutra pela tensão na ponta da coluna.

Assim, e segundo diversos autores (Hughes e Withers, 1974; Dayte, 1982, etc.) os mecanismos de rotura que podem ocorrer numa coluna isolada carregada verticalmente, inserida num solo mole, são:

1. Rotura por corte no topo da coluna (“shallow shear failure”);
2. Insuficiente resistência de ponta ou insuficiente atrito lateral;
3. Expansão lateral excessiva (“bulging”)

Segundo Dayte (1982), na prática o primeiro tipo de rotura, semelhante ao mecanismo de rotura de uma fundação superficial, pode ser evitado substituindo a camada superficial de solo fraco por uma outra de material granular bem compactado (ou adicionando este sobre a primeira), aumentando-se assim, por um lado, a parcela de peso estabilizador e, por outro, o ângulo de atrito de uma parte da superfície potencial de rotura. Note-se que, pelas razões apontadas no capítulo anterior, é comum a realização deste tipo de plataformas de trabalho.

O segundo tipo de rotura, que consiste numa insuficiente capacidade de resistência de ponta do estrato ou numa insuficiente resistência lateral, provoca um deslocamento excessivo e, ao mesmo tempo, generalizado da coluna. Nestas condições, a coluna funciona como um elemento único que, por falta de apoio exterior (quer lateral, quer de ponta) apresenta um comportamento deficiente. Pode-se dizer então que se trata de uma rotura externa à coluna.

Este tipo de rotura é normalmente eliminado pela escolha ponderada do diâmetro da coluna (para colunas que trabalham fundamentalmente por ponta) e pela adopção de comprimentos tais que garantam suficiente resistência lateral (para o caso de colunas flutuantes). Esta escolha de diâmetros e de comprimentos pode ser feita com base nos métodos tradicionais existentes para estacas.

No entanto, note-se que quando em presença de colunas fundadas em estratos rígidos, este tipo de rotura não é condicionante uma vez que as cargas transmitidas por coluna ao estrato rígido são relativamente modestas, isto é, significativamente mais baixas, para a ordem dos diâmetros correntes na prática, que as determinadas pela resistência do estrato rígido.

No caso de colunas flutuantes, e caso se esteja em presença de comprimentos que não degradem suficientemente as cargas, situação que também não é – ou não deverá ser - frequente, poderão surgir alguns problemas de excesso de deformações verticais (a coluna “enterra-se” no solo).

Pelo exposto, e ainda segundo o mesmo autor, em termos práticos o mecanismo de rotura normalmente condicionante é o de expansão lateral da coluna por insuficiente confinamento lateral do solo. Implica uma rotura localizada numa zona precisa da coluna, em consequência de um insuficiente confinamento gerado pelo solo. É, por assim dizer, uma rotura interna da própria coluna. A zona crítica desta expansão radial cilíndrica ocorre para profundidades até cerca de 4 vezes o diâmetro da coluna.

O mesmo autor conclui então que a resistência de uma coluna submetida a acções verticais é primeiramente governada pela máxima reacção lateral gerada pelo solo na zona das máximas expansões radiais.

Por outro lado, os testes experimentais que o autor conduziu mostram que o deslocamento vertical medido nas colunas, é insignificante sempre que a relação entre o comprimento e o diâmetro das colunas seja superior a cerca de 4. Estas observações levaram Hughes e Withers (1974) a concluírem que, em presença de colunas flutuantes, a rotura de uma coluna com uma relação comprimento/diâmetro inferior a cerca de 4 dar-se-á por insuficiente resistência de ponta ou de atrito lateral, ocasionando deslocamentos verticais excessivos em vez de expansão lateral excessiva.

Por outras palavras, pode-se descrever o processo de rotura de uma coluna de brita, inserida integralmente num solo mole, em função da relação comprimento/diâmetro da coluna, da seguinte forma:

- Para uma relação comprimento/diâmetro baixa, inferior a cerca de 4, parte das solicitações verticais são transmitidas à ponta da coluna (uma vez que o comprimento é insuficiente para absorver lateralmente, por coesão ou atrito, todas as tensões verticais) e esta funcionará parcialmente por ponta. Se a coluna é tão curta que a tensão na base excede a resistência de ponta do solo (que pode ser estimada por vários métodos), o modo de rotura por insuficiente capacidade de ponta ocorrerá antes do modo de rotura por excessiva expansão lateral.
- Para comprimentos superiores a cerca de 4 diâmetros a degradação das tensões verticais é garantida integralmente pela resistência lateral, deixando de haver perigo de rotura externa, e o modo de rotura por excessiva expansão lateral é o condicionante. Haverá uma profundidade, a partir da qual as tensões verticais na coluna são praticamente nulas pois o comprimento desde a superfície até essa profundidade é suficiente para a resistência lateral equilibrar as tensões verticais. Um aumento do comprimento de uma coluna para além desse comprimento não melhora a capacidade de carga da mesma. Essa profundidade é, segundo Hughes e Withers (1974), cerca de 6 a 7 diâmetros.
- Pela mesma ordem de ideias, uma estaca fundada num estrato rígido, bastante frequente na prática, em que se assume uma suficiente capacidade de resistência de ponta, terá sempre um mecanismo de rotura do tipo de expansão lateral.

Concluindo, na prática a rotura de uma coluna de brita dá-se sempre por excessiva expansão lateral, com excepção das situações em que as colunas estejam inseridas num meio com

características homogêneas (comportamento flutuante) e que apresentem um comprimento inferior a cerca de 4 diâmetros.

Após esta análise ao comportamento de uma coluna de brita submetida a solicitações verticais, passa-se a descrever alguns métodos de avaliação da capacidade de carga que foram sendo propostos ao longo do tempo.

### 2.3.2 – Método empírico de Thorburn

Em meados da década de setenta, Thorburn (1975), na sequência de estudos preliminares realizados conjuntamente com Mac Vicar, propôs uma regra de avaliação da carga admissível de uma coluna de brita, válida para colunas executadas com vibradores do tipo “Keller”. Essa regra foi estabelecida de maneira empírica e é válida para colunas isoladas carregadas no topo, bem como para colunas inseridas em grupos. Neste último caso assume-se que toda a solicitação é integralmente resistida pela coluna, sem participação do solo ( $FC \approx \infty$ ).

Na Figura 2.5 encontra-se representada a relação da capacidade de carga de uma coluna proposta por Thorburn em função da resistência não drenada do solo a tratar. Na figura está também representada a variação com este último parâmetro do respectivo diâmetro eficaz, a controlar em obra pelo consumo de brita. Analiticamente, a proposta de Thorburn para o diâmetro obtém-se da seguinte expressão:

$$d(m) \cong 1.13 - 0.0116 \cdot c_u (kPa) \quad (2.3)$$

A expressão 2.3 ajusta-se muito razoavelmente aos valores obtidos experimentalmente conforme já ficou ilustrado na Figura 1.4 do capítulo anterior.

Segundo o autor, a relação apresentada na figura referida associa um coeficiente de segurança conveniente à rotura a curto e a longo prazo, após a consolidação do solo em torno da coluna.

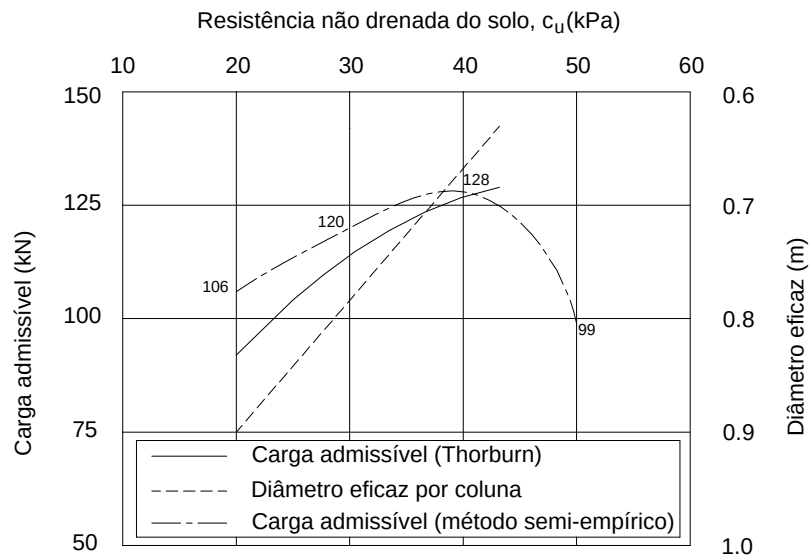


Figura 2.5 – Previsão da carga admissível no topo e do diâmetro eficaz de uma coluna de brita em função da resistência não drenada do solo (segundo Thorburn, 1975)

### 2.3.3 – Método semi-empírico

Foi desenvolvido por diversos autores na década de 70, nomeadamente por Hughes e Withers (1974), um método semi-empírico baseado na teoria das cavidades cilíndricas (proposta por Vesic em 1972) e também na experiência recolhida de numerosos ensaios, que permite estimar a tensão efectiva vertical máxima que uma coluna isolada pode suportar.

Este método parte do pressuposto que o solo circundante e a coluna se encontram em estado de equilíbrio limite. Considera o estado de rotura por expansão lateral, o qual pode ser simulado da mesma forma que o ensaio pressiométrico, em que um cilindro é expandido contra o solo. Assim, à medida que a coluna se expande a resistência radial do solo aproxima-se do valor limite, a partir do qual ocorrem expansões indefinidas. Se o solo for considerado como apresentando um comportamento elástico perfeitamente plástico, então a tensão limite é, segundo Gibson e Anderson (1961):

$$s_{r,f(sol)} = s_{r,0(sol)} + c_u \left( 1 + \ln \left( \frac{E}{2 \cdot c_u \cdot (1+m)} \right) \right) \quad (2.4)$$

em que  $s_{r,0(sol)}$ ,  $E$ ,  $m$  e  $c_u$  são, para o solo envolvente à coluna, respectivamente, a tensão radial total em repouso, o módulo de elasticidade, o coeficiente de Poisson e a resistência não drenada.  $s_{r,f(sol)}$  representa a tensão radial total que conduz à situação de equilíbrio limite.

Os mesmos autores, com base em diversos registos de ensaios pressiométricos rápidos, propuseram uma simplificação da expressão anterior:

$$s_{r,f(sol)} = s_{r,0(sol)} + l \cdot c_u \quad (2.5)$$

na qual o parâmetro  $l$  toma o valor de 4. Outros autores sugerem valores diferentes para  $l$ , até cerca de 6 (Soyez, 1985). Com efeito, considerando  $m = 0.5$  (condições não drenadas), então, para valores usuais da relação  $E_u / c_u$ ,  $l$  varia entre 4.5 e 6.5, como se mostra na Figura 2.6.

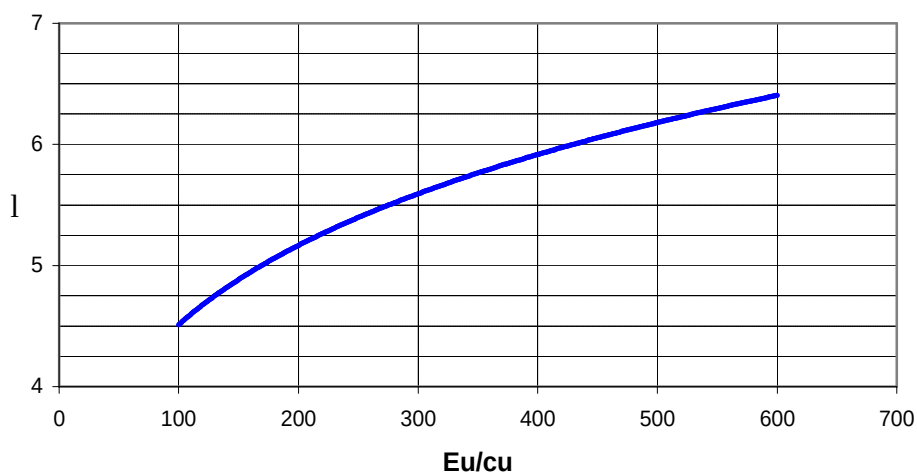


Figura 2.6 – Relação entre o parâmetro  $l$  e  $E_u / c_u$

No que se refere à brita constituinte da coluna, os autores consideram que, na zona das expansões laterais, aquela se encontra igualmente no estado limite e, portanto, pode-se escrever em termos de tensões efectivas a seguinte expressão (dedução que pode ser feita graficamente com recurso ao círculo de Mohr):

$$\text{sen } f'_{(col)} = \frac{s'_{v,f(col)} - s'_{r,f(col)}}{s'_{v,f(col)} + s'_{r,f(col)}} \quad (2.6)$$

ou, de outra forma

$$s'_{v,f(col)} = \frac{(1 + \text{sen } f'_{(col)})}{(1 - \text{sen } f'_{(col)})} \cdot s'_{r,f(col)} \quad (2.7)$$

em que os índices  $r$ ,  $v$ ,  $f$  e  $col$  se referem respectivamente a radial, vertical, rotura (“failure”) e coluna. Como, por uma questão de equilíbrio

$$s'_{r,f(col)} = s'_{r,f(sol)} = s_{r,f(sol)} - u_f \quad (2.8)$$

em que  $u_f$  representa o valor da pressão neutra em rotura, introduzindo esta expressão, e depois a 2.5, na equação 2.7, os autores chegaram à seguinte expressão geral, que limita a tensão máxima vertical suportada por uma coluna:

$$s'_{v,f(col)} = \frac{1 + \text{sen } f'_{(col)}}{1 - \text{sen } f'_{(col)}} \cdot (s_{r,0(sol)} + l \cdot c_u - u_f) \quad (2.9)$$

Os mesmos autores, admitindo que  $f' = 35^\circ$ ,  $l = 4$  e  $u_f = 0$ , chegaram então à seguinte relação:

$$s'_{v,f(col)} = 3.69 \cdot (s_{r,0(sol)} + 4 \cdot c_u) \quad (2.10)$$

A consideração de diversos resultados de testes levou os mesmos autores a proporem ainda a seguinte expressão geral para dimensionamento:

$$s'_{v,f(col)} = 25 \cdot c_u \quad (2.11)$$

Sugerem adicionalmente a adopção de um factor de segurança de 3. Então, considerando o diâmetro das colunas definido pela expressão deduzida a partir da proposta de Thorburn (Eq. 2.3), a carga admissível é dada por

$$N_{adm} = \frac{1}{3} \frac{p}{4} \cdot d^2 \cdot s'_{v,f(col)} = \frac{p}{12} \cdot (1.13 - 0.0166 \cdot c_u)^2 \cdot 25 \cdot c_u = \frac{25p}{12} (1.13 - 0.0166 \cdot c_u)^2 c_u \quad (2.12)$$

As cargas admissíveis obtidas por este método estão também representadas na Figura 2.5. Para a gama de resistência não drenada considerada ( $20 \leq c_u \leq 50$ ), os dois métodos conduzem a resultados não muito distintos.

Chama-se a atenção para o facto do método em apreço avaliar a capacidade de carga em relação ao modo de rotura por excessiva expansão lateral, que ocorre nas zonas mais superficiais

(profundidades até cerca de 4 vezes o diâmetro da coluna). Desse modo os valores de  $c_u$  a adoptar devem ser alvo de cuidado especial e devem-se reportar apenas a essas zonas.

Uma vez que é um pressuposto do método que toda a carga é suportada pela coluna (hipótese certamente do lado da segurança uma vez que implica um factor de concentração de tensões a tender para infinito, o que, sabe-se, não é real), o dimensionamento prático passa por escolher espaçamentos entre colunas e/ou diâmetros tais que limitem a tensão efectiva a valores compatíveis – afectados pelo coeficiente de segurança – com a capacidade de suporte da coluna dada pela Eq. 2.11.

A norma francesa DTU 13.2 no capítulo dedicado a colunas de brita, propõe para dimensionamento uma expressão em tudo idêntica à equação 2.7 e sugere um coeficiente de segurança superior a dois. A tensão de confinamento radial,  $s'_{r,f(col)}$ , resultará do reconhecimento geotécnico efectuado, nomeadamente através do pressiómetro, do penetrómetro estático ou do ensaio de corte. Saliente-se também que essa norma define colunas de brita como “sendo constituídas por colunas de material de adição colocadas e compactadas dentro do solo com a ajuda de um vibrador radial colocado na ponta de um tubo que lhe serve de suporte”, ou seja, apenas incide sobre colunas realizadas pelo método da vibrosubstituição.

Note-se que as conclusões relativas ao aqui designado método semi-empírico são válidas para uma coluna isolada. A extrapolação para uma coluna inserida num grupo de outras, pode ser feita, segundo os autores, assumindo-se duas condições:

- os efeitos de endurecimento e de consolidação devidos à execução das colunas podem ser ignorados;
- o comportamento de uma coluna inserida num grupo é o mesmo que uma coluna isolada.

## 2.4 – Avaliação dos assentamentos

### 2.4.1 – Preâmbulo

Como já foi referido, um dos principais factores, senão mesmo o principal factor, que interessa ao dimensionamento de colunas de brita é a redução dos assentamentos do maciço tratado, face a

um carregamento exterior. Esse melhoramento pode ser avaliado pelo já introduzido factor de redução de assentamentos,  $FRA$ , ou pelo seu inverso, o chamado factor de melhoramento,  $n$ .

Descrevem-se de seguida alguns métodos para estimativa dos assentamentos previsíveis de um solo melhorado com colunas de brita.

## 2.4.2 – Aplicação dos estudos de Mattes e Poulos para estacas rígidas

Segundo Soyez (1985), a primeira tentativa de previsão dos assentamentos de colunas de brita baseou-se na aplicação dos trabalhos que Mattes e Poulos (1969) realizaram para estacas tradicionais, cuja inovação residia na consideração da compressibilidade da própria estaca. Estes autores propuseram uma expressão para o assentamento, no topo de uma estaca, considerando comportamento elástico dos materiais em função da carga aplicada,  $P$ , do respectivo comprimento  $L$ , do módulo de deformabilidade do solo  $E_{sol}$  e de um factor de influência,  $I_p$ :

$$s = \frac{P}{L \cdot E_{sol}} \cdot I_p \quad (2.13)$$

em que  $I_p$  é dado num ábaco, transcrito na Figura 2.7, em função de  $k = E_{col} / E_{sol}$ . O mesmo autor recomenda para o caso das colunas de brita o uso de valores para  $k$  entre 10 e 25.

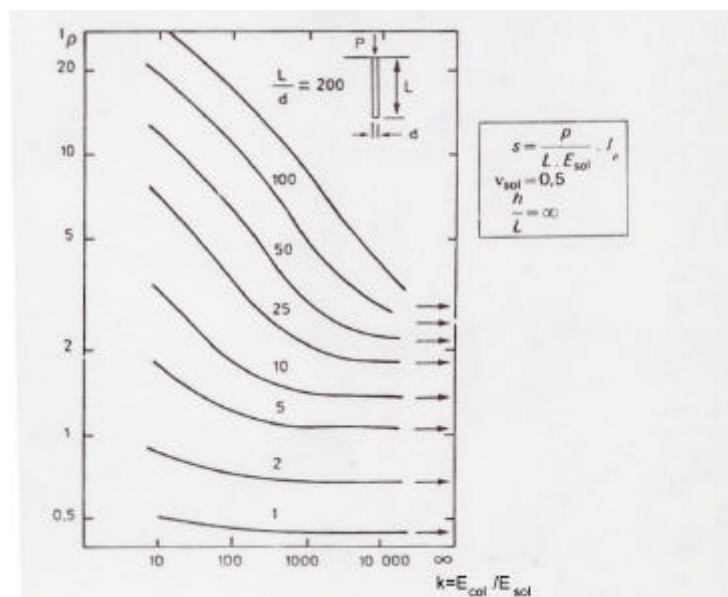


Figura 2.7 – Factor de influência  $I_p$  (segundo Mattes e Poulos, 1969)

Refere também a pequena influência da espessura do estrato mole,  $h$ , no cálculo de  $I_p$  e principalmente, citando Greenwood e Kirsch (1983), a pequena influência do coeficiente de Poisson do solo no cálculo dos assentamentos (assumindo-se à partida o módulo de deformabilidade do solo como próximo do módulo de elasticidade em condições drenadas).

### 2.4.3 – Método de Greenwood

No início da década de setenta, Greenwood (1970) apresentou o primeiro método de dimensionamento especificamente para colunas de brita, que permite efectuar uma avaliação da redução dos assentamentos provocada pela execução de colunas de brita, sob fundações de grandes dimensões. As curvas propostas, definindo o factor de redução de assentamentos, FRA, foram as primeiras a parametrizarem dois factores importantes: a resistência não drenada do solo,  $c_u$ , e o processo de realização das colunas (Figura 2.8).

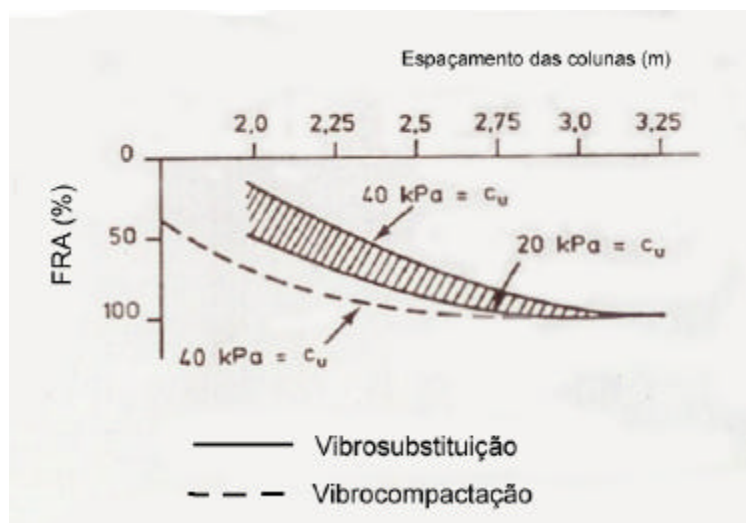


Figura 2.8 – Diagrama de redução de assentamentos observados sob fundações de grandes dimensões, devido à execução de colunas de brita em solos moles (segundo Greenwood, 1970)

As hipóteses assumidas pelo autor são: i) as colunas fundam num estrato mais rígido; ii) não são tidos em conta os assentamentos imediatos nem os deslocamentos induzidos pelas tensões de corte mobilizadas.

## 2.4.4 – Método simplificado de Aboshi et al (1979)

Aboshi et al (1979) propuseram um método simplificado para calcular o assentamento previsível de uma coluna inserida numa malha mais vasta, que se possa considerar de desenvolvimento infinito em duas direcções ortogonais.

A primeira simplificação que se assume consiste em admitir que o assentamento é uniforme entre a coluna e o solo envolvente, hipótese que aliás é comprovada pela observação de casos de obras, em que se verifica que, à superfície, o assentamento da coluna é praticamente o mesmo que o do solo envolvente.

Assume-se também que, no caso do solo não reforçado, o módulo de deformabilidade volumétrico,  $m_v$ , pode ser considerado constante (o que só é aproximadamente válido para pequenos acréscimos da tensão efectiva). Assim, o assentamento do solo não melhorado, devido a um carregamento vertical, é dado por:

$$S_{(sol,NR)} = m_v \cdot H \cdot \Delta s'_{v,f} \quad (2.14)$$

em que H representa a espessura do estrato de solo mole,  $\Delta s'_{v,f}$  representa o acréscimo da tensão efectiva vertical média (a tempo infinito) e  $m_v$  o módulo de deformabilidade volumétrico.

Aplicando as definições de factor de concentração de tensões (Eq 2.2) e do coeficiente de substituição (Eq. 2.1), e considerando o equilíbrio vertical das tensões,

$$(A_{col} + A_{sol}) \cdot \Delta s'_{v,f} = A_{col} \cdot \Delta s'_{v,f(col)} + A_{sol} \cdot \Delta s'_{v,f(sol)} \quad (2.15)$$

obtém-se então a seguinte expressão que relaciona o acréscimo de tensão efectiva vertical do solo com o acréscimo da tensão efectiva vertical média:

$$\Delta s'_{v,f(sol)} = \frac{1}{1 + (FC - 1) \cdot CS} \cdot \Delta s'_{v,f} \quad (2.16)$$

Assumindo-se a existência de uniformidade de assentamentos, a expressão que permite calcular o assentamento do solo após melhoramento com colunas de brita é:

$$S_{(sol,R)} = m_v \cdot H \cdot \Delta s'_{v,f(sol)} \quad (2.17)$$

Introduzindo a Eq. 2.16 na 2.17, fica-se com

$$s_{(sol,R)} = m_v \cdot H \cdot \frac{1}{1 + (FC - 1) \cdot CS} \cdot \Delta s'_{v,f} \quad (2.18)$$

Como, por definição

$$FRA = \frac{s_{(sol,R)}}{s_{(sol,NR)}} \quad (2.19)$$

dividindo a Eq. 2.18 pela Eq. 2.14, obtém-se finalmente

$$FRA = \frac{1}{1 + (FC - 1) \cdot CS} \quad (2.20)$$

Ou seja, de acordo com este método simplificado, o factor de redução de assentamentos é função da geometria do problema (através de  $CS$ ) e das características mecânicas da coluna e do solo (através de  $FC$ ).

Conclui-se que, mantendo as mesmas condições geométricas – diâmetro e espaçamento entre colunas –, quanto mais rígida for a coluna em relação ao solo, implicando um maior  $FC$ , menores serão os assentamentos do solo após o tratamento, como seria de esperar.

#### 2.4.5 – Método de Balaam e Booker (1981)

Balaam e Booker (1981), usando o conceito de célula unitária e considerando um comportamento elástico para a coluna e para o solo, propuseram soluções analíticas para o solo melhorado comportando-se como incompressível (assentamento imediato) e compressível (assentamento final, após a consolidação), concluindo que a primeira é negligenciável em relação à segunda. Consideraram a não existência de tensões de corte na interface solo/coluna e sugerem deslocamento vertical uniforme.

Segundo a metodologia proposta, a relação entre a tensão média vertical aplicada,  $s_v$ , e a correspondente deformação vertical,  $e$ , é a seguinte:

$$s_v \cdot b^2 = [(l_{col} + 2 \cdot G_{col}) \cdot a^2 + (l_{sol} + 2 \cdot G_{sol}) \cdot (b^2 - a^2) - 2 \cdot a^2 \cdot (l_{col} - l_{sol}) \cdot F] \cdot e \quad (2.21)$$

sendo

$$l = \frac{n \cdot E}{(1 - 2 \cdot n) \cdot (1 + n)} \quad (2.22)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + n)} \quad (2.23)$$

$$F = \frac{(l_{col} - l_{sol}) \cdot (b^2 - a^2)}{2 \cdot [a^2(l_{sol} + G_{sol} - l_{col} - G_{col}) + b^2(l_{col} + G_{col} + G_{sol})]} \quad (2.24)$$

em que  $E$  e  $\nu$  representam o módulo de deformabilidade e o coeficiente de Poisson (do solo e da coluna de brita) e  $a$  e  $b$  o raio da coluna de brita e o correspondente raio de influência de uma coluna, respectivamente.

A Equação 2.21 pode ser usada para estabelecer a relação entre o factor de redução de assentamentos e o espaçamento entre colunas, ilustrada na Figura 2.9, proposta pelos mesmos autores para efeitos de avaliação do melhoramento introduzido pelas colunas de brita.

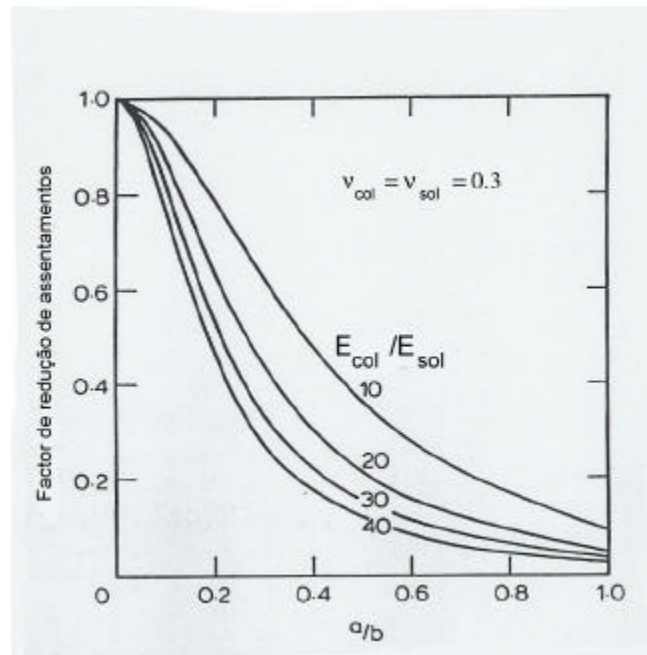


Figura 2.9 – Efeito da relação do espaçamento das colunas ( $a/b$ ) no factor de redução de assentamentos (segundo Balaam e Booker, 1981)

### 2.4.6 – Método de Balaam e Booker (1985)

Posteriormente, e uma vez que sob certas condições uma análise puramente elástica sobreavalia a redução dos assentamentos devido à existência de colunas de brita, Balaam e Booker (1985) desenvolveram um novo método, em que também consideram um comportamento elástico para o solo circundante mas agora um comportamento elástico perfeitamente plástico para a coluna, usando como critério de plastificação o de Mohr-Coulomb e uma lei de fluxo não associada. Consideraram um ângulo de dilatância constante e a poder variar entre 0 e  $\phi$ . A solução completa é encontrada considerando a condição de continuidade das tensões e das deformações nas direcções radial e vertical, na interface coluna/solo. Apresentaram a relação tensão-deformação, através de parâmetros normalizados, para vários espaçamentos e parâmetros.

Apresenta-se na Figura 2.10 os resultados obtidos pelos autores citados, para um espaçamento entre colunas correspondente a uma relação diâmetro de influência/diâmetro de coluna de 2, em que se pode constatar que à medida que o carregamento vertical aumenta, o desvio entre o modelo inicial (comportamento elástico) e o modelo melhorado (comportamento elástico perfeitamente plástico para a coluna) também aumenta, em termos da redução de assentamentos, observando-se que o modelo elástico conduz a soluções que sobreavaliam o efeito das colunas de brita.

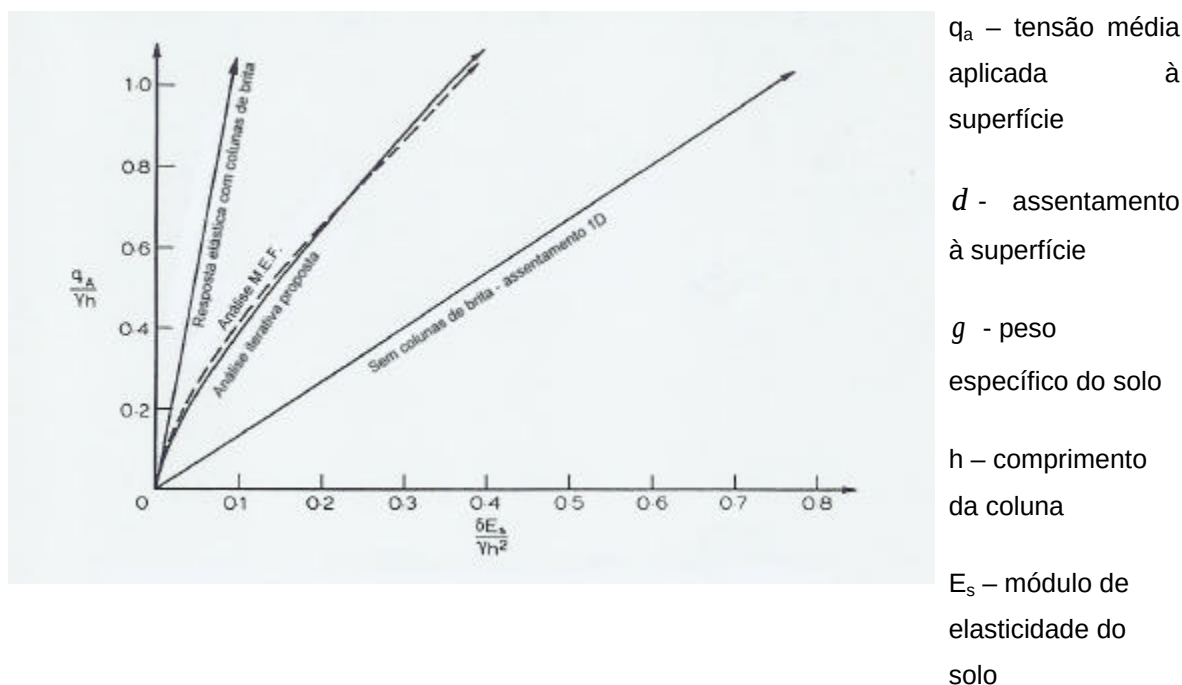


Figura 2.10 – Relação tensão-deformação para diferentes tipos de análise e para uma relação do diâmetro de influência/diâmetro de coluna igual a 2. (segundo Balaam e Booker, 1985)

Por outras palavras, de acordo com o que seria de esperar, o segundo modelo exhibe um decréscimo da rigidez do conjunto coluna/solo com o aumento do nível de tensão, que se aproxima mais do comportamento real.

Os mesmos autores realizaram um intenso estudo paramétrico, em que avaliaram a influência de vários parâmetros na relação entre os assentamentos obtidos pelos dois modelos. Ou seja, medindo o afastamento entre a solução do modelo inicial (elástico) e a solução do modelo melhorado (elástico perfeitamente plástico para a coluna), provocado por uma série de variações paramétricas, conseguiram concluir da importância da influência de uma série de parâmetros na redução dos assentamentos. Um exemplo desse estudo paramétrico encontra-se ilustrado na Figura 2.11, também proposta pelos autores, em que se tenta avaliar a influência do ângulo de dilatação  $\psi$ .

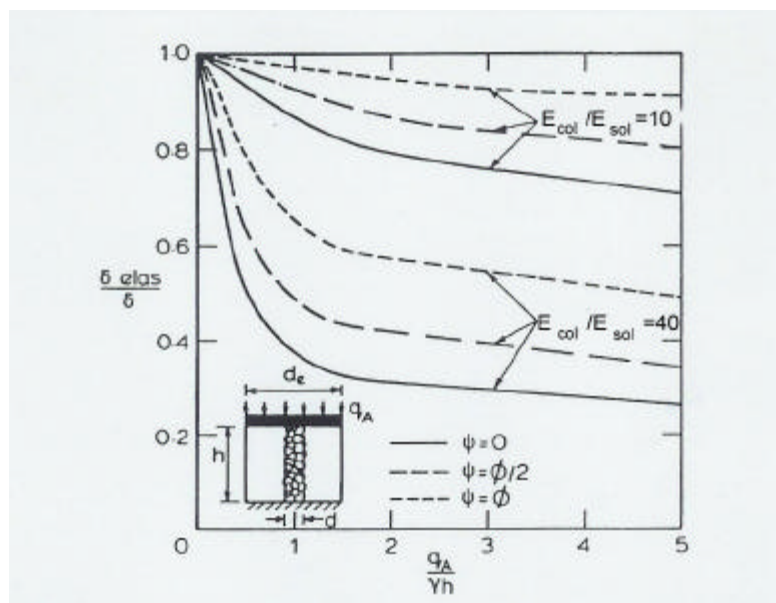


Figura 2.11– Efeito da dilatação na correcção ao assentamento elástico,  $d_{elas}$ , para  $d_e/d=2$ ,

$$f_{col}=40, \text{ e } n_{sol}=0.3 \text{ (segundo Balaam e Booker, 1985)}$$

Apresentaram-se algumas propostas para avaliação do melhoramento introduzido pela inclusão de uma malha de colunas de brita num solo mole. A comparação entre as diversas propostas não é fácil de fazer uma vez que em cada uma há determinadas hipóteses de cálculo, consideração de parâmetros, condições de aplicação, etc. que não são extensíveis às outras. De qualquer modo julga-se interessante apresentar, na Figura 2.12, a comparação efectuada por Ballaam e Booker (1985). Nessa Figura, para além dos métodos descritos, inclui-se o método proposto por Priebe em 1976, o qual não é descrito visto que foi substituído por um mais elaborado, introduzido na secção seguinte.

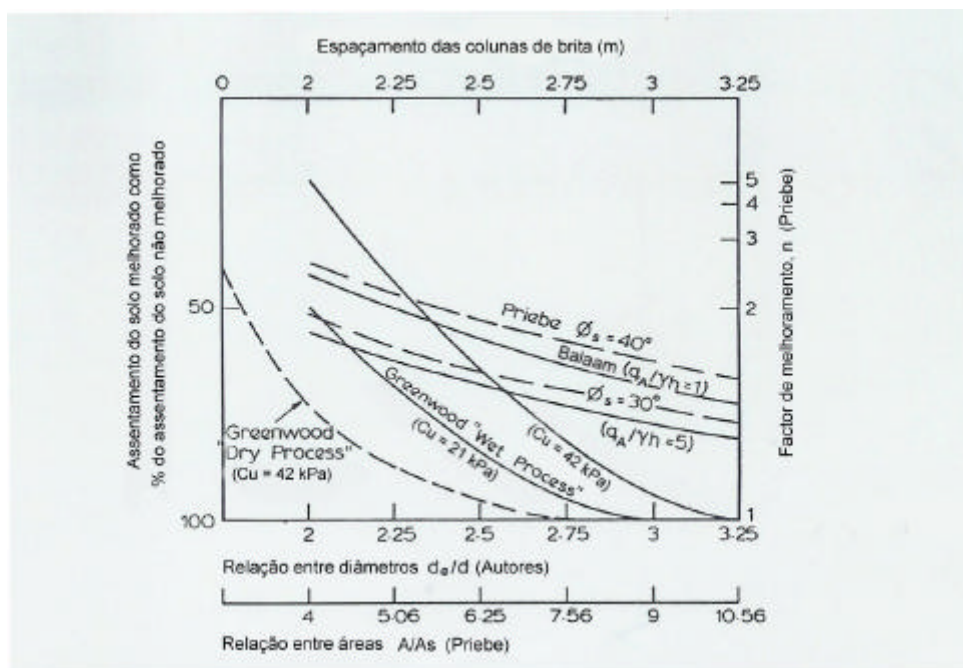


Figura 2.12 – Comparação entre alguns métodos de previsão de assentamentos (adaptado de Balaam e Booker, 1985).

### 2.4.7 – Método proposto por Priebe (1995)

Priebe (1995) propôs um método de previsão de assentamentos de colunas de brita executadas pelo método da vibrosubstituição, baseado no comportamento elástico dos materiais e na teoria de impulsos de Rankine. O método, que resultou de sucessivos melhoramentos ao apresentado pelo mesmo autor em 1976, considera o conceito de célula unitária e parte de algumas condições ideais de base: i) a coluna é fundada num estrato inferior rígido; ii) o material da coluna é incompressível; iii) os pesos volúmenes da coluna e do solo circundante são desprezados.

Consequentemente, a rotura da coluna não pode ocorrer por insuficiente resistência de ponta e qualquer assentamento superficial na área carregada é totalmente devido à expansão lateral da coluna. Uma vez que os pesos volúmenes são desprezados, ou seja, a gravidade está “desligada”, a expansão lateral é constante ao longo da coluna.

Portanto, o método assume que existe rotura por corte da coluna, enquanto o solo envolvente responde elasticamente. Propõe-se então a seguinte expressão para determinação do factor básico de melhoramento,  $n_0$ , que, recorde-se, traduz a relação entre o assentamento do solo não reforçado e o assentamento do solo reforçado:

$$n_0 = 1 + \frac{A_{col}}{A} \cdot \left[ \frac{0.5 + f(m_{sol}, A_{col}/A)}{K_{a,col} \cdot f(m_{sol}, A_{col}/A)} - 1 \right] \quad (2.25)$$

em que

$$f(m_{sol}, A_{col}/A) = \frac{(1 - m_{sol}) \cdot (1 - A_{col}/A)}{1 - 2 \cdot m_{sol} + A_{col}/A} \quad (2.26)$$

e

$$K_{a,col} = \tan^2(45^\circ - j_{col}/2) \quad (2.27)$$

sendo  $j_{col}$  o ângulo de atrito em graus do material constituinte da coluna e  $m_{sol}$  o coeficiente de Poisson do solo;  $A_{col}$  e  $A$  têm o significado indicado na secção 2.2.

Note-se que, comparando a Eq. 2.25 com a Eq. 2.20, do método de Aboshi et al (1979), conclui-se que, no método que se está a descrever, o factor de concentração é dado por

$$FC = \frac{0.5 + f(m_{sol}, A_{col}/A)}{K_{a,col} \cdot f(m_{sol}, A_{col}/A)} = \frac{1}{K_{a,col}} \left( \frac{1}{1 - CS} - \frac{1}{2(1 - m)} + 1 \right) \quad (2.28)$$

A expressão 2.25 pode ser simplificada, assumindo-se para o coeficiente de Poisson do solo o valor 1/3, adequado em muitos casos para prever o assentamento final após a consolidação, obtendo-se então a seguinte expressão:

$$n_0 = 1 + \frac{A_{col}}{A} \cdot \left[ \frac{1}{K_{a,col}} \left( \frac{1}{1 - A_{col}/A} + \frac{1}{4} \right) - 1 \right] \quad (2.29)$$

Esta relação entre o factor básico de melhoramento, a razão  $A_{col}/A$  e o ângulo de atrito do material de enchimento, é ilustrada graficamente na Figura 2.13, proposta por Priebe para efeitos de dimensionamento.

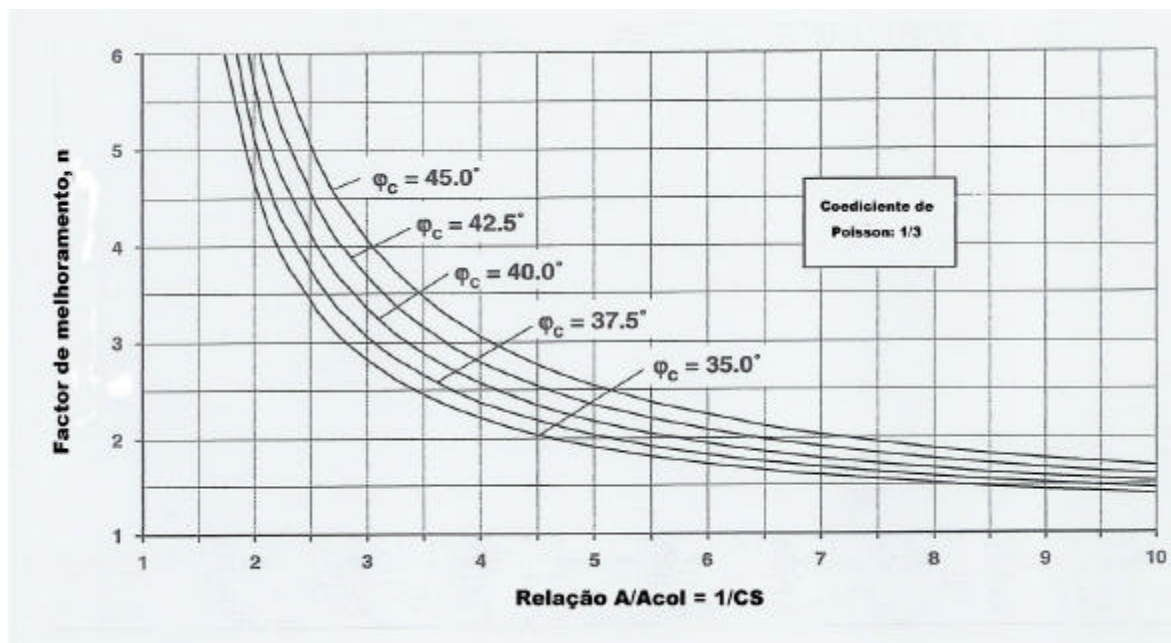


Figura 2.13 – Relação entre o factor básico de melhoramento e a relação  $A_{col}/A$  (segundo Priebe)

Posteriormente, o autor introduziu um factor de correcção para ter em conta a real compressibilidade da coluna. Com efeito, se houvesse uma substituição total do solo por colunas, isto é, se o coeficiente de substituição,  $CS$ , fosse igual a um, o factor de melhoramento não tenderia para infinito, mas, na melhor das hipóteses, tenderia para a relação entre os módulos de deformabilidade confinado (“constrained modulus”) da coluna e do solo,  $D_{col}/D_{sol}$ , que podem ser obtidos através de ensaios edométricos de grande escala.

Priebe determinou qual o valor de  $CS$  de tal forma que o factor básico de melhoramento seja igual à relação entre os módulos de deformabilidade. Sugere, então, que a compressibilidade da coluna seja considerada usando um factor reduzido de melhoramento,  $n_1$ , que resulta da aplicação da expressão derivada para o factor básico de melhoramento (Eq. 2.29), em que a relação  $A/A_{col}$  é acrescida de um valor adicional  $\Delta A/A_{col}$ , o qual pode ser obtido pela Figura 2.14, válida para  $m_s = 1/3$ :

$$n_1 = 1 + \frac{1}{\frac{A}{A_{col}} + \frac{\Delta A}{A_{col}}} \left[ \frac{1}{K_{a,col}} \left( \frac{A + \Delta A}{A + \Delta A - A_{col}} + \frac{1}{4} \right) - 1 \right] \quad (2.30)$$

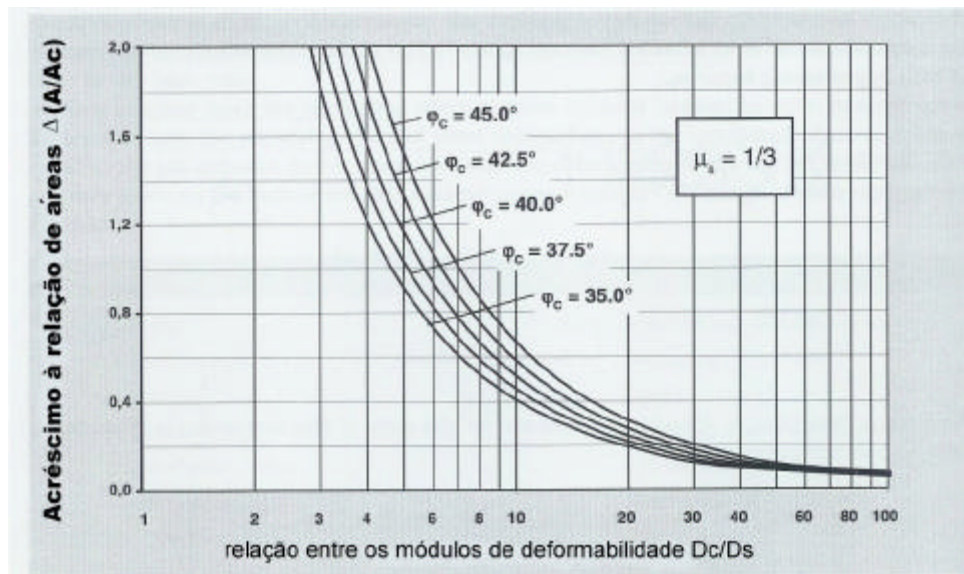


Figura 2.14 – Consideração do efeito da compressibilidade (segundo Priebe)

Usando o diagrama da Figura 2.13 com o valor de  $A/A_{col}$  corrigido (o real mais o acréscimo), obtém-se o factor de melhoramento  $n_1$  que o conjunto coluna/solo irá exhibir. Este procedimento corresponde a uma translação da origem do eixo das abcissas da mesma figura, de modo a que  $n$ , para  $A/A_{col} = 1$ , seja igual a  $D_{col}/D_{sol}$  e não a infinito.

O efeito da profundidade, que consiste na introdução do peso da coluna e do solo envolvente e que muitas vezes excede o carregamento exterior, é responsável pela redução das expansões radiais à medida que a profundidade aumenta. De facto com o aumento em profundidade das tensões efectivas (verticais e consequentemente horizontais) irá existir um melhor suporte lateral para as colunas com o consequente aumento da capacidade de carga e diminuição dos assentamentos.

Priebe sugere a adopção de um factor de profundidade,  $f_d$ , que, multiplicado pelo factor reduzido de melhoramento,  $n_1$ , permite obter o factor de melhoramento final,  $n_2$ . Este factor de profundidade é calculado considerando uma variação linear da diferença de pressões coluna/solo resultante das equações da tensão lateral em profundidade para cada um dos materiais, dados pelas expressões:

$$\text{-coluna} \quad (s_{v,col} + g_{col} \cdot g) \cdot K_{a,col} \quad (2.31)$$

$$\text{-solo envolvente} \quad (s_{v,sol} + g_{sol} \cdot g) \cdot K_{sol} ; \quad (2.32)$$

em que  $K_{a,col}$  é o coeficiente de impulso activo do material da coluna e  $K_{sol}$  o coeficiente de impulso do solo;  $g_{col}$  e  $g_{sol}$  representam, respectivamente, os pesos volúmicos do material de enchimento e do solo e  $s_{v,col}$  e  $s_{v,sol}$  os correspondentes valores da tensão vertical total aplicada.

À medida que as deformações laterais se vão reduzindo, o coeficiente de impulso varia entre  $K_{a,col}$  e o valor em repouso  $K_{0,col}$ . Chama-se também a atenção que, por razões de segurança, não se aconselha a consideração de carregamento vertical a actuar no solo envolvente (ou seja, deve-se considerar um factor de concentração de tensões infinito, uma vez que a consideração de carregamento tenderia a aumentar o confinamento lateral). Assim, é proposta pelo autor a expressão geral do factor de profundidade, que é sempre superior à unidade, como sendo:

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0,col} - W_{sol} / W_{col}}{K_{0,col}} \cdot \frac{W_{col}}{s_{v,col}}} \quad (2.33)$$

em que a tensão vertical na coluna,  $s_{v,col}$ , é função do coeficiente de impulso activo, do coeficiente de Poisson, e da relação entre  $A_{col}/A$  corrigida.  $W_{col}$  e  $W_{sol}$  representam respectivamente o peso da coluna e do solo envolvente.

Enfim, Priebe propõe uma expressão simplificada para dimensionamento, assumindo  $m_s=1/3$ , peso específico igual para ambos materiais (o que não está do lado da segurança) e a substituição da dependência - do factor de profundidade - da tensão vertical na coluna pela tensão média vertical aplicada, que designa por  $p$ . A expressão proposta é:

$$f_d = \frac{1}{1 - y \cdot \Sigma(g_{sol} \cdot \Delta d) / p} \quad (2.34)$$

em que o factor  $y$ , dependente do ângulo de atrito da coluna, é dado pela Figura 2.15. Finalmente, tem-se o factor de melhoramento definido por

$$n_2 = f_d \cdot n_1 \quad (2.35)$$

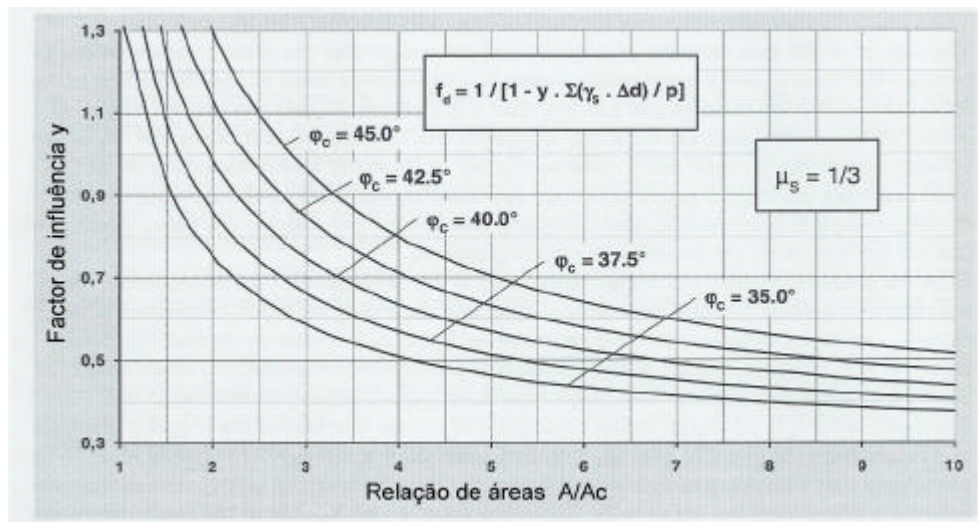


Figura 2.15 – Determinação do factor de profundidade (segundo Priebe)

As expressões descritas anteriormente contêm simplificações e aproximações, pelo que são apenas válidas dentro de algumas balizas de aplicação. Por essa razão Priebe propõe dois factores de controlo de compatibilidade.

O primeiro limita o factor de profundidade, de maneira a que o assentamento da coluna resultante da sua própria compressibilidade não exceda o assentamento do sistema composto (o que se verificaria uma vez que na determinação do factor de profundidade se assume um decréscimo linear da diferença de tensões). Este primeiro factor de controlo, sempre menor do que a unidade, é dado por

$$f_d \leq \frac{D_{col} / D_{sol}}{s_{v,col} / s_{v,sol}} \quad (2.36)$$

Esta expressão, uma vez que depende da relação  $s_{v,col} / s_{v,sol}$ , pode ser simplificada na forma gráfica ilustrada na Figura 2.16

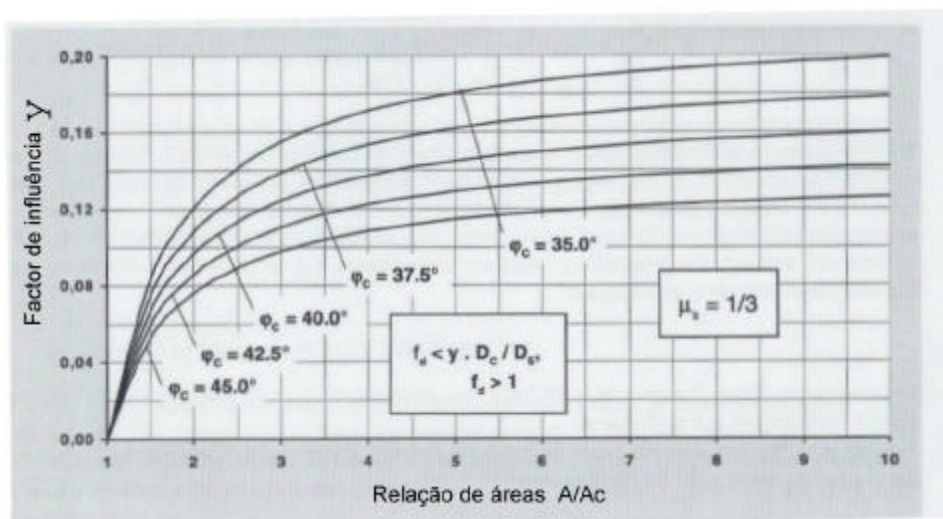


Figura 2.16 – Limite do factor de profundidade (segundo Priebe)

O segundo controlo de compatibilidade, que se aplica quando o primeiro conduz a valores de  $f_d$  inferiores à unidade, garante que o assentamento da coluna devido à sua própria compressibilidade não excede o assentamento do solo circundante resultante da sua própria compressibilidade, devido às cargas que são repartidas em cada material. Este controlo, que limita o factor de melhoria, é expresso por:

$$n \leq 1 + \frac{A_{col}}{A} \cdot \left( \frac{D_{col}}{D_{sol}} - 1 \right) \quad (2.37)$$

## 2.5 – Métodos de homogeneização

Uma outra tendência, mais recente, para prever o comportamento de colunas de brita, potenciada pelo uso de meios de cálculo cada vez mais poderosos, consiste em homogeneizar as características dos dois materiais, passando o solo reforçado a ser tratado como um material composto.

Uma vez determinadas as relações tensões-deformações do solo composto, a resposta de uma fundação reforçada com colunas de brita pode ser avaliada. A vantagem deste tipo de abordagem, quando conjugada com a aplicação do método dos elementos finitos, por exemplo, e ao contrário dos anteriores que usam o conceito de célula unitária, é que deixa de haver dependência em relação às condições de fronteira e em relação ao tipo de carregamento (Lee e Pande, 1998).

Numerosos autores (Schweiger, 1989, Lee e Pande, 1998, Wang et al, 2002, etc.) propuseram distintos métodos de homogeneização, com recurso ao método dos elementos finitos, em que as principais diferenças residem nos modelos propostos para simulação do comportamento real dos materiais.

Outro exemplo prático da aplicação do método da homogeneização consiste na análise da estabilidade de taludes sobre solos moles reforçados com colunas de brita. Com efeito, a consideração de características únicas e homogêneas do solo tratado com colunas de brita, ao invés de se considerar as colunas individualmente, simplifica grandemente o problema e permite a aplicação fácil e expedita dos métodos tradicionais de análise de estabilidade de taludes (método Fellenius ou de Bishop, por exemplo) ou de métodos de cálculo mais potentes, como o método dos elementos finitos.

Assim, apresenta-se como exemplo a proposta de Dimaggio (1978), em que o autor sugere a adopção dos seguintes parâmetros de resistência ( $c$  e  $f$ , coesão e ângulo de atrito) e do peso específico ( $g$ ) do material composto:

$$g = (1 - CS) \cdot g_{sol} + CS \cdot g_{col} \quad (2.38)$$

$$c = (1 - CS) \cdot c_{sol} + CS \cdot c_{col} \quad (2.39)$$

$$\tan j = (1 - CS) \cdot \tan j_{sol} + CS \cdot \tan j_{col} \quad (2.40)$$

em que  $CS$  representa o coeficiente de substituição definido anteriormente.

## 2.6 – Redução do potencial de liquefacção

Tal como referido no capítulo anterior, a técnica das colunas de brita é muito interessante para melhoramento de solos em áreas sísmicas devido, por um lado, à redução do potencial de liquefacção, e por outro, à grande flexibilidade e capacidade que as colunas têm de se adaptar a deformações. Apesar de não ser alvo de estudo numérico no âmbito do presente trabalho, julga-se ajustado destacar algumas questões relacionadas com esta temática.

O fenómeno da liquefacção ocorre em solos saturados soltos ou medianamente soltos com granulometria relativamente uniforme (Priebe, 1998). Os tipos de solo mais críticos são os constituídos por areias finas misturadas com alguma percentagem de silte. Quando em presença de uma solicitação sísmica as forças dinâmicas conduzem a um ajustamento da estrutura do solo

para um estado mais denso. Se no instante do sismo, o solo não consegue drenar rapidamente os excessos de pressão neutra quase instantaneamente gerados, poder-se-á dar o caso das tensões efectivas serem muito baixas ou mesmo nulas. Nestas condições a resistência ao corte é muito reduzida, correndo-se o risco do solo se comportar como um fluido, acarretando graves anomalias às estruturas que lhe estão sobrejacentes.

A introdução de colunas de brita acelera o efeito de drenagem na direcção das mesmas, reduzindo o caminho que a água tem que percorrer até ser expulsa. Este efeito é muito difícil de quantificar em solos com permeabilidade relativamente baixa. No entanto, mesmo que não se consiga avaliar uma redução apreciável do excesso de pressão neutra, mesmo para pequenas distâncias da coluna, a própria elevada permeabilidade das colunas é importante para a capacidade de carga durante a solicitação sísmica (Priebe, 1998).

Segundo o mesmo autor, um alto gradiente hidráulico na periferia das colunas assegura o confinamento lateral necessário e, por arrasto, a capacidade de carga, mesmo em situações em que o solo entre colunas tende a liquefazer. As colunas, que são suportadas lateralmente pela diferença de pressão hidráulica, num estado limite passageiro, asseguram um considerável aumento da resistência ao corte, especialmente devido à concentração de tensões nas mesmas.

Em termos de resposta a uma solicitação sísmica, as colunas apresentam uma grande flexibilidade que pode absorver as amplitudes das deformações, sem no entanto perderem a capacidade de carga. Assim, o tratamento não conduz necessariamente a uma efectiva protecção dos edifícios, mas apenas reduz o potencial de liquefacção na sua definição básica. Note-se que paradoxalmente um determinado edifício pode manter-se relativamente intacto, com apenas danos mais ou menos localizados, na sequência da liquefacção da sua fundação durante um sismo, podendo, em contrapartida, o mesmo edifício ser destruído pela acção sísmica propagada por um terreno mais “rígido” que não apresente fenómenos de liquefacção, uma vez que os esforços estruturais induzidos no edifício no segundo caso são mais elevados pois não existe o efeito de “filtragem”, que acontece no primeiro caso.

As metodologias simplificadas mais usuais para avaliação do potencial de liquefacção, baseiam-se nos trabalhos pioneiros de Seed e co-autores (1983, por exemplo). De acordo com essas metodologias, a segurança em relação à liquefacção é avaliada pela determinação das tensões de corte cíclicas induzidas por uma perturbação sísmica, *CSR* (“Cyclic Stress Ratio induced by Earthquake”), expressas habitualmente na forma de uma tensão média de corte normalizada para a tensão efectiva vertical em repouso (“overburden”).

$$CSR = \frac{t_{av}}{s_{v,0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{máx}}{g} \cdot \frac{s_{v,0}}{s_{v,0}} \cdot r_d \quad (2.41)$$

em que  $t_{av}$ ,  $s'_{v,0}$  e  $s_{v,0}$  representam a tensão média de corte, a tensão efectiva vertical em repouso e a tensão total vertical em repouso, respectivamente;  $a_{max}$  representa o valor da aceleração máxima prevista à superfície do terreno, dependente da magnitude sísmica,  $g$  a aceleração da gravidade,  $r_d$  um factor de redução de tensões para atender à deformabilidade do meio e o valor de 0.65 para conversão das tensões máximas em médias equivalentes.

Por outro lado, a resistência do solo, definida pelo parâmetro *CRR* ("Cyclic Resistance Ratio") é estimada usando diagramas estatísticos, resultantes da experiência acumulada, que separam as situações de ocorrência ou não de liquefacção. Os primeiros diagramas deste tipo eram baseados no ensaio SPT. Posteriormente começaram a ser usados os resultados mais fiáveis do ensaio CPT; a título de exemplo, um destes diagramas, proposto por Stark e Olson (1995), encontra-se ilustrado na figura 2.17.

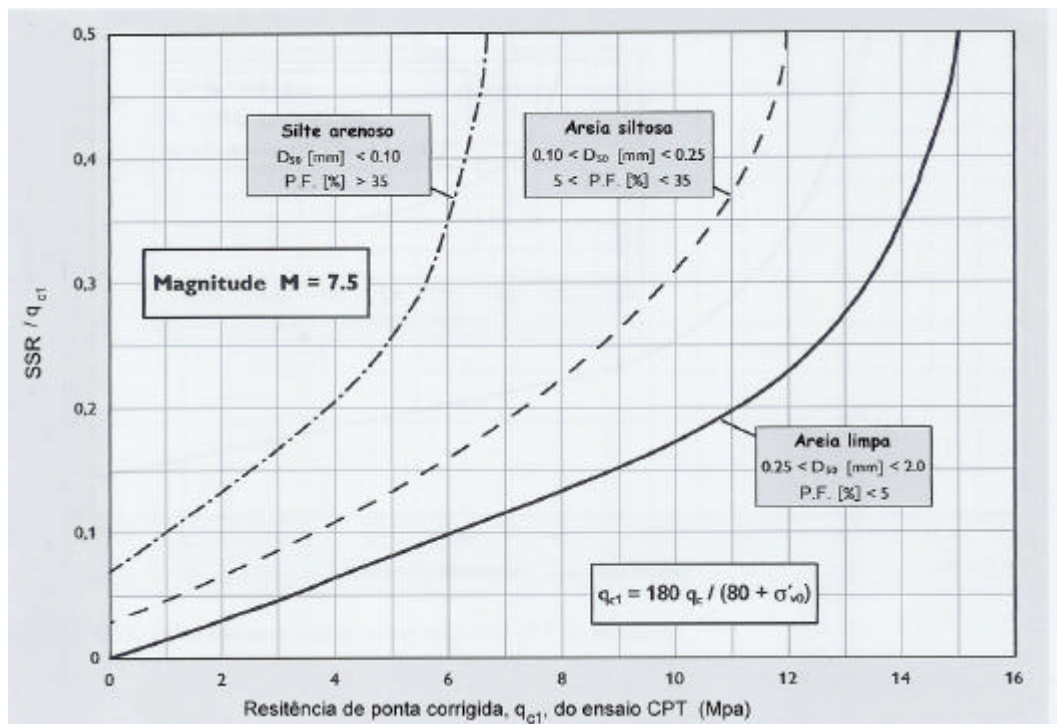


Figura 2.17 – Relação entre a tensão de corte sísmica e a resistência de ponta do ensaio CPT para solos arenosos (segundo Stark e Olson, 1995)

O factor de segurança à liquefacção é, finalmente, definido por

$$FS_{liq} = \frac{CRR}{CSR} \quad (2.42)$$

A avaliação da redução do potencial de liquefacção devido à introdução de colunas de brita é muito difícil de realizar devido principalmente às variáveis e parâmetros associados à instalação das colunas. Priebe (1998) propôs um método de análise baseado num pressuposto radicalmente diferente do tradicional, visto que, ao invés de se tentar avaliar o aumento de resistência derivado de um determinado melhoramento de solos (no presente caso a inclusão de colunas de brita), se procura estimar a redução da acção das forças pelo facto de haver colunas de brita. Deste modo torna-se fundamental prever a quantidade de absorção, pelas colunas, das forças sísmicas desenvolvidas durante um sismo, tarefa que também não é fácil.

O autor citado propõe então avaliar o factor básico de melhoramento,  $n_0$ , definido na eq. 2.25, para um valor do coeficiente de Poisson de 0.5, correspondente a deformações puramente distorcionais, ou seja, sem variação volumétrica, obtendo-se um diagrama semelhante ao ilustrado na Figura 2.13.

O valor inverso de  $n_0$ , que o autor designa por  $\alpha$ , traduz a relação entre a tensão remanescente no solo entre as colunas,  $p_{sol}$ , e a tensão total, considerando-a uniformemente distribuída sem melhoramento de solo. (Note-se que esta definição não é a mesma da do factor de concentração de tensões enunciada anteriormente.) A sua representação gráfica, deduzida da expressão de  $n_0$  considerando um coeficiente de Poisson de 0.5, encontra-se reproduzida na Figura 2.18.

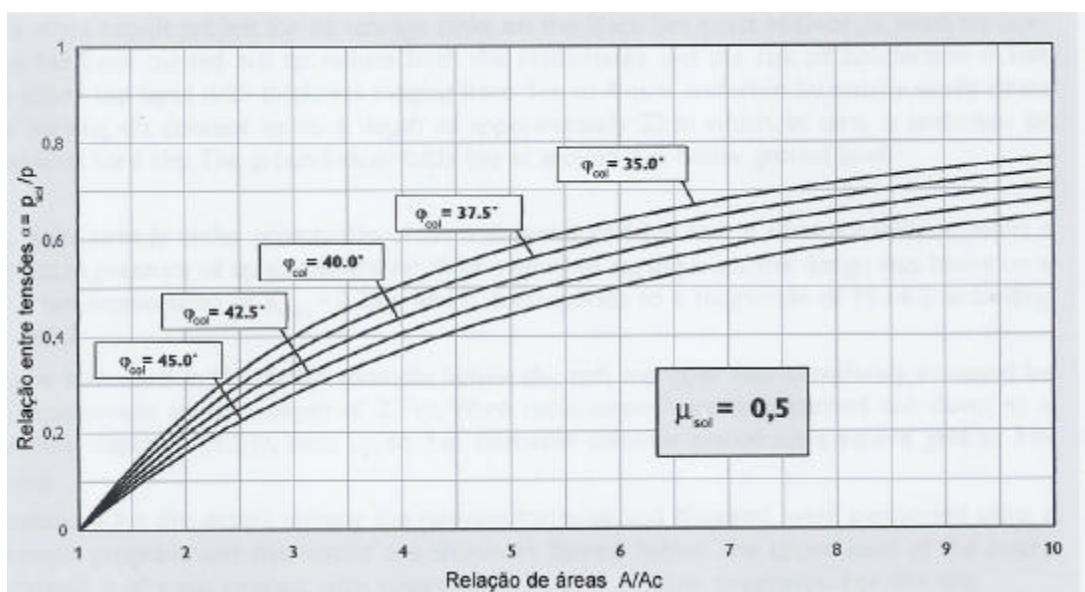


Figura 2.18 – Tensões residuais no solo entre colunas

Assim, assumindo que as cargas recebidas pelas colunas, resultantes das directamente aplicadas e das redistribuídas pelo solo circundante, não contribuem para a liquefacção, o mesmo autor propõe o uso do factor  $\alpha$  para redução das tensões de corte cíclicas, CSR, criadas por um sismo,

e assim avaliar o risco do potencial de liquefação de acordo com os diagramas estatísticos (baseados nos ensaios CPT ou SPT) já referenciados.

## Capítulo 3

### MODELO NUMÉRICO

#### 3.1 – Introdução

Neste capítulo faz-se uma breve apresentação do modelo numérico utilizado no presente trabalho, o qual foi desenvolvido por Borges (1995) na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, designado por RECRIB. Basicamente, o modelo, baseado no Método dos Elementos Finitos, comporta os seguintes aspectos no contexto do presente trabalho:

- simulação de estados planos e axissimétricos de deformação e de escoamento;
- formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e de escoamento (problema hidráulico), considerando as relações constitutivas dos solos formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é aplicada em qualquer fase da obra, quer durante a sua execução quer no período pós-construção;
- utilização do modelo de estados críticos  $p-q-q$  na simulação do comportamento constitutivo dos solos.

Para além deste sub-capítulo introdutório, no sub-capítulo 3.2 descreve-se a problemática da consolidação em meios porosos deformáveis, designadamente do problema mecânico (equações de equilíbrio) e do problema hidráulico (equações de continuidade), bem como o seu tratamento acoplado pelo método dos elementos finitos. Por sua vez, no sub-capítulo 3.3 descreve-se o modelo  $p-q-q$ , adoptado na simulação do comportamento constitutivo dos solos.

Embora mais sinteticamente, o esqueleto da apresentação, bem como as notações utilizadas, segue de perto o apresentado por Borges (1995).

## 3.2 – Consolidação em meios porosos deformáveis

### 3.2.1 – Preâmbulo

Quando é aplicada uma acção a uma massa de solo saturado, a carga reparte-se, por regra, em duas parcelas. Uma parte fica instalada no esqueleto sólido (incremento de tensões efectivas) e a outra no fluido intersticial, designando-se esta parcela por excesso de pressão neutra. A distribuição do excesso de pressão neutra, não sendo em geral uniforme, implica a geração de gradientes hidráulicos. Desta forma, estabelecem-se condições de um regime de escoamento transitório, durante o qual é transferida carga do fluido intersticial para o esqueleto sólido (Lewis e Schrefler, 1987; Borges, 1995; Potts e Zdravkovic, 1999).

Independentemente do sinal da variação volumétrica do solo durante este processo, a teoria matemática que rege o fenómeno é habitualmente designada por teoria da consolidação. O estudo dos processos de consolidação é dos mais complexos em Geotecnia, pois, para além da variação instantânea dos estados de tensão decorrentes da aplicação de carga, ocorre evolução diferida no tempo dos mesmos. Como se verá mais à frente, o problema pode ser tratado através da integração no espaço e no tempo do conjunto de equações diferenciais que regem o fenómeno.

A primeira formulação teórica dos fenómenos de consolidação foi levada a cabo por Terzaghi em 1923. Embora esta teoria seja muito simplificada, formulada em termos unidimensionais e partindo de hipóteses que muitas vezes se afastam bastante da realidade das obras geotécnicas, é ainda nos dias de hoje correntemente aplicada na previsão de deslocamentos diferidos no tempo associados à construção de aterros sobre solos moles pouco permeáveis (Fernandes, 1995; Borges, 1995).

Posteriormente aos trabalhos pioneiros de Terzaghi, foram vários os autores que aperfeiçoaram e adaptaram a teoria inicial, designado-se habitualmente tais teorias por extensões da teoria de Terzaghi, sendo que admitiam a hipótese de deformações e escoamento exclusivamente unidimensionais.

Uma vez que a maior parte dos problemas de Geotecnia não tem carácter unidimensional, foram surgindo teorias de consolidação multi-dimensional. Embora existam teorias anteriores, como a de Terzaghi-Rendulic (1936), a primeira teoria de consolidação multi-dimensional teoricamente consistente deve-se a Biot (1935, 1941). Posteriormente o próprio autor e outros procederam à extensão da teoria inicial a novas condições de aplicação.

A teoria de Biot permite ter em conta a interdependência entre os fenómenos de deformação do esqueleto sólido e do fluido intersticial, ou seja, a análise do problema tem em conta não só as equações de equilíbrio mecânico, mas também as equações que governam o escoamento.

Naturalmente que os estudos dos problemas que envolvem a geração e a posterior dissipação de excessos de pressão neutra traduzem-se por uma maior complexidade do que os estudos que não contemplam este aspecto, pois, se nestes últimos o problema se pode resumir a um problema de equilíbrio mecânico, nos primeiros, para além do problema mecânico, existe o problema hidráulico, estando ambos interrelacionados e evoluindo conjuntamente no tempo.

### 3.2.2 – Problema mecânico – equações de equilíbrio

As relações constitutivas entre incrementos de tensões efectivas e deformações podem expressar-se na seguinte forma:

$$\{ds'\} = [D](\{de\} - \{de_c\} - \{de_{pw}\} - \{de_0\}) \quad (3.1)$$

em que  $\{ds'\} = [ds'_x \ ds'_y \ ds'_z \ dt_{xy} \ dt_{yz} \ dt_{zx}]^T$  é o vector dos incrementos das tensões efectivas que se pode obter a partir do vector dos incrementos das tensões totais  $\{ds\}$  e do incremento da pressão  $dp_w$  pela expressão seguinte (de acordo com o princípio de tensão efectiva formulado por Terzaghi):

$$\{ds'\} = [ds_x \ ds_y \ ds_z \ dt_{xy} \ dt_{yz} \ dt_{zx}]^T - \{m\}dp_w \quad (3.2)$$

sendo  $\{m\} = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T$ . Por sua vez, na expressão (3.1),

- $\{de\}$  é o vector das deformações totais do esqueleto sólido;
- $\{de_c\} = \{c\}dt$  é o vector das deformações de fluência ( $\{c\}$  é um vector que depende, em geral, do tempo,  $t$ , e da tensão efectiva);
- $\{de_{pw}\} = \frac{1}{3k_s} [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T dp_w$  é o vector das deformações de compressão isotrópica das partículas sólidas, devidas à variação de pressão  $dp_w$ , sendo  $k_s$  o coeficiente de deformação volumétrica das partículas sólidas;

- $\{de_0\}$  é o vector que representa todas as outras deformações do esqueleto sólido que não dependem das variações de tensão (deformações térmicas, químicas, etc.);
- $[D]$  é a matriz de rigidez que depende das propriedades do solo e, no âmbito geral do comportamento elastoplástico, do estado de tensão efectiva.

A aplicação do Princípio dos Trabalhos Virtuais, em termos incrementais, a um meio contínuo definido num domínio  $\Omega$  com uma fronteira  $\Gamma$  permite obter a seguinte equação geral de equilíbrio entre tensões totais  $\{s\}$ , forças de massa  $\{b\}$  e forças aplicadas na fronteira  $\{\hat{t}\}$ :

$$\int_{\Omega} \{de\}^T \{ds\} d\Omega - \int_{\Omega} \{du\}^T \{db\} d\Omega - \int_{\Gamma} \{du\}^T \{\hat{t}\} d\Gamma = 0 \quad (3.3)$$

em que  $\{du\}$  representa o campo de deslocamentos virtuais no domínio e  $\{de\}$  as correspondentes deformações virtuais.

Levando em conta as relações constitutivas (equação 3.1), as relações entre tensões totais e tensões efectivas (equação 3.2) e derivando em ordem ao tempo (já que as grandezas em questão, em fenómenos de consolidação, são dependentes do tempo), a expressão anterior pode ser transformada na seguinte equação:

$$\begin{aligned} & \int_{\Omega} \{de\}^T [D] \left\{ \frac{\partial e}{\partial t} \right\} d\Omega + \int_{\Omega} \{de\}^T \left( [I] - \frac{1}{3k_s} [D] \right) \{m\} \frac{\partial p_w}{\partial t} d\Omega - \int_{\Omega} \{de\}^T [D] \{c\} d\Omega \\ & - \int_{\Omega} \{de\}^T [D] \left\{ \frac{\partial e_0}{\partial t} \right\} d\Omega - \int_{\Omega} \{du\}^T \left\{ \frac{\partial b}{\partial t} \right\} d\Omega - \int_{\Gamma} \{du\}^T \left\{ \frac{\partial \hat{t}}{\partial t} \right\} d\Gamma = 0 \end{aligned} \quad (3.4)$$

em que  $[I]$  representa a matriz identidade. A equação 3.4 é pois a equação integral de equilíbrio no domínio  $\Omega$  com fronteira  $\Gamma$ .

### 3.2.3 – Problema hidráulico – equações de continuidade

A equação de escoamento - ou de continuidade – do fluído intersticial (geralmente, água) obtém-se pela aplicação do princípio da conservação da massa a um elemento infinitesimal de volume. Em meios saturados, esta equação escreve-se na seguinte forma (Lewis e Schrefler, 1987; Borges, 1995):

$$\{\nabla\}^T \{v\} + \left( \frac{f}{k_w} + \frac{1-f}{k_s} \right) \frac{\partial p_w}{\partial t} + \frac{1}{3k_s} \{m\}^T \left\{ \frac{\partial s'}{\partial t} \right\} - \{m\}^T \left\{ \frac{\partial e}{\partial t} \right\} = 0 \quad (3.5)$$

em que:

-  $\{v\} = [v_x \quad v_y \quad v_z]^T$  é o vector velocidade fictícia de percolação da água;

-  $\{\nabla\} = \left[ \frac{\partial}{\partial x} \quad \frac{\partial}{\partial y} \quad \frac{\partial}{\partial z} \right]^T$  é o operador diferencial nabla;

-  $f$ ,  $k_s$  e  $k_w$  são, respectivamente, a porosidade e os coeficientes de deformação volumétrica das partículas sólidas e do fluido.

Admitindo a validade da lei de escoamento de Darcy, isto é,

$$\{v\} = -[k] \left\{ \nabla \left( \frac{p_w}{g_w} + h \right) \right\} \quad (3.6)$$

em que  $[k]$  é a matriz de permeabilidade – ou de condutibilidade hidráulica – do meio,  $g_w$  o peso específico da água e  $h$  a cota altimétrica em relação a um referencial fixo arbitrário, e levando em conta a equação 3.1, a lei do escoamento pode apresentar-se na seguinte forma:

$$A = \{\nabla\}^T \{\Psi\} - R = 0 \quad (3.7)$$

sendo

$$\{\Psi\} = [k] \left\{ \nabla \left( \frac{p_w}{g_w} + h \right) \right\} \quad (3.7a)$$

$$R = \left( \frac{f}{k_w} + \frac{1-f}{k_s} - \frac{1}{9k_s^2} \{m\}^T [D] \{m\} \right) \frac{\partial p_w}{\partial t} - \left( \{m\}^T - \frac{1}{3k_s} \{m\}^T [D] \right) \left\{ \frac{\partial e}{\partial t} \right\} - \frac{1}{3k_s} \{m\}^T [D] \left( \left\{ \frac{\partial e_0}{\partial t} \right\} + \{c\} \right) \quad (3.7b)$$

A equação 3.7 é pois a equação diferencial governativa do escoamento (equação de continuidade), que tem de ser verificada em todos os pontos do domínio  $\Omega$ .

Além desta equação há ainda a considerar as condições impostas na fronteira  $\Gamma$ , as quais podem ser de dois tipos:

a) fluxo imposto  $q$  através de  $\Gamma$ , levando à equação:

$$B = \{n\}^T [k] \left\{ \nabla \left( \frac{p_w}{g_w} + h \right) \right\} + q = 0 \quad (3.8)$$

sendo  $\{n\}$  o vector unitário normal à fronteira (sentido positivo quando dirigido para fora);

b) pressões impostas na fronteira  $\Gamma$ .

Com vista ao tratamento generalizado do problema, considerando que a equação de equilíbrio (expressão 3.4) incorpora as condições de equilíbrio não só no domínio  $\Omega$  como também na fronteira  $\Gamma$ , torna-se necessário, quanto às condições de continuidade, fundir a equação 3.7, válida para o domínio, com a equação 3.8, válida na fronteira. Para este efeito pode usar-se o método dos resíduos pesados sob a forma:

$$\int_{\Omega} aA \, d\Omega + \int_{\Gamma} bB \, d\Gamma = 0 \quad (3.9)$$

em que  $a$  e  $b$  são funções arbitrárias e  $A$  e  $B$  são as funções definidas em 3.7 e 3.8. Efectuando as substituições obtém-se:

$$\int_{\Omega} a \{ \nabla \}^T \{ \Psi \} \, d\Omega - \int_{\Omega} aR \, d\Omega + \int_{\Gamma} b \{ n \}^T \{ \Psi \} \, d\Gamma + \int_{\Gamma} bq \, d\Gamma = 0 \quad (3.10)$$

O passo seguinte na transformação da equação 3.10 é dado com a aplicação do teorema de Green, o qual estabelece que para duas funções  $f$  e  $\Psi$  definidas num domínio  $\Omega$  com fronteira  $\Gamma$  se verifica que (Zienkiewicz, 1977):

$$\int_{\Omega} f \frac{\partial \Psi}{\partial x} \, d\Omega = - \int_{\Omega} \frac{\partial f}{\partial x} \Psi \, d\Omega + \int_{\Gamma} f \Psi n_x \, d\Gamma \quad (3.12)$$

em que  $n_x$  é a componente segundo o eixo  $x$  do vector unitário normal à fronteira,  $\{n\}$ .

Aplicando o teorema de Green à equação 3.10 obtém-se:

$$- \int_{\Omega} \{ \nabla a \}^T \{ \Psi \} \, d\Omega - \int_{\Omega} aR \, d\Omega + \int_{\Gamma} (a+b) \{ n \}^T \{ \Psi \} \, d\Gamma + \int_{\Gamma} bq \, d\Gamma = 0 \quad (3.12)$$

Considerando a arbitrariedade das funções  $a$  e  $b$ , torna-se bastante conveniente escolher  $b = -a$  já que deste modo se elimina o primeiro dos dois integrais em  $\Gamma$ . Desta forma, obtém-se a equação integral de continuidade na forma:

$$\int_{\Omega} \{\nabla a\}^T \{\Psi\} d\Omega + \int_{\Omega} a R d\Omega + \int_{\Gamma} a q d\Gamma = 0 \quad (3.13)$$

### 3.2.4 – Formulação do problema acoplado pelo Método dos Elementos Finitos

#### 3.2.4.1 – Preâmbulo

Na sua forma mais realista, a simulação do processo de consolidação de meios saturados pressupõe a análise acoplada da deformação do esqueleto sólido e do escoamento do fluido intersticial, isto é, o acoplamento das equações governativas de equilíbrio (expressão 3.4) e de escoamento (expressão 3.13).

A resolução numérica deste problema é feita no programa de cálculo pelo método dos elementos finitos usando como variáveis básicas os deslocamentos e os excessos de pressão neutra. Considerando que o problema é dependente do tempo é necessário contemplar não só a tradicional discretização do domínio em elementos finitos geométricos como também em elementos finitos unidimensionais de tempo.

#### 3.2.4.2 – Elementos Finitos – Discretização do Espaço

Começando com uma formulação mais genérica, considere-se as variáveis básicas dos elementos finitos os deslocamentos e a pressão neutra representadas por  $\{u\} = [u_x \ u_y \ u_z]^T$  e  $p_w$ , respectivamente. Em qualquer ponto do interior do elemento estas variáveis são obtidas por interpolação dos respectivos valores nodais, isto é,

$$\{u\} = [N_u] \{u_p\} \quad (3.14)$$

$$p_w = [N_{pw}]^T \{p_{wp}\} \quad (3.15)$$

em que  $[N_u]$  e  $\{N_{pw}\}$  são as funções de forma (ou funções interpoladoras) e  $\{u_p\}$  e  $\{p_{wp}\}$  são os vectores dos parâmetros nodais, deslocamentos e pressões neutras, respectivamente. O número de pontos nodais num elemento finito não é necessariamente o mesmo para os deslocamentos e

para a pressão, isto é, não é obrigatório que num dado nó coexistam como variáveis nodais os deslocamentos e a pressão neutra.

Como é sabido, as deformações num meio contínuo,  $\{e\} = [e_x \ e_y \ e_z \ g_{xy} \ g_{yz} \ g_{zx}]^T$ , podem obter-se a partir dos deslocamentos sob a forma:

$$\{e\} = [L_u] \{u\} \quad (3.16)$$

em que  $[L_u]$  é um operador matricial diferencial linear com a seguinte composição:

$$[L_u] = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & 0 & \partial/\partial y & 0 & \partial/\partial z \\ 0 & \partial/\partial y & 0 & \partial/\partial x & \partial/\partial z & 0 \\ 0 & 0 & \partial/\partial z & 0 & \partial/\partial y & \partial/\partial x \end{bmatrix}^T \quad (3.17)$$

Substituindo o vector dos deslocamentos (expressão 3.14) na expressão 3.16 obtém-se a seguinte expressão clássica para as deformações:

$$\{e\} = [L_u] [N_u] \{u_p\} = [B_u] \{u_p\} \quad (3.18)$$

Ao substituir na equação de equilíbrio (expressão 3.4) os deslocamentos, deformações e pressão nodais pelos valores dados pelas expressões 3.14, 3.15 e 3.18 obtém-se a seguinte equação em termos de parâmetros nodais:

$$[K] \left\{ \frac{du_p}{dt} \right\} + [L] \left\{ \frac{dp_{wp}}{dt} \right\} = \{C\} + \left\{ \frac{df}{dt} \right\} \quad (3.19)$$

em que

$$[K] = \int_{\Omega} [B_u]^T [D] [B_u] d\Omega \quad (3.19a)$$

$$[L] = \int_{\Omega} [B_u]^T \left( [I] - \frac{1}{3k_s} [D] \right) \{m\} \{N_{pw}\}^T d\Omega \quad (3.19b)$$

$$[C] = \int_{\Omega} [B_u]^T [D] \{c\} d\Omega \quad (3.19c)$$

$$\{df\} = \int_{\Omega} [B_u]^T [D] \{de_0\} d\Omega + \int_{\Omega} [N_u]^T \{db\} d\Omega + \int_{\Gamma} [N_u]^T \{d\hat{t}\} d\Gamma \quad (3.19d)$$

Passando agora para a equação de continuidade (expressão 3.13), começa-se por especificar a função arbitrária  $a$  do método dos resíduos pesados. Seguindo a técnica de Galerkin (Zienkiewicz, 1977) esta função será construída com as próprias funções de forma  $\{N_{pw}\}$  e com os parâmetros nodais (arbitrários)  $\{a_p\}$ , sob a forma,

$$a = \{N_{pw}\}^T \{a_p\} = \{a_p\}^T \{N_{pw}\} \quad (3.20)$$

de onde se obtém,

$$\{\nabla a\} = \{\nabla\} \{N_{pw}\}^T \{a_p\} = [B_{pw}] \{a_p\} \quad (3.21)$$

Ao substituir as expressões 3.14, 3.15, 3.18, 3.20 e 3.21 na equação de continuidade (expressão 3.13) e simplificando, obtém-se:

$$[H] \{p_{wp}\} + [S] \left\{ \frac{dp_{wp}}{dt} \right\} + [T] \left\{ \frac{du_p}{dt} \right\} = \{h\} + \left\{ \frac{dg}{dt} \right\} \quad (3.22)$$

em que

$$[H] = - \int_{\Omega} \frac{1}{g_w} [B_{pw}]^T [k] [B_{pw}] d\Omega \quad (3.22a)$$

$$[S] = - \int_{\Omega} \{N_{pw}\} \left\{ \frac{f}{k_w} + \frac{1-f}{k_s} - \frac{1}{9k_s^2} \{m\}^T [D] \{m\} \right\} \{N_{pw}\}^T d\Omega \quad (3.22b)$$

$$[T] = \int_{\Omega} \{N_{pw}\} \left\{ \{m\}^T - \frac{1}{3k_s} \{m\}^T [D] \right\} [B_u] d\Omega \quad (3.22c)$$

$$[h] = \int_{\Omega} [B_{pw}]^T [k] [\nabla h] d\Omega - \int_{\Omega} [N_{pw}] \frac{1}{3k_s} \{m\}^T [D] \{c\} d\Omega + \int_{\Gamma} \{N_{pw}\} q d\Gamma \quad (3.22d)$$

$$\{dg\} = - \int_{\Omega} \{N_{pw}\} \frac{1}{3k_s} \{m\}^T [D] \{de_0\} d\Omega \quad (3.22e)$$

Fazendo neste momento o ponto da situação, uma vez realizada a discretização no espaço, as equações integrais de equilíbrio e de continuidade (expressões 3.4 e 3.13, respectivamente) dão origem a um sistema de equações diferenciais do tempo (expressões 3.19 e 3.22, respectivamente), o qual pode ser escrito na seguinte forma compacta:

$$\begin{bmatrix} [0] & [0] \\ [0] & [H] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_p\} \\ \{p_{wp}\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K] & [L] \\ [T] & [S] \end{bmatrix} \frac{d}{dt} \begin{Bmatrix} \{u_p\} \\ \{p_{wp}\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{C\} + \left\{ \frac{df}{dt} \right\} \\ \{h\} + \left\{ \frac{dg}{dt} \right\} \end{Bmatrix} \quad (3.23)$$

Em seguida descreve-se o modo como os parâmetros nodais  $\{u_p\}$  e  $\{p_{wp}\}$  podem ser obtidos para diferentes instantes no tempo.

### 3.2.4.3 – Elementos Finitos – Discretização do Tempo

Sendo o tempo um domínio unidimensional de dimensão infinita, a sua discretização pode ser feita de modo incremental em que os cálculos se repetem em subsequentes intervalos de domínio finito com novas condições iniciais (Lewis e Shrefler, 1987; Zienkiewicz, 1977).

De modo análogo à integração no domínio espacial, recorre-se ao princípio de que se  $F=0$  então  $\int w F dt = 0$ , em que  $w$  é uma função arbitrária do tempo. Aplicando este princípio às equações 3.23 obtém-se:

$$\int_{t_k}^{t_k + \Delta t_k} w \begin{bmatrix} [0] & [0] \\ [0] & [H] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_p\} \\ \{p_{wp}\} \end{Bmatrix} dt + \int_{t_k}^{t_k + \Delta t_k} w \begin{bmatrix} [K] & [L] \\ [T] & [S] \end{bmatrix} \frac{d}{dt} \begin{Bmatrix} \{u_p\} \\ \{p_{wp}\} \end{Bmatrix} dt = \int_{t_k}^{t_k + \Delta t_k} w \begin{Bmatrix} \{C\} + \left\{ \frac{df}{dt} \right\} \\ \{h\} + \left\{ \frac{dg}{dt} \right\} \end{Bmatrix} dt \quad (3.24)$$

em que  $t_k$  e  $\Delta t_k$  são, respectivamente, o instante inicial e o valor do incremento de ordem  $k$ .

Considerando que nas equações 3.24 só aparecem derivadas de 1ª ordem em  $t$ , é suficiente considerar interpolações lineares dos parâmetros nodais  $\{u_p\}$  e  $\{p_{wp}\}$  no domínio de cada integração temporal. Basta, por isso, considerar dois pontos nodais temporais (os correspondentes aos instantes  $t_k$  e  $t_k + \Delta t_k$ ). No formalismo do método dos elementos finitos isto traduz-se na adopção das seguintes funções de forma:

$$\begin{Bmatrix} N_1 \\ N_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1-x \\ x \end{Bmatrix} \quad (3.25)$$

em que  $x = (t - t_k) / \Delta t_k$  com  $0 \leq x \leq 1$ . As derivadas em ordem ao tempo das funções de forma são portanto:

$$\frac{d}{dt} \begin{Bmatrix} N_1 \\ N_2 \end{Bmatrix} = \frac{d}{dx} \begin{Bmatrix} N_1 \\ N_2 \end{Bmatrix} \cdot \frac{dx}{dt} = \begin{Bmatrix} -1 \\ 1 \end{Bmatrix} \frac{1}{\Delta t_k} \quad (3.26)$$

Introduzindo as expressões 3.25 e 3.26 em 3.24 e não esquecendo que a mudança de variável  $t$  em  $x$  leva também à substituição  $dt = \Delta t_k dx$ , obtém-se:

$$\begin{aligned} & \int_0^1 w \begin{bmatrix} [0] & [0] \\ [0] & [H] \end{bmatrix} \left[ (1-x) \begin{Bmatrix} u_p \\ p_{wp} \end{Bmatrix}_{t_k} + x \begin{Bmatrix} u_p \\ p_{wp} \end{Bmatrix}_{t_k + \Delta t_k} \right] \Delta t_k dx + \\ & + \int_0^1 w \begin{bmatrix} [K] & [L] \\ [T] & [S] \end{bmatrix} \left[ -\frac{1}{\Delta t_k} \begin{Bmatrix} u_p \\ p_{wp} \end{Bmatrix}_{t_k} + \frac{1}{\Delta t_k} \begin{Bmatrix} u_p \\ p_{wp} \end{Bmatrix}_{t_k + \Delta t_k} \right] \Delta t_k dx = \int_0^1 w \begin{Bmatrix} \{C\} + \left\{ \frac{df}{dt} \right\} \\ \{h\} + \left\{ \frac{dg}{dt} \right\} \end{Bmatrix} \Delta t_k dx \end{aligned} \quad (3.27)$$

Supondo que todas as parcelas definidas por 3.19a-d e por 3.22a-e são constantes no intervalo de tempo considerado (válido para problemas lineares e aproximado para problemas não lineares) e definindo a função arbitrária  $w$  na forma implícita:

$$q \int_0^1 w dx = \int_0^1 wx dx \quad (3.28)$$

sendo  $q$  uma constante arbitrária compreendida no intervalo  $[0,1]$ , então a equação 3.27 pode assumir a forma final de um sistema de equações:

$$\begin{bmatrix} [K] & [L] \\ [T] & [S] + q[H]\Delta t_k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_p \\ p_{wp} \end{Bmatrix}_{t_k + \Delta t_k} = \begin{bmatrix} [K] & [L] \\ [T] & [S] - (1-q)[H]\Delta t_k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_p \\ p_{wp} \end{Bmatrix}_{t_k} + \begin{Bmatrix} \{C\} + \left\{ \frac{df}{dt} \right\} \\ \{h\} + \left\{ \frac{dg}{dt} \right\} \end{Bmatrix} \Delta t_k \quad (3.29)$$

Booker e Small (1975) mostraram, entretanto, que existe estabilidade numérica quando  $q \geq 0.5$ .

### 3.2.4.4 – Simplificações

O problema tratado pelo método dos elementos finitos e que culminou com a apresentação do sistema de equações 3.29 comporta efeitos cuja influência, no âmbito da Mecânica dos Solos, é desprezável ou é de interesse prático irrelevante. Assim, no modelo numérico utilizado foram introduzidas as seguintes simplificações:

- incompressibilidade da água e do esqueleto sólido, ou seja  $k_w = k_s = 0$ , uma vez que estas grandezas comparadas com a compressibilidade do esqueleto sólido são desprezáveis;
- fluência do esqueleto sólido desprezável, ou seja,  $\{c\} = \{0\}$ , que corresponde à não consideração da chamada consolidação de segunda ordem, importante apenas nas previsões de assentamentos em solos com alto teor de matéria orgânica;
- inexistência de deformações  $\{e_0\}$  devidas a efeitos térmicos, químicos, etc.;
- inexistência de fluxo imposto,  $q$ , na fronteira;
- permeabilidade independente do índice de vazios.

Levando em conta estas simplificações e ainda que a matriz  $[D]$ , para os modelos constitutivos utilizados, é simétrica e, por outro lado, fazendo  $q = 1$ , o sistema de equações (3.29) transforma-se no seguinte:

$$\begin{bmatrix} [K] & [L] \\ [L]^T & [H]\Delta t_k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_p \\ \Delta p_{wp} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \left\{ \frac{df}{dt} \right\} \\ -[H] \left\{ p_{wp} \right\}_{t_k} + \{h\} \end{Bmatrix} \Delta t_k \quad (3.30)$$

em que

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_p \\ \Delta p_{wp} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_p \\ p_{wp} \end{Bmatrix}_{t_k + \Delta t_k} - \begin{Bmatrix} u_p \\ p_{wp} \end{Bmatrix}_{t_k} \quad (3.31)$$

e

$$[K] = \int_{\Omega} [B_u]^T [D] [B_u] d\Omega \quad (3.32a)$$

$$[L] = \int_{\Omega} [B_u]^T \{m\} \{N_{pw}\}^T d\Omega \quad (3.32b)$$

$$\{df\} = \int_{\Omega} [N_u]^T \{db\} d\Omega + \int_{\Gamma} [N_u]^T \{\hat{d}t\} d\Gamma \quad (3.32c)$$

$$[H] = - \int_{\Omega} \frac{1}{g_w} [B_{pw}]^T [k] [B_{pw}] d\Omega \quad (3.32d)$$

$$[h] = \int_{\Omega} [B_{pw}]^T [k] [\nabla h] d\Omega \quad (3.32e)$$

Finalmente, utilizando como variável básica o excesso de pressão neutra  $p_w^e$  em vez de  $p_w$  (o excesso de pressão neutra é a diferença entre o valor de  $p_w$  e o correspondente valor da pressão neutra inicial de equilíbrio ou hidrostática), então o sistema de equações (3.30) assume a forma:

$$\begin{bmatrix} [K] & [L] \\ [L]^T & [H]\Delta t_k \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_p \\ \Delta p_{wp}^e \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \left\{ \frac{df}{dt} \right\} \\ -[H] \{p_{wp}^e\}_{t_k} \end{Bmatrix} \Delta t_k \quad (3.33)$$

### 3.3 – Comportamento do Solo

#### 3.3.1 – Preâmbulo

O comportamento constitutivo dos solos é, em geral, bastante complexo, dada a diversidade muito elevada de factores que o influencia. Depende obviamente das suas características intrínsecas tais como a natureza física, a consistência, o teor de água, o estado de tensão *in situ*, as condições de drenagem, etc., bem como das características da acção que lhe é imposta e da modificação das condições iniciais que a aplicação daquela lhe implica.

Segundo Cardoso (1987), no comportamento dos solos sujeitos a deformações por corte, são de realçar os seguintes aspectos importantes:

- as relações entre as tensões e deformações são não lineares e uma parcela das últimas não é recuperável;
- o comportamento dos ciclos de descarga-recarga pode ser considerado linear e independente do nível de tensão no início do ciclo;
- a resistência e a deformabilidade variam com a tensão principal intermédia;
- o comportamento dos solos é influenciado pelas trajectórias de tensão e não apenas pelo estado de tensão inicial e final.

A consideração de todos os factores que influenciam o comportamento do solo na sua modelação obrigaria à determinação laboratorial de uma quantidade muito elevada de parâmetros

intervenientes, o que nem sempre é prático ou mesmo viável. Por outro lado, um modelo “perfeito” seria necessariamente um modelo de complexidade computacional muito elevada, com eventuais problemas de convergência nas situações de fronteiras complexas e cuja utilização na resolução de problemas práticos o tornaria proibitivo (Cardoso, 1987, Medeiros e Eisenstein, 1983, Lopes, 1992, Lewis e Schrefler, 1987).

Para além deste facto, não se pode esquecer que um maciço terroso em condições reais está longe de ser um material homogéneo, e as incertezas e variabilidades que apresenta no que concerne à sua estrutura física e comportamento mecânico serão porventura bastante superiores ao grau de certeza que um modelo “perfeito” introduziria.

Nestas circunstâncias, torna-se necessário adoptar um modelo de compromisso que utilize um número reduzido de parâmetros facilmente obtidos em laboratório mas que, por outro lado, não omita os aspectos mais relevantes do comportamento do solo e que, assim, seja de fácil aplicação na resolução de um grande número de problemas de interesse prático.

O modelo utilizado nas simulações numéricas deste trabalho foi o modelo  $p-q-q$ . Trata-se de um modelo elastoplástico com superfícies de cedência fechadas, com endurecimento ou amolecimento dependente do tipo de trajectória de tensão e em que o conceito de cedência está separado do de rotura final ou estado crítico. O modelo  $p-q-q$  adopta a superfície de Mohr-Coulomb para superfície de estados críticos. Outros modelos de estados críticos, designadamente os modelos Cam-clay e Cam-clay modificado, adoptam para a mesma superfície o critério de Drucker-Prager. Alguns resultados experimentais mostram que a adopção da superfície de Mohr-Coulomb se ajusta mais à realidade do que a de Drucker-Prager (Bishop, 1966). O modelo de Mohr-Coulomb apresenta, no plano octaédrico das tensões efectivas principais (normal ao eixo hidrostático), uma forma hexagonal irregular, e o modelo de Drucker-Prager, no mesmo referencial, apresenta a forma circular.

Os resultados obtidos por Lade e Duncan (1973) relativos a uma areia nos estados solto e denso, que se reproduzem na Figura. 3.1, mostram que efectivamente a superfície de Mohr-Coulomb se ajusta muito melhor aos resultados experimentais de que a de Drucker-Prager, tanto para a areia solta como para a densa.

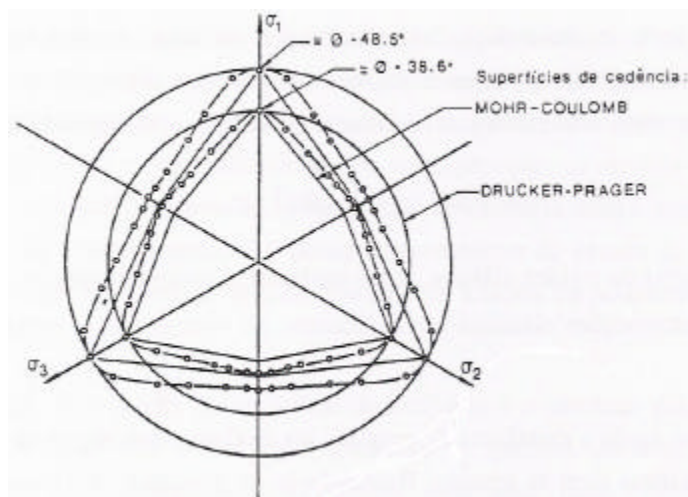


Figura 3.1 – Superfícies de rotura no plano octaédrico de uma areia no estado solto e denso obtidas a partir de ensaios triaxiais. Comparação com as superfícies de rotura definidas pelos critérios de Mohr-Coulomb e de Drucker-Prager (adaptado de Lade e Duncan, 1973).

### 3.3.2 – Modelos Elastoplásticos - Fundamentos Teóricos

A formulação teórica do modelo  $p$ - $q$ - $q$ , tratando-se dum modelo elastoplástico, tem por base a aplicação dos fundamentos da Teoria da Elastoplasticidade, que nesta secção, sinteticamente, se recordam.

As deformações incrementais totais  $\{de\}$ , associadas a uma dada variação de tensão efectiva no solo, decompõem-se, em geral, numa parcela elástica  $\{de_e\}$ , reversível, e numa plástica  $\{de_p\}$ , irreversível, isto é,

$$\{de\} = \{de_e\} + \{de_p\} \quad (3.34)$$

Quanto às deformações elásticas, elas podem expressar-se em função do incremento das tensões efectivas  $\{ds'\}$  na forma:

$$\{de_e\} = [D_e]^{-1} \{ds'\} \quad (3.35)$$

sendo  $[D_e]$  a matriz elástica.

No que respeita às deformações plásticas, admite-se a existência de uma lei de fluxo que as relaciona com as tensões efectivas e que se baseia no princípio da normalidade relativo a uma superfície designada por potencial plástico, isto é,

$$\{de_p\} = dI \left\{ \frac{\partial g}{\partial \{s'\}} \right\} \quad (3.36)$$

Esta é a expressão que determina a lei de fluxo, sendo  $g$  o potencial plástico, função escalar das componentes do tensor das tensões no ponto de cedência, e  $dI$  um factor de proporcionalidade de cujo valor dependem as grandezas de deformação plástica. Ou seja, os incrementos de deformação plástica num determinado ponto são perpendiculares à superfície do potencial plástico.

Por outro lado, o controlo dos tipos de deformação (elástica e plástica) correspondente a um determinado incremento de tensões é feito por intermédio de um critério ou função de cedência,  $f$ , que é função escalar das deformações plásticas e das tensões efectivas, isto é,

$$f = f(\{s'\}, \{e_p\}) \quad (3.37)$$

sendo

$$f = 0 \quad (3.38)$$

a condição que implica a existência de deformações plásticas do material. A equação (3.38) define a chamada superfície de cedência. Se  $f < 0$ , verifica-se a existência somente de deformações elásticas. Se  $f = 0$ , existem deformações elásticas e plásticas. Quando a trajectória das tensões tende a intersectar a superfície de cedência ( $f = 0$ ) esta pode mudar de tamanho e/ou posição (endurecimento ou amolecimento) a cada incremento das tensões e o ponto representativo do estado de tensão permanece sempre situado sobre ela. Em caso algum é possível ter  $f > 0$ .

As alterações à superfície de cedência são controladas por uma lei, lei de endurecimento, função das deformações plásticas. Considerando uma lei de endurecimento isotrópico (Hill, 1950) para a qual a superfície de cedência expande ou contrai uniformemente, mantendo a forma e o mesmo eixo, então pode exprimir-se a função de cedência na forma:

$$f = f(\{s'\}, Y(h)) \quad (3.39)$$

em que  $Y(h)$  representa a lei de endurecimento, sendo  $h = h(\{e_p\})$  designado por parâmetro de endurecimento, função das deformações plásticas.

Sendo de toda a conveniência, com vista ao tratamento computacional das relações constitutivas, adoptar uma expressão que relaciona incrementos de tensões efectivas com as deformações totais, pode escrever-se:

$$\{ds'\} = [D_{ep}]\{de\} \quad (3.40)$$

em que  $[D_{ep}]$  representa a matriz elastoplástica. Tratando-se de modelos com endurecimento isotrópico e com fluxo associado, isto é, pressupondo idênticos o potencial plástico,  $g$ , e a superfície de cedência,  $f$ , a matriz de rigidez elastoplástica é dada por (Zienkiewicz, 1977):

$$[D_{ep}] = [D_e] - \frac{[D_e]\{a\}\{a\}^T[D_e]}{\{a\}^T[D_e]\{a\} - c\{H\}^T\{a\}} \quad (3.41)$$

em que  $[D_e]$  é a matriz elástica e

$$\{a\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{s'\}} \right\} \quad (3.41a)$$

$$c = \frac{\partial f}{\partial h} \quad (3.41b)$$

$$\{H\} = \left\{ \frac{\partial h}{\partial \{e_p\}} \right\} \quad (3.41c)$$

Tendo por objectivo facilitar o cálculo do vector  $\{a\}$  e tratando-se de um modelo isotrópico, é conveniente, em geral, definir a função de cedência em termos dos invariantes das tensões  $I_1$ ,  $J_2$  e  $J_3$  (ou  $p$ ,  $q$  e  $\eta$ ), sendo:

$$I_1 = s'_x + s'_y + s'_z \quad (3.42a)$$

$$J_2 = \frac{1}{2}(s_x^2 + s_y^2 + s_z^2) + \frac{1}{3}(t_{xy}^2 + t_{yz}^2 + t_{zx}^2) \quad (3.42b)$$

$$J_3 = s_x s_y s_z + 2t_{xy} t_{yz} t_{zx} - s_x t_{yz}^2 - s_y t_{zx}^2 - s_z t_{xy}^2 \quad (3.42c)$$

em que  $s_x = s'_x - I_1/3$ ,  $s_y = s'_y - I_1/3$  e  $s_z = s'_z - I_1/3$ .

Por sua vez,

$$p = I_1/3 \quad (3.43a)$$

$$q = \sqrt{3J_2} \quad (3.43b)$$

$$q = \frac{1}{3} \arcsen \left[ -\frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{(J_2)^{3/2}} \right] \text{ com } -p/6 \leq q \leq p/6 \quad (3.43c)$$

Em função das tensões efectivas principais, os invariantes  $p$  e  $q$  escrevem-se da seguinte forma mais simplificada:

$$p = \frac{s'_1 + s'_2 + s'_3}{3} \quad (3.43d)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(s'_1 - s'_2)^2 + (s'_2 - s'_3)^2 + (s'_3 - s'_1)^2} \quad (3.43e)$$

Estes invariantes,  $p$  e  $q$ , designam-se por tensão média efectiva e tensão de desvio, respectivamente.

Assim, segundo Zienkiewicz (1977), o vector  $\{a\}$  pode expressar-se da seguinte forma:

$$\{a\} = \left\{ \frac{\partial f}{\partial \{s\}} \right\} = \left( \frac{\partial f}{\partial p} [M_0] + \frac{\partial f}{\partial J_2} [M_1] + \frac{\partial f}{\partial J_3} [M_2] \right) \{s\} \quad (3.44)$$

em que

$$[M_0] = \frac{1}{9p} \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & 0 \\ \text{simétrica} & & & & 0 & 0 \\ & & & & & 0 \end{bmatrix}, \quad [M_1] = \frac{1}{3} \begin{bmatrix} 2 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ & 2 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ & & 2 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 6 & 0 & 0 \\ \text{simétrica} & & & & 6 & 0 \\ & & & & & 6 \end{bmatrix} \text{ e} \quad (3.44a)$$

$$[M_2] = \frac{1}{3} \begin{bmatrix} s'_x & s'_z & s'_y & -2t_{yz} & t_{zx} & t_{xy} \\ & s'_y & s'_x & t_{yz} & -2t_{zx} & t_{xy} \\ & & s'_z & t_{yz} & t_{zx} & -2t_{xy} \\ & & & -3s'_x & 3t_{xy} & 3t_{zx} \\ \text{simétrica} & & & & -3s'_y & 3t_{yz} \\ & & & & & -3s'_z \end{bmatrix} + \frac{p}{3} \begin{bmatrix} -1 & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ & -1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ & & -1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 3 & 0 & 0 \\ \text{simétrica} & & & & 3 & 0 \\ & & & & & 3 \end{bmatrix}$$

### 3.3.3 – O Modelo $p-q-q$

#### 3.3.3.1 – Preâmbulo

O modelo  $p-q-q$  utilizado neste trabalho é, como já se referiu, um modelo da Mecânica dos Solos de estados críticos. Diz-se que uma região de solo se encontra em estado crítico, ou rotura última, quando ao deformar-se não se verificam variações de volume nem variações das componentes do tensor das tensões efectivas. Uma região de solo sujeita a deformações distorcionais pode entrar em cedência e continuar a deformar-se até eventualmente atingir o estado crítico, situação relativamente à qual se verificam as condições de plasticidade perfeitas.

Relativamente a outros modelos de estados críticos, designadamente o modelo Cam-clay (Roscoe et al, 1963; Schofield e Wroth, 1968) e o modelo Cam-clay modificado (Roscoe e Burland, 1968) o modelo  $p-q-q$  difere especialmente pelo facto de utilizar como superfície de estados críticos a pirâmide hexagonal de Mohr-Coulomb, em vez da superfície cónica de Drucker-Prager. Por outro lado, no referencial do espaço das tensões principais efectivas, as superfícies de cedência do modelo  $p-q-q$  não passam obrigatoriamente pela origem, ao contrário do que acontece com os modelos baseados no critério de Drucker-Prager.

#### 3.3.3.2 – Relação volume-tensão média efectiva

Na teoria dos estados críticos as curvas de compressão virgem, descompressão e recompressão isotrópicas (isto é, quando  $q = 0$ ) assumem-se como lineares (ver Figura 3.2) no referencial  $(\ln p, n)$ , sendo  $n$  o volume específico do solo, ou seja, o volume de solo que contém uma unidade de volume de material sólido ( $n = 1 + e$ , em que  $e$  representa o índice de vazios).

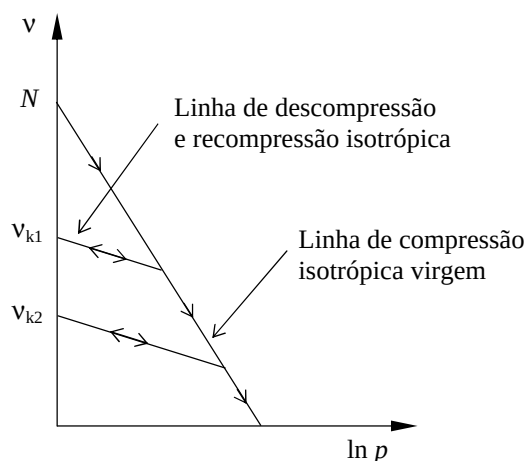


Figura 3.2 – Curvas teóricas de compressão virgem, descompressão e recompressão.

Em particular, a linha de compressão isotrópica virgem, ou linha de consolidação isotrópica, representa-se pela equação:

$$n = N - l \ln p \quad (3.45)$$

sendo  $l$  e  $N$  constantes características do solo. Por sua vez, as equações das linhas de descompressão ou recompressão isotrópicas definem-se da seguinte maneira:

$$n = n_k - k \ln p \quad (3.46)$$

onde  $k$  é, igualmente, uma característica do solo e  $n_k$  depende do ponto da linha de compressão virgem correspondente ao início de um processo de descompressão-recompressão.

### 3.3.3.3 – Linha de estados críticos

Segundo a teoria dos estados críticos, quando uma amostra de solo é sujeita a tensões de desvio, ela tende a aproximar-se da linha de estados críticos definida pelas seguintes equações:

$$q = Mp \quad (3.47a)$$

$$n = \Gamma - l \ln p \quad (3.47b)$$

sendo  $\Gamma$  uma característica do solo (volume específico do solo em situação de estado crítico para  $p=1$ ) e  $M$ , no modelo  $p$ - $q$ - $q$ , uma função do invariante  $q$  e do ângulo de atrito  $f$  (definido em termos de tensões efectivas) sob a forma:

$$M = \frac{3 \operatorname{sen} f}{\sqrt{3} \cos q + \operatorname{sen} f \operatorname{sen} q} \quad (3.47c)$$

Tendo em conta esta expressão dada para  $M$ , a expressão 3.47a corresponde à adopção do critério de Mohr-Coulomb sem coesão.

As equações 3.47a/b/c definem assim, no referencial espacial  $(p, n, q)$ , a linha de estados críticos; na Fig. 3.3a representa-se essa linha para estados de tensão em que  $q$  (ou  $M$ ) é constante; nas Fig. 3.3b e 3.3c estão desenhadas igualmente representações esquemáticas nos referenciais  $(p, q)$  e  $(\ln p, n)$ .

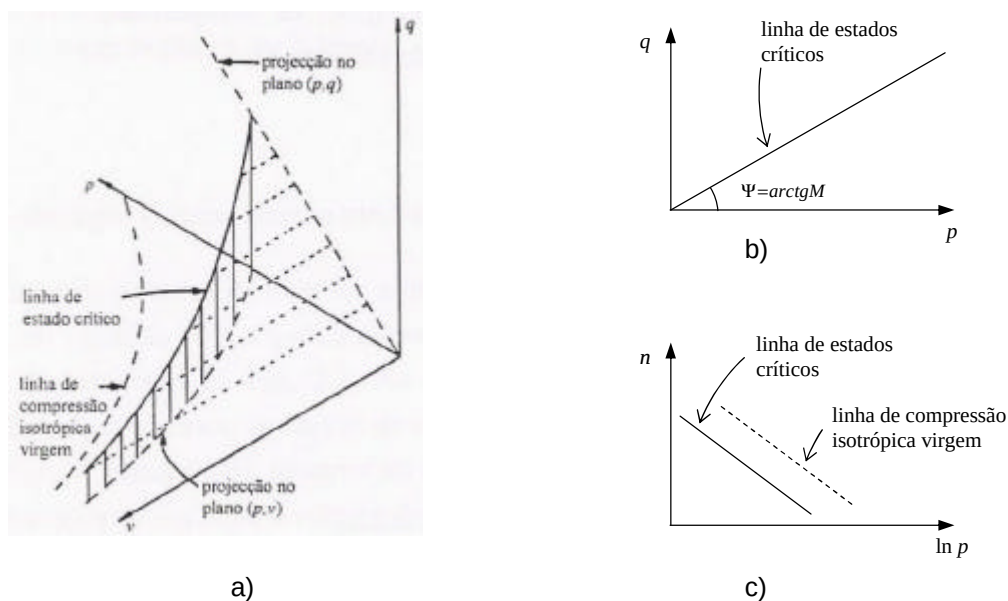


Figura 3.3 – Linha de estados críticos nos referenciais:  
 a)  $(p, n, q)$ ; b)  $(p, q)$ ; c)  $(\ln p, n)$ .

Na Fig. 3.3b, a linha de estados críticos é uma recta cuja inclinação, definida pelo ângulo  $\Psi$ , é variável pois é função não só do ângulo de atrito  $f$  (que é constante), mas também de  $q$  (que depende do estado de tensão e que pode variar entre  $-30^\circ$  a  $30^\circ$ ).

Tendo em vista a avaliação da proximidade de um certo estado relativamente ao estado crítico, é conveniente introduzir o conceito de nível de tensão,  $SL$ , definido por:

$$SL = \frac{q}{Mp} \quad (3.48)$$

Considerando um certo estado de tensão representado na Figura. 3.4 pelo ponto A no referencial  $(p, q)$ , o valor de  $SL$  dado pela expressão 3.48 tem o significado de ser o quociente entre o

declive da recta tracejada e o da recta de estado crítico, isto é,  $SL = \frac{tg g}{tg \Psi}$ .

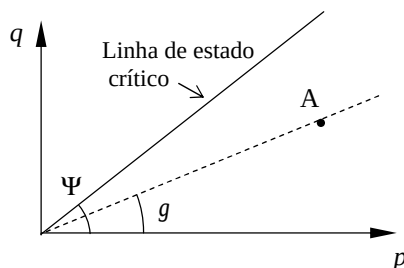


Figura 3.4 – Significado gráfico do nível de tensão  $SL = \frac{tg g}{tg \Psi} = \frac{q}{Mp}$

### 3.3.3.4 – Superfície de cedência

A superfície de cedência do modelo  $p$ - $q$ - $q$ , quando representada graficamente no referencial  $(p, q)$ , é, para qualquer valor de  $q$ , uma elipse (ver Fig. 3.5), sendo definida pela seguinte equação:

$$f = (p - a_p)^2 + (q/n)^2 - a^2 = 0 \quad (3.49)$$

em que  $a_p$  é a coordenada  $p$  do centro da elipse,  $n$  é a relação entre os eixos da elipse nas direcções  $q$  e  $p$  e  $a$  é o comprimento do semi-eixo na direcção  $p$ .

Como se trata de um modelo em que a superfície de cedência se modifica com as deformações plásticas (endurecimento ou amolecimento), mais propriamente com a deformação volumétrica plástica,  $e_v^p$ , os parâmetros  $a_p$  e  $a$  são dependentes de  $e_v^p$ ; por sua vez  $n$  depende do invariante  $q$  das tensões já que, como atrás se referiu, a inclinação da linha de estados críticos no referencial  $(p, q)$ , que intersecta a elipse na extremidade do seu semi-eixo segundo  $q$ , varia em função de  $q$ , de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

A superfície de cedência depende, portanto, das deformações plásticas e expande ou contrai consoante o solo endurece ou amolece: ao endurecimento estão associados valores de  $e_v^p$  positivos (diminuição de volume) e ao amolecimento valores negativos (aumento de volume).

Tratando-se de um modelo com fluxo associado, durante a cedência, o vector das deformações plásticas é normal à elipse no ponto que define o estado de tensão. Para uma trajectória de tensão do tipo 1-2 (ver Fig. 3.5a e 3.5b), isto é, à direita do semi-eixo da elipse segundo  $q$ , o vector das deformações plásticas, normal à superfície, é inclinado para a direita (ou seja, a componente volumétrica das deformações plásticas é positiva), o que determina o endurecimento do solo; a elipse expande até atingir a posição 2 correspondente à resistência última ou estado crítico.

No caso de uma trajectória de tensão do tipo 3-4, ou seja, à esquerda dos centros das elipses (ver Fig. 3.5a e 3.5c), o fenómeno é inverso: o solo sofre amolecimento associado às deformações volumétricas plásticas negativas (aumento de volume) determinadas pela inclinação para a esquerda do respectivo vector das deformações. Consequentemente, a elipse diminui de tamanho e, no ponto 4, atinge-se o limite correspondente a variação de volume nula (estado crítico).

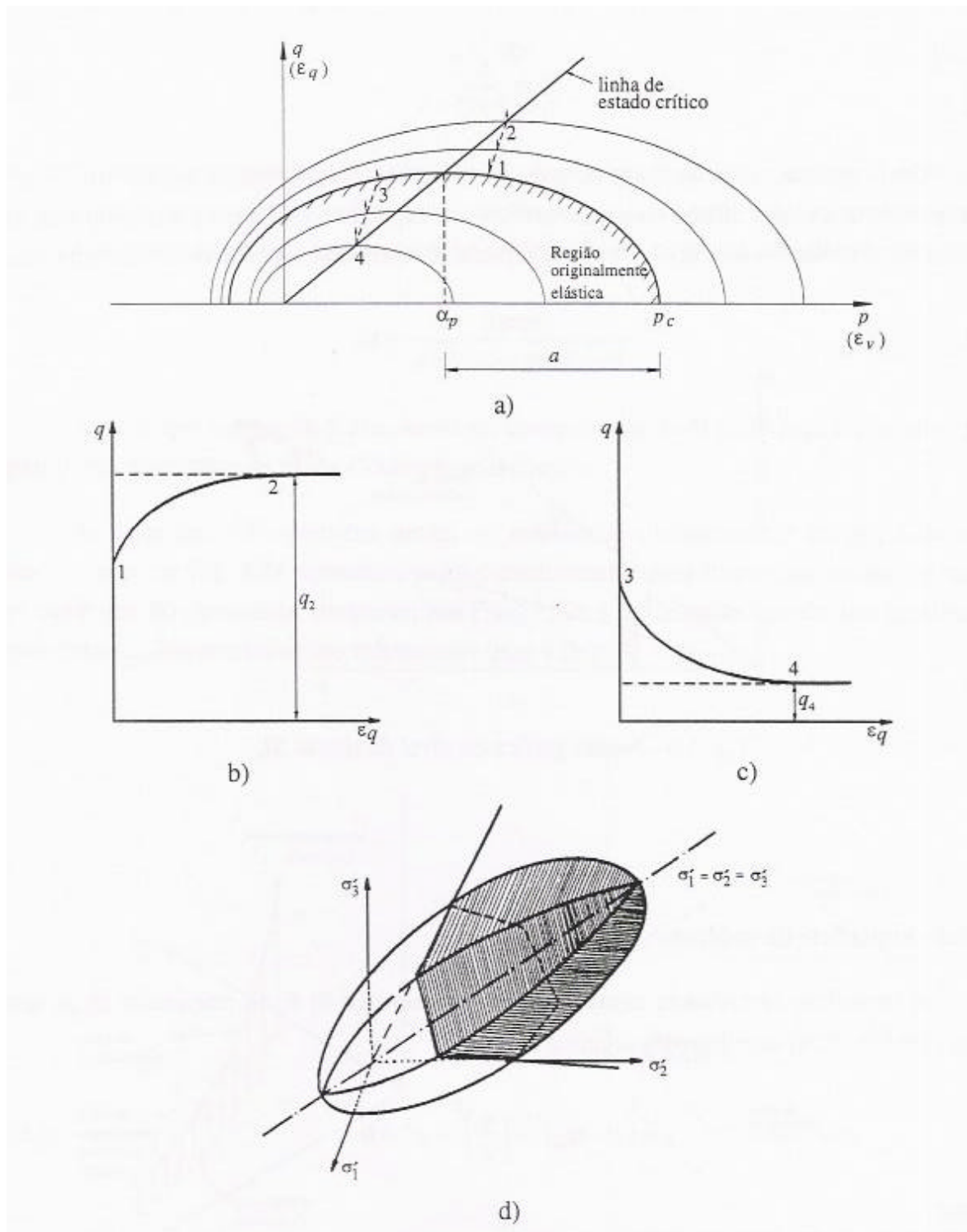


Figura 3.5 – a) Superfícies de cedência do modelo  $p$ - $q$ - $q$ , no referencial  $(p,q)$ ; b) endurecimento (trajectória de tensões 1-2; c) amolecimento (trajectória de tensões 3-4); d) superfície de cedência do modelo  $p$ - $q$ - $q$  no espaço das tensões principais efectivas.

### 3.3.3.5 – Lei de endurecimento

Para fixar uma lei de endurecimento tem que se ter em consideração que, na expressão que define a superfície de cedência (expressão 3.49), duas grandezas,  $a_p$  e  $a$ , dependem da deformação volumétrica plástica,  $e_v^p$ , tomada aqui como parâmetro de endurecimento. Pode, contudo, adoptar-se uma só destas grandezas (neste caso  $a_p$ ) para lei de endurecimento, já que, como demonstrado por Borges (1995),  $a_p$  e  $a$  relacionam-se entre si pela expressão:

$$a = b \cdot a_p \quad (3.50)$$

em que

$$b = \exp\left(\frac{N - \Gamma}{l - k}\right) - 1 \quad (3.51)$$

Enfim, Borges (1995) deduz que a expressão

$$a_p = a_{p0} \exp\left(e_v^p \cdot \frac{n_0}{l - k}\right) \quad (3.52)$$

traduz a lei de endurecimento do modelo  $p$ - $q$ - $q$ , a qual permite obter o parâmetro  $a_p$  da nova superfície de cedência, função das deformações volumétricas plásticas acumuladas,  $e_v^p$ , partindo da superfície de cedência inicial (com valores  $a_{p0}$  e  $n_0$  conhecidos).

### 3.3.3.6 – Matriz de rigidez elastoplástica

A matriz de rigidez elastoplástica  $[D_{ep}]$  já foi anteriormente introduzida, de acordo com a expressão 3.41. Contudo, falta ainda especificar o modo de calcular as grandezas  $\{a\}$ ,  $c$  e  $\{H\}$ , agora que a superfície de cedência e a lei de endurecimento estão definidas. Considerando as definições dadas pelas expressões 3.41a/b/c e 3.44, então demonstra-se (Borges, 1995) que para o modelo  $p$ - $q$ - $q$

$$\frac{\partial f}{\partial p} = 2(p - a_p) \quad (3.53)$$

$$\frac{\partial f}{\partial J_2} = \frac{3}{n^2} \quad (3.54)$$

$$\frac{\partial f}{\partial J_3} = \frac{3\sqrt{3}}{n^2 \cos(3q)\sqrt{J_2}} \cdot \frac{\text{sen} f \cos q - \sqrt{3} \text{sen} q}{\sqrt{3} \cos q + \text{sen} f \text{sen} q} \quad (3.55)$$

$$c = 2 \left[ (1 - b^2) a_p - p \right] \frac{a_p \cdot n_0}{l - k} \quad (3.56)$$

$$\{H\} = [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T \quad (3.57)$$

em que  $n$ , relação entre eixos da elipse de cedência, é, por sua vez, dado por:

$$n = \frac{1}{b} \cdot \frac{3 \text{sen} f}{\sqrt{3} \cos q + \text{sen} f \text{sen} q} \quad (3.58)$$

No que respeita à matriz elástica  $[D_e]$  que intervém na formação de  $[D_{ep}]$ , ela é obtida à custa de dois parâmetros elásticos (Britto e Gunn, 1987), nomeadamente o coeficiente de deformação volumétrica,  $K'$ , e o coeficiente de Poisson,  $n'$ , ambos definidos em termos de tensões efectivas. Assim, de acordo com a Teoria da Elasticidade:

$$[D_e] = \begin{bmatrix} AL & DL & DL & 0 & 0 & 0 \\ & AL & DL & 0 & 0 & 0 \\ & & AL & 0 & 0 & 0 \\ & & & G & 0 & 0 \\ \text{simétrica} & & & & G & 0 \\ & & & & & G \end{bmatrix} \quad (3.59)$$

em que

$$AL = \frac{3K' + 4G}{3} \quad (3.60)$$

$$DL = \frac{3K' - 2G}{3} \quad (3.61)$$

$$G = K' \frac{3(1 - 2n')}{2(1 + n')} \quad (3.62)$$

sendo  $G$  o módulo de deformabilidade distorcional.

Por sua vez, o parâmetro  $K'$ , que relaciona as deformações volumétricas elásticas com a variação da tensão média,  $p$ , pode obter-se considerando que as deformações volumétricas elásticas,  $e_v^e$ , ocorrem ao longo do percurso de uma linha de descompressão-recompressão definida pela equação 3.46; assim, diferenciando esta equação e dividindo pelo volume específico,  $n$ , obtém-se (Borges, 1995):

$$de_v^e = \frac{k}{n} \frac{dp}{p} \quad (3.63)$$

Enfim, considerando a definição de  $K'$ , obtém-se:

$$K' = \frac{dp}{de_v^e} = \frac{n}{k} p = \frac{(1+e)p}{k} \quad (3.64)$$

Note-se que a elasticidade é não linear, já que  $K'$  não é constante. Por sua vez,  $n'$  é considerado constante.

### 3.3.3.7 – Determinação dos parâmetros do modelo $p$ - $q$ - $q$

O modelo  $p$ - $q$ - $q$  utilizado no programa de cálculo possui a vantagem, relativamente a outros modelos, de necessitar de poucos parâmetros geotécnicos de entrada, garantindo contudo que são atendidos os aspectos fundamentais do comportamento dos solos. Os parâmetros necessários são, em geral, obtidos através de ensaios relativamente simples da Mecânica dos Solos Clássica. Podem ser divididos em dois grupos: os que traduzem a natureza intrínseca do solo, ou seja, independentes da história de tensões ( $\phi'$ ,  $l$ ,  $k$ ,  $N$ ,  $\Gamma$ ), e os que, pelo contrário, dependem da história das tensões, nomeadamente, o grau de sobreconsolidação isotrópica,  $R$ , e o coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$  (Gunn, 1996).

O ângulo de atrito,  $\phi'$ , é geralmente determinado através de ensaios triaxiais, drenados ou não drenados com medição de pressões intersticiais. O ensaio é prolongado até se atingirem grandes deformações, de forma a garantir que a amostra se encontra próxima do estado crítico. Nos ensaios drenados o estado crítico é denunciado pela constância das deformações volumétricas, tensões de desvio e tensões médias, face ao acréscimo da deformação distorcional aplicada e, por sua vez, nos ensaios não drenados, pela constância das pressões intersticiais, das tensões médias efectivas e de desvio. Nas amostras fortemente sobreconsolidadas há que ter em especial

atenção à resistência ao corte de pico, superior à do estado crítico, de forma a não sobrestimar o valor de  $\phi'$  (Gunn, 1996).

Os parâmetros de compressibilidade,  $l$  e  $k$ , podem ser obtidos através de ensaios triaxiais em amostras solicitadas isotropicamente, ou segundo trajetórias de tensão com valor constante de  $h = q/p$ , já que o declive da linha de compressão virgem é, no referencial  $(\ln p, n)$ , independente de  $h$ . Por esta razão, os parâmetros  $l$  e  $k$  podem igualmente ser obtidos através de ensaios edométricos aplicando as seguintes expressões:

$$l = \frac{C_c}{\ln(10)} \quad (3.65)$$

$$k = \frac{C_r}{\ln(10)} \quad (3.66)$$

em que  $C_c$  e  $C_r$  são os índices de compressibilidade e de recompressibilidade, respectivamente.

Quanto aos parâmetros  $N$  e  $\Gamma$ , eles correspondem, tal como foram anteriormente definidos, às ordenadas na origem da linha de compressão isotrópica virgem e da linha de estados críticos, respectivamente, representadas no referencial  $(\ln p, n)$ . Consequentemente, o valor de  $N$  pode ser obtido através de ensaios triaxiais de compressão isotrópica em primeira carga. Quanto ao parâmetro  $\Gamma$ , este pode ser estimado através dos ensaios para a obtenção do ângulo de atrito, tendo em conta a recta que no referencial  $(\ln p, n)$  melhor aproxime os diversos valores correspondentes às diferentes situações de estado crítico (Borges, 1995; Gunn, 1996).

Relativamente aos parâmetros que dependem da história das tensões do solo, a abordagem é mais complexa. Na Mecânica dos Solos Clássica, um dos parâmetros particularmente importante no dimensionamento de obras geotécnicas é o grau de sobreconsolidação,  $OCR$ . Este é definido pela expressão:

$$OCR = \frac{s'_p}{s'_{v0}} \quad (3.67)$$

em que  $s'_p$  e  $s'_{v0}$  representam, respectivamente, a tensão efectiva vertical máxima a que o solo esteve sujeito e a tensão efectiva vertical de repouso.

Por sua vez, o coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , definido como a razão entre as tensões efectivas horizontal e vertical em estado de repouso, é função do grau de sobreconsolidação,

OCR, podendo ser estimado empiricamente pela expressão (Schmidt, 1966; Mayne e Kulhawy, 1982):

$$K_0 = K_{0nc} \cdot OCR^{\tan \phi'} \quad (3.68)$$

sendo  $K_{0nc}$  o coeficiente de impulso em repouso de um solo normalmente consolidado, dado, pela expressão (Jaky, 1944):

$$K_{0nc} = 1 - \tan \phi' \quad (3.69)$$

Na mecânica dos solos dos estados críticos, ao contrário da mecânica dos solos tradicional, o grau de sobreconsolidação pode ser avaliado através do parâmetro  $R$ , razão entre a tensão de pré-consolidação máxima  $p_{cmáx}$  a que o solo esteve sujeito e o valor da tensão média efectiva em estado de repouso  $p_0$  (ver Figura 3.6).

$$R = \frac{p_{cmáx}}{p_0} \quad (3.70)$$

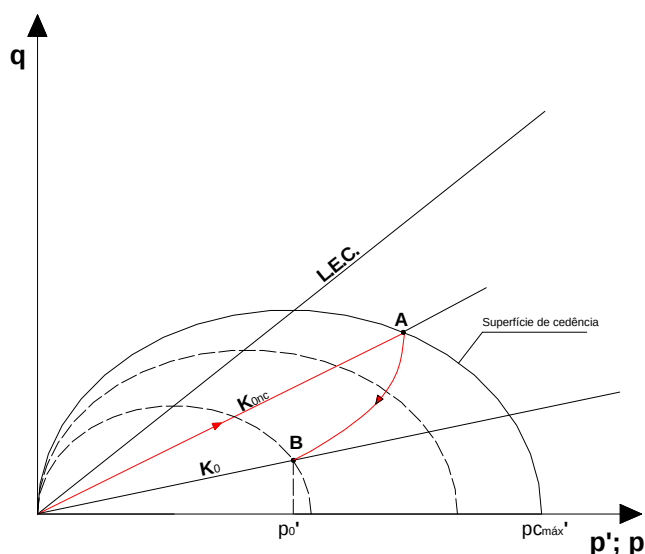


Figura 3.6 - Trajectória de tensão característica seguida por um ponto pertencente a um maciço sobreconsolidado durante o processo de descarga associado à sua génese (adaptado de Gunn, 1996)

Partindo das tensões efectivas em repouso, o grau de sobreconsolidação,  $R$ , define a dimensão da superfície de cedência, sendo essencial a sua estimativa. Uma vez que a consolidação é geralmente avaliada através do ensaio edométrico onde se estima o parâmetro OCR, importa aqui, por razões práticas, relacionar os dois conceitos. Como se pode verificar pela análise à expressão

3.68, o coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , depende de  $OCR$ , pelo que a razão  $R/OCR$  não é constante. Segundo Chang et al. (1999), o grau de sobreconsolidação,  $R$ , pode obter-se através da expressão:

$$R = b \cdot OCR \quad (3.71)$$

em que

$$b = \frac{9(1 - K_{0nc})^2 + M(q)(1 + 2K_{0nc})^2}{M(q)(1 + 2K_0)(1 + 2K_{0nc})} \quad (3.72)$$

A expressão anterior foi deduzida considerando a hipótese da elipse que define a superfície de cedência no referencial  $(p, q)$  cruzar a origem do sistema de eixos, isto é, que  $b=1$  (ver expressão 3.51). Relativamente ao estado de tensão do solo, a expressão é válida tendo em conta uma simplificação muito corrente em problemas de Geotecnia em que a superfície do terreno é horizontal e que consiste em admitir que as tensões efectivas verticais são tensões principais. Deste modo, caso  $K_0 < 1$  então  $q=-30^\circ$  e se  $K_0 > 1$  então  $q=+30^\circ$ .

## Capítulo 4

### ESTUDO DA CÉLULA FUNDAMENTAL

#### 4.1 – Introdução

O problema que é objecto de estudo neste capítulo consiste na avaliação do comportamento de um solo mole reforçado com colunas de brita numa grande extensão, sujeito a um carregamento exterior materializado por um aterro. Supõe-se que a camada mole assenta num estrato rígido e impermeável a 5.5m de profundidade, tendo o aterro 2m de espessura (ver Figura 4.1).

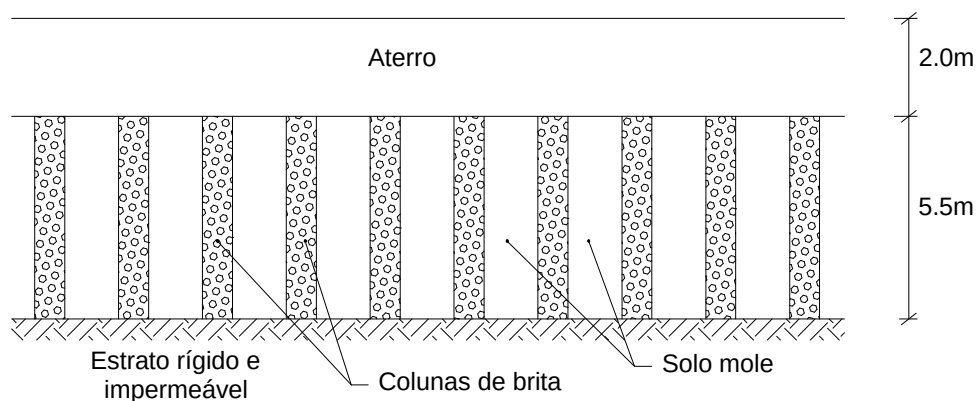


*Figura 4.1 – Esquema do problema a estudar*

Dada a grande extensão planimétrica do aterro, para o estudo do problema recorreu-se ao conceito de célula fundamental ou unitária, usando o modelo numérico descrito anteriormente. Esta abordagem consiste no estudo isolado de um sistema constituído por uma coluna de brita e pelo solo envolvente, aplicando-se as condições de fronteira necessárias à simulação do comportamento real confinado. Nestes termos, dada a possibilidade de se considerar a existência de axissimetria em relação a um eixo vertical passando pelo centro da coluna, pode simplificar-se a análise considerando-a um problema bidimensional axissimétrico. Logo, como exemplificado na Figura 4.2, será necessário impedir o deslocamento horizontal de todos os pontos situados na

fronteira vertical (superfície cilíndrica), de modo a simular o confinamento lateral. Face à existência do estrato rígido na base da camada mole, impede-se qualquer deslocamento (quer vertical quer horizontal) na fronteira inferior do sistema analisado.

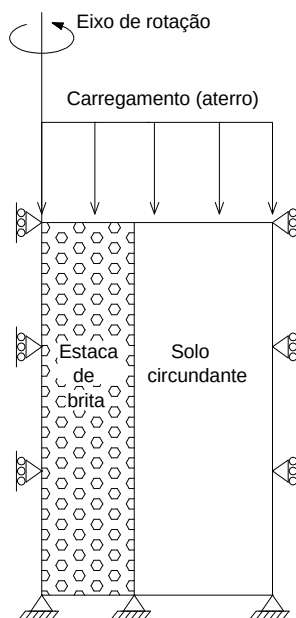


*Figura 4.2 – Célula fundamental*

No presente capítulo, para além desta introdução, são descritas as principais características, geométricas e mecânicas consideradas para a análise do problema, bem como analisados os resultados obtidos pela aplicação do modelo numérico, nomeadamente no que se refere aos deslocamentos (horizontais, verticais e factor de redução dos assentamentos) e às tensões (pressões neutras, tensões efectivas, factor de concentração de tensões e efeito de arco).

## 4.2 – Descrição da célula fundamental

As características geométricas escolhidas para o problema analisado neste capítulo, que constituirá o problema base do estudo paramétrico que se apresenta no Capítulo 5, foram escolhidas atendendo aos valores médios observáveis na prática neste tipo de obras.

O comprimento considerado para a coluna (célula fundamental) corresponde à possança do estrato mole, isto é, 5.5 metros, sendo adoptado para a mesma um diâmetro de 1.0m .

A “área de influência” da coluna de brita, ou seja, a zona de solo circundante cujo escoamento derivado de um carregamento superficial se processa no sentido da própria estaca, possui um diâmetro de 2.3m, que foi definido tendo por base um valor para o coeficiente de substituição ( $CS$ ) de cerca de 0.19, ou  $1/(CS)=5.3$ , valor perfeitamente corrente em termos práticos. Este diâmetro “de cálculo” corresponde a um espaçamento, em malha triangular, de 2.2 m ou, em malha quadrada, de 2.03m.

O carregamento total relativo à construção do aterro corresponde a uma sobrecarga de 40 kPa, visto ter-se assumido um peso específico do aterro de 20kN/m<sup>3</sup>.

Para se aplicar o modelo numérico anteriormente descrito, foi preciso discretizar o meio contínuo através de elementos finitos. Na Figura 4.3 pode observar-se a malha de elementos triangulares considerada, com indicação das dimensões mais importantes, para cada um dos faseamentos considerados no cálculo. A malha apresenta um total de 672 elementos e 377 nós. 552 elementos constituem a coluna e o solo circundante e os restantes 120 a modelação do aterro.

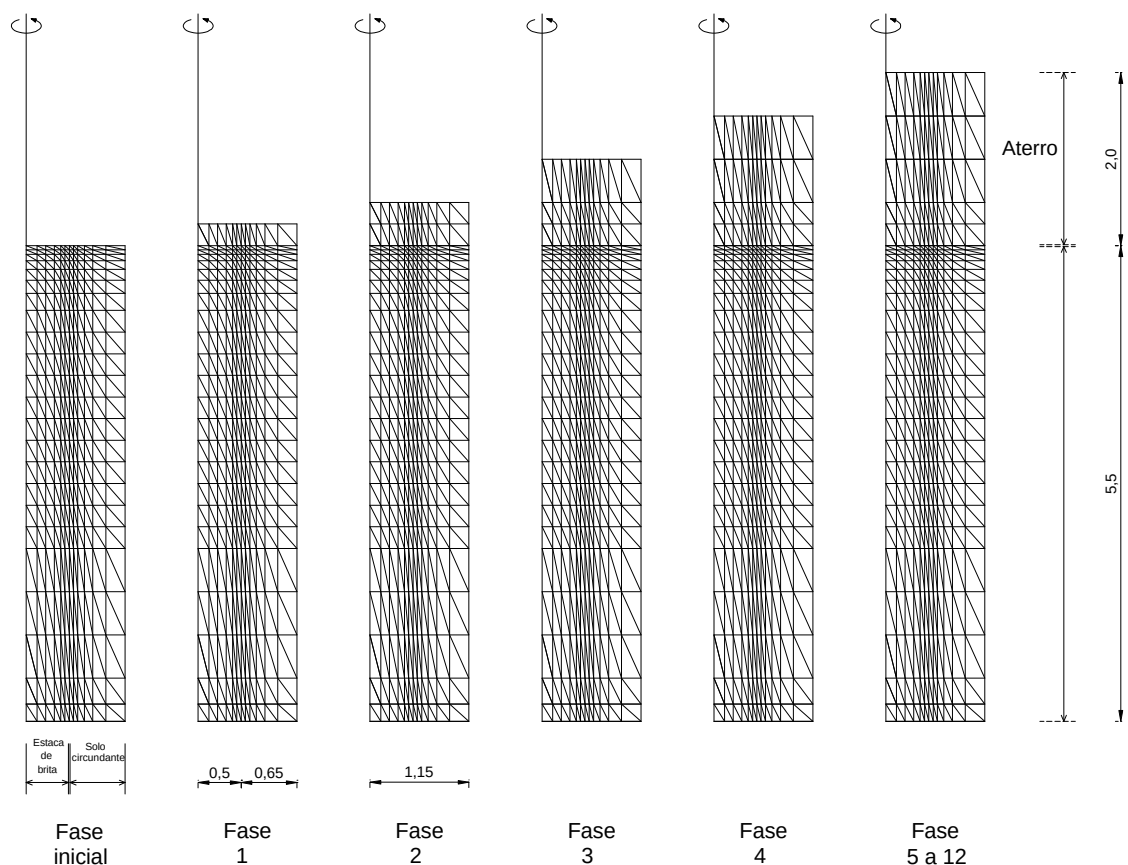


Figura 4.3 – Malha de elementos finitos usada no problema base

Os elementos triangulares usados na simulação acoplada do solo mole apresentam 6 pontos nodais para deslocamentos (nos vértices e a meio dos três lados) e 3 pontos nodais para o excesso de pressão neutra (nos vértices), tal como ilustrado na Figura 4.4a.

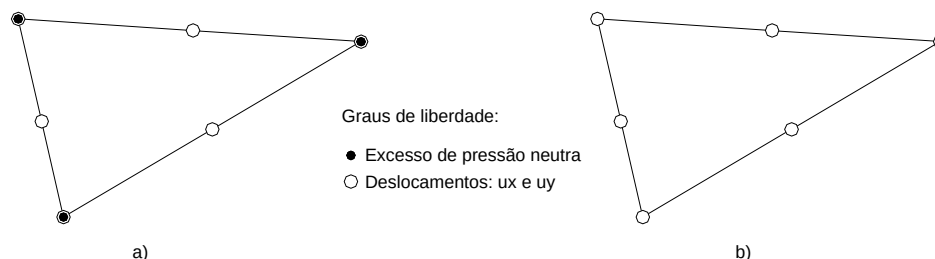


Figura 4.4 – Elementos finitos de utilizados: a) no solo mole; b) na coluna e no aterro.

Os elementos triangulares que foram usados na simulação drenada da coluna e do aterro apresentam apenas 6 pontos nodais para deslocamentos, nos vértices e a meio dos lados (Figura 4.4b).

A simulação da construção do aterro foi estabelecida para um ritmo temporal contínuo de meio metro por semana, perfazendo, pois, para a altura total do aterro (2.0m), o tempo de construção de 4 semanas.

No que refere aos parâmetros mecânicos e hidráulicos adoptados para cada material, eles encontram-se resumidos no Quadro 4.1 (os símbolos têm o significado já referido nos capítulos anteriores).

Quadro 4.1 – Características mecânicas e hidráulicos dos materiais

|                  | <b>k</b> | <b>l</b> | <b>G</b> | <b>f'</b><br>(°) | <b>n'</b> | <b>N</b> | <b>g</b><br>(kN/m <sup>3</sup> ) | <b>kx</b><br>(m/s) | <b>ky</b><br>(m/s) | <b>OCR</b> |
|------------------|----------|----------|----------|------------------|-----------|----------|----------------------------------|--------------------|--------------------|------------|
| Coluna de brita  | 0.00275  | 0.011    | 1.8942   | 38               | 0.3       | 1.9      | 20                               | -                  | -                  | 1          |
| Solo circundante | 0.02     | 0.22     | 3.26     | 30               | 0.25      | 3.40     | 17                               | 10 <sup>-9</sup>   | 10 <sup>-9</sup>   | 1          |
| Aterro           | 0.005    | 0.03     | 1.8      | 35               | 0.3       | 1.81733  | 20                               | -                  | -                  | 1          |

No trabalho desenvolvido, pelas razões que a seguir se explanam, houve alguma dificuldade em caracterizar o comportamento da brita através dos parâmetros de estados críticos

No que respeita ao ângulo de atrito, consultando a bibliografia especializada, constata-se a existência de grande variação do seu valor, apontando Besançon et al (1984) os seguintes valores médios em função da granulometria e do tipo de solo:

- 38°, para colunas de brita com granulometria relativamente fina (diâmetro inferior a 5cm) e um solo natural argiloso;
- 42°, para colunas de brita com granulometria mais grossa (diâmetros até 10cm) e um solo natural argilo-siltoso;
- 38°, para colunas de brita de calhau rolado, independente do tipo de granulometria e de solo.

Ainda segundo o mesmo autor, a norma francesa DTU 13-2 recomenda a adopção de 38°, enquanto que é comum na Alemanha a consideração em numerosos projectos de um valor de 42°. Outros autores apresentam intervalos mais largos. Valores compreendidos entre 35° e 45° são indicados por Hughes et al (1975). Mitchell e Katti (1981), recomendam valores entre 35° e 40°. O Quadro 4.2 resulta das propostas da Federal Highway Administration (FHWA, 1983).

Quadro 4.2 – Valores do ângulo de atrito da brita recomendados pela Federal Highway Administration (1983)

| Tipo de material de enchimento e solo natural                                                | Ângulo de atrito do material de enchimento |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Agregados ângulosos                                                                          | 42°-45° (1)                                |
| Gravilha                                                                                     | 38°-42° (1)                                |
| Agregados angulosos de alta qualidade + solo natural com $10\text{kPa} < c_u < 24\text{kPa}$ | 42° (2)                                    |
| Agregados angulosos de alta qualidade + solo natural com $c_u > 38\text{kPa}$                | 45°                                        |

(1) – Para um factor de concentração de tensões,  $n$ , igual a 2

(2) – Se  $c_u < 10\text{ kPa}$  é prudente uma redução do ângulo de atrito

Segundo a mesma entidade, ensaios de campo e em laboratório, usando o ensaio de corte directo, executados para o terminal de Jourdain Road na Louisiana, EUA, conduziram a valores da ordem dos 50°, por vezes, dos 55°. No entanto, os ensaios efectuados mostraram que o ângulo de atrito interno da brita diminui com o aumento do nível de tensão normal. Assim estes resultados deverão ser corrigidos visto os ensaios de corte directo terem sido obtidos para níveis de tensões normais inferiores aos reais.

Testes levados a cabo por Barksdale e Goughnour (1984) em resultados experimentais de 3 obras realizadas nos Estados Unidos, aferidos com 3 métodos de cálculo distintos (equilíbrio limite, método incremental de Goughnour e Bayuk e método dos elementos finitos proposto por Barksdale e Bachus, 1983), permitiram aos autores concluir que é conservativa a adopção de um ângulo de atrito interno de 38°.

No presente trabalho adoptou-se um ângulo de atrito de 38°, sendo este valor alvo de estudo de variação paramétrica no capítulo seguinte.

No que se refere aos parâmetros que influenciam a deformação, optou-se por considerar uma relação de  $I_{sol} / I_{col} = 20$ , em que  $I_{sol}$  e  $I_{col}$  representam os valores do parâmetro  $I$  do solo mole e da coluna de brita, respectivamente.

Constata-se, analisando a bibliografia especializada, que existe uma enorme variação da relação entre a deformabilidade dos dois materiais. A relação entre os módulos de deformabilidade,  $E_{col} / E_{sol}$  pode variar entre valores muito latos. Madhav (1982), FWHA (1983), Balaam et al (1985), Soyezy (1985) indicam o intervalo  $10 < E_{col} / E_{sol} < 40$  como estimativa razoável, podendo no entanto chegar aos 100. (Em todos estes casos não é claro se se tratam ou não de módulos de deformabilidade unidimensionais, isto é, com confinamento lateral, ou qual o nível de tensão em que se calculou o valor de  $E$ , aspecto crucial para a fiabilidade da análise, uma vez que, como se sabe, este parâmetro varia com o estado e com o incremento da tensão).

No que se refere ao estado de tensão inicial, algumas considerações devem ser feitas. Em primeiro lugar, a execução de uma coluna de brita envolve sempre uma alteração do estado de tensão inicial do solo, sendo o seu maior ou menor grau dependente obviamente do processo utilizado para a construção da mesma. Com efeito, e em função do método construtivo adoptado, a instalação de uma coluna de brita causa necessariamente uma compressão lateral no solo mole envolvente, aumentando (em relação a um estado de repouso inicial) o confinamento que este fornece à própria coluna. Este aumento da tensão efectiva horizontal é avaliado pelo aumento do coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , parâmetro que traduz a relação entre a tensão efectiva horizontal e a vertical. Este melhoramento do solo é de muito difícil previsão face aos inúmeros factores envolvidos.

Alguns autores, e numa perspectiva conservadora, não têm em conta este efeito aconselhando a adopção de valores de  $K_0$  idênticos antes e depois da execução das colunas (Besançon et al, 1984). Nayak (1982) adopta um valor de 0.6, correspondente ao estado de tensão inicial, sem melhoramento, quando as colunas são executadas através do método não vibratório com recurso a um pilão compactador, descrito no Capítulo 1.

Por outro lado, outros autores consideram o efeito de melhoramento. Priebe (1995) adopta nos seus gráficos de dimensionamento de colunas de brita, executadas pelo método da vibrosubstituição, um estado de tensão hidrostático ( $K_0=1$ ). O mesmo sugerem Goughnour et al (1979).

No presente, estimou-se o valor de  $K_0$  correspondente à situação antes da execução das colunas de brita recorrendo à expressão semi-empírica proposta por Jaky (1944) para solos normalmente consolidados:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (4.1)$$

que, para um valor de  $30^\circ$  adoptado para o ângulo de atrito em termos de tensões efectivas do solo mole, conduz ao valor de  $K_0$  igual a 0.5. Para atender ao efeito do método construtivo, no caso em estudo considerou-se uma situação intermédia entre  $K_0$  e  $K=1$ , tendo-se adoptado o valor 0.7.

Resume-se na Figura 4.5 os dados que serviram de base ao estudo da célula fundamental – problema base - com identificação dos principais parâmetros considerados. A profundidade (em relação à superfície) e a distância radial (em relação ao eixo da coluna) de um ponto genérico, isto é, as coordenadas, são representadas pelas letras  $z$  e  $x$  respectivamente.

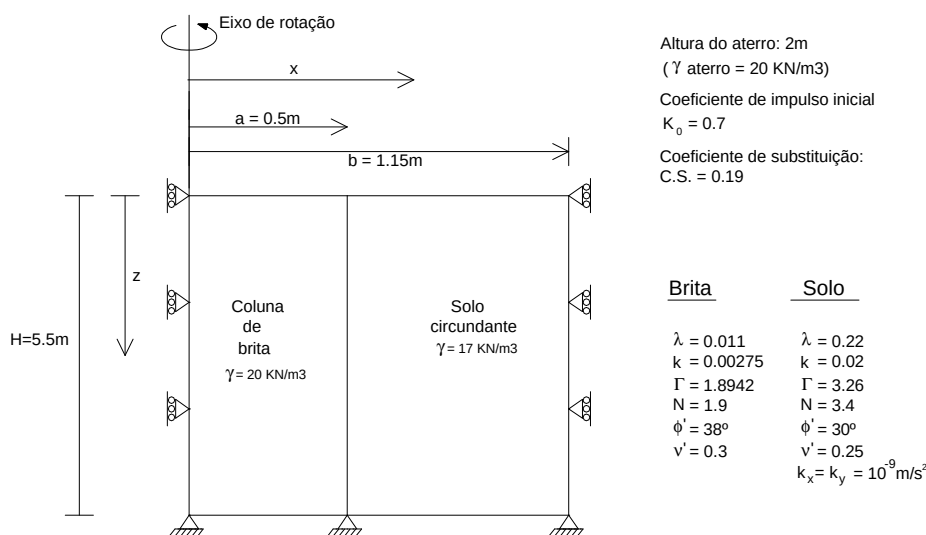


Figura 4.5 – Características mecânicas e geométricas da célula fundamental – problema base

## 4.3 – Análise de resultados

### 4.3.1 – Introdução

O programa de cálculo utilizado foi concebido tendo presente a técnica incremental da variável tempo, nas equações governativas. Assim, em cada cálculo, a matriz de rigidez é calculada para o estado de tensão inicial de cada incremento e não é actualizada durante o mesmo.

Deste modo, a adopção de técnicas incrementais em problemas não lineares implica sempre afastamentos da solução numérica em relação à solução real (Costa, 2005), os quais, no entanto, podem tornar-se desprezáveis se o número total de incrementos usados for grande.

Na resolução das equações governativas do problema, foram considerados 233 incrementos temporais, 45 no período construtivo e 188 após a construção.

### 4.3.2 – Deslocamentos

Apresenta-se na Figura 4.6 as deformadas obtidas ao fim de 4 (final da construção), 7 e 78 (final da consolidação) semanas, respectivamente (os deslocamentos estão ampliados 5 vezes). Por sua vez, na Figura 4.7 é apresentado o assentamento médio na base do aterro ao longo do tempo.

Como primeiro comentário geral a estas figuras, observa-se que os assentamentos obtidos começam logo no início da construção do aterro, sendo maiores no solo do que na coluna, tal como seria de esperar. Aumentam à medida que a consolidação avança, para um valor final médio de cerca de 29.2 cm. Observa-se também um alargamento da coluna contra o solo, idêntico ao considerado no modelo de rotura por expansão lateral descrito no Capítulo 2.

Na Figura 4.7 distinguem-se mais ou menos dois trechos com comportamento distinto. Numa primeira fase o conjunto coluna/solo exhibe uma alta taxa de assentamentos que é aproximadamente constante (cerca de 3 cm/semana), até ao momento em que se inicia uma espécie de abrandamento progressivo (em termos relativos) até à estabilização do valor do assentamento. Com efeito, verifica-se que a maior parte dos assentamentos, da ordem dos 90%, dá-se até à semana 17, o que, descontando o primeiro mês para a construção do aterro, resulta em pouco mais de 3 meses.

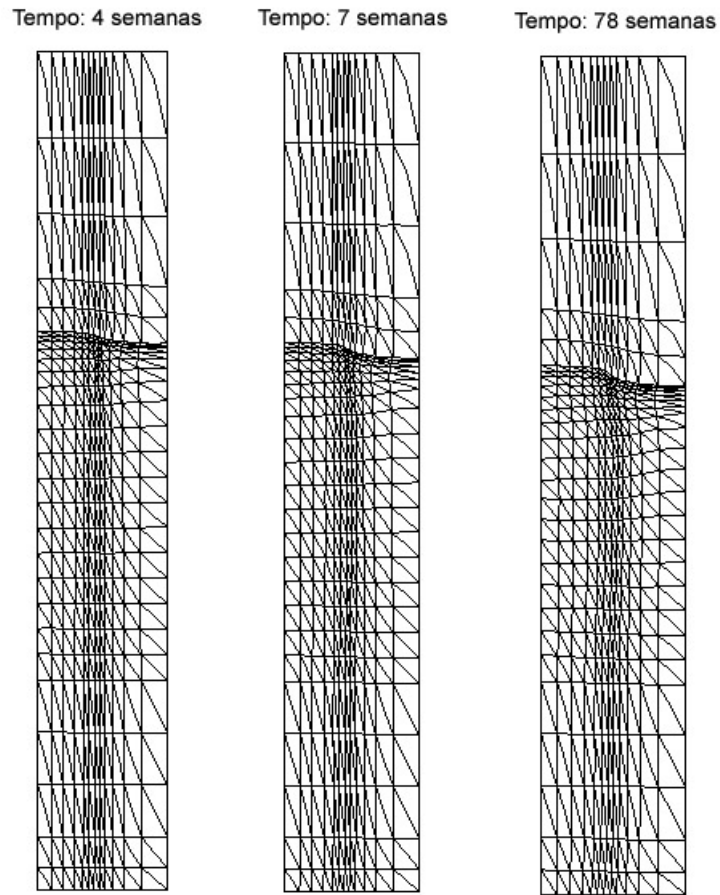


Figura 4.6 – Deformadas ao fim de 4, 7 e 78 semanas (factor de ampliação de deslocamentos igual a 5)

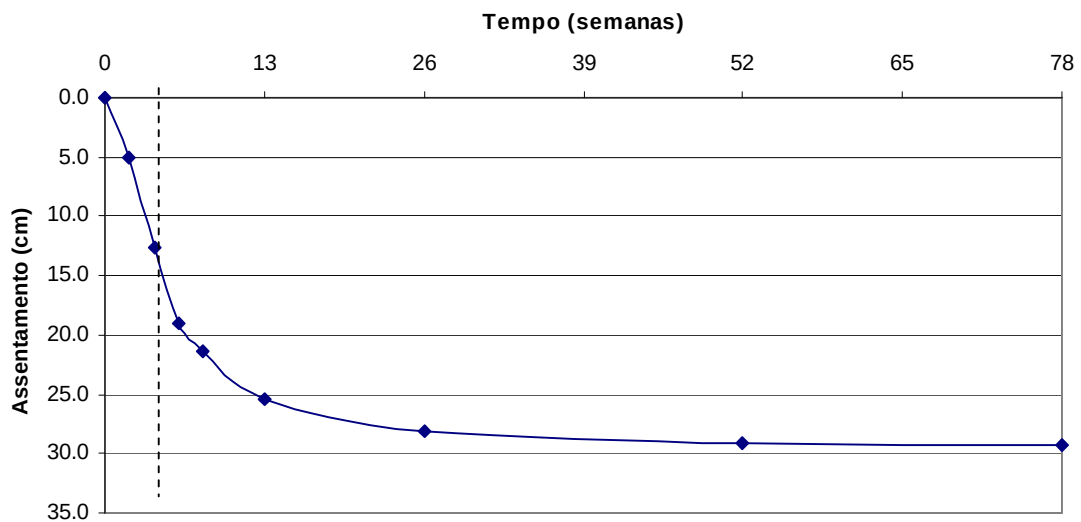


Figura 4.7 – Assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ( $z=0m$ ), em função do tempo decorrido.

Uma segunda observação prende-se com a não igualdade de assentamentos, na base do aterro, entre a coluna e o solo circundante, sendo notório – e previsível – um menor assentamento da coluna, dada a sua maior rigidez em comparação com a do solo (em condições drenadas).

No entanto, esta diferença não é particularmente significativa. Com efeito, os assentamentos médios são 26.4cm e 29.6cm para a coluna e para o solo, respectivamente, o que conduz a uma diferença (3.2cm) da ordem dos 11% do assentamento total médio no final da consolidação, valor que está de acordo com o apontado por diversos autores, tal como referido no Capítulo 2. Ver-se-á mais à frente que esta questão está directamente relacionada com a existência de “efeito de arco” nas camadas de solo (aterro e fundação), em consequência dos distintos valores de rigidez da coluna de brita e do solo mole envolvente.

Verifica-se, igualmente, que existem assentamentos apreciáveis durante a construção, de tal modo que no final dessa (4 semanas) o assentamento médio na base do aterro atingiu já um valor não negligenciável, da ordem dos 12.5 cm, o que representa cerca de 43% do assentamento total.

Apresenta-se na Figura 4.8 um diagrama com os assentamentos na base do aterro para diversos instantes durante a construção, em que se verifica claramente que o processo de consolidação começa logo após a colocação da primeira camada de 0.25m.

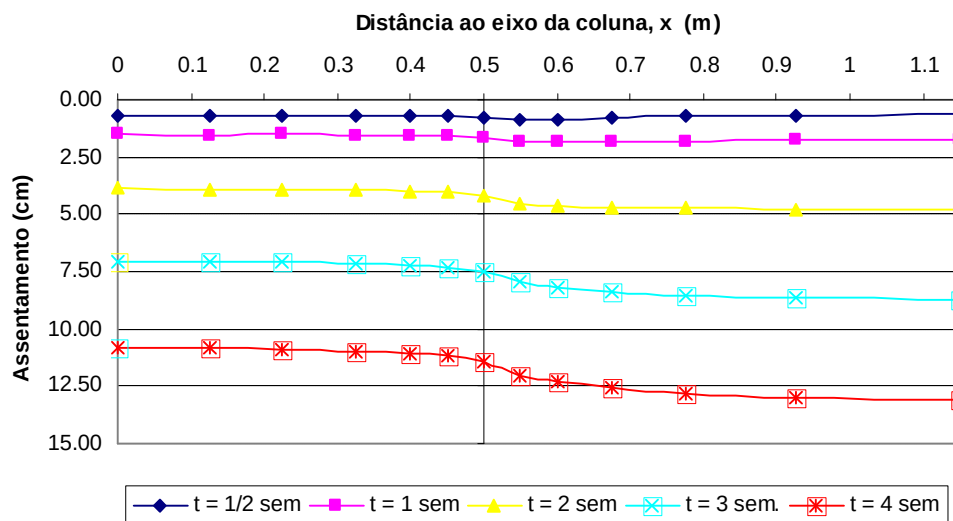


Figura 4.8 – Assentamentos na base do aterro ( $z=0m$ ), durante a construção do mesmo

Analisando mais em pormenor a mesma figura, observa-se que numa fase inicial do carregamento, ainda que ligeiramente, o assentamento vertical da coluna de brita é maior do que o próprio solo que a rodeia (com excepção da zona contígua à própria estaca).

Este facto é explicado pela baixa permeabilidade apresentada pelo solo. Com efeito, como é difícil o escoamento do líquido intersticial na maior parte do solo – nas zonas mais afastadas das fronteiras drenantes - praticamente não há variação volumétrica. Nestas condições o solo circundante comporta-se como não drenado.

O mesmo não se passa na coluna de brita, que nesta fase é menos rígida que o material solo-água envolvente, dado ser um material permeável. Na tentativa de melhor mostrar este efeito, na Figura 4.9 representam-se os assentamentos na base do aterro após a construção da primeira camada de 0.25m (meia semana após o início da construção do aterro) com a escala dos assentamentos mais ampliada.

É visível que no ponto mais afastado do eixo da coluna ( $x=1.15\text{m}$ ), o assentamento calculado é menor que em qualquer ponto da coluna. Na zona contígua à própria estaca, o solo circundante deformou-se mais do que a estaca pelo facto de aí os gradientes do escoamento serem elevados, pois existem duas superfícies que constituem fronteiras drenantes (coluna de brita e superfície de contacto com o aterro), que conduzem a trajetórias de expulsão de água mais curtas, logo a uma mais rápida evolução da consolidação com a consequente redução de volume.

Este efeito tende a desaparecer à medida que a consolidação se vai processando. Com efeito, a partir da colocação da terceira camada, o assentamento do solo já é mais elevado do que o da coluna, estando mais de acordo com a rigidez relativa dos dois materiais, em termos de tensões efectivas.

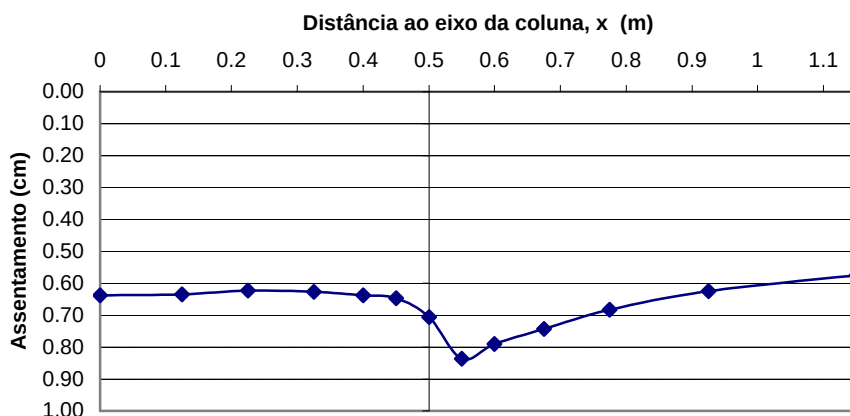


Figura 4.9 – Assentamentos na base do aterro ( $z=0\text{m}$ ), após a construção da primeira camada de 0.25m

Os perfis de assentamentos obtidos em diferentes instantes após a construção estão representados na Figura 4.10.

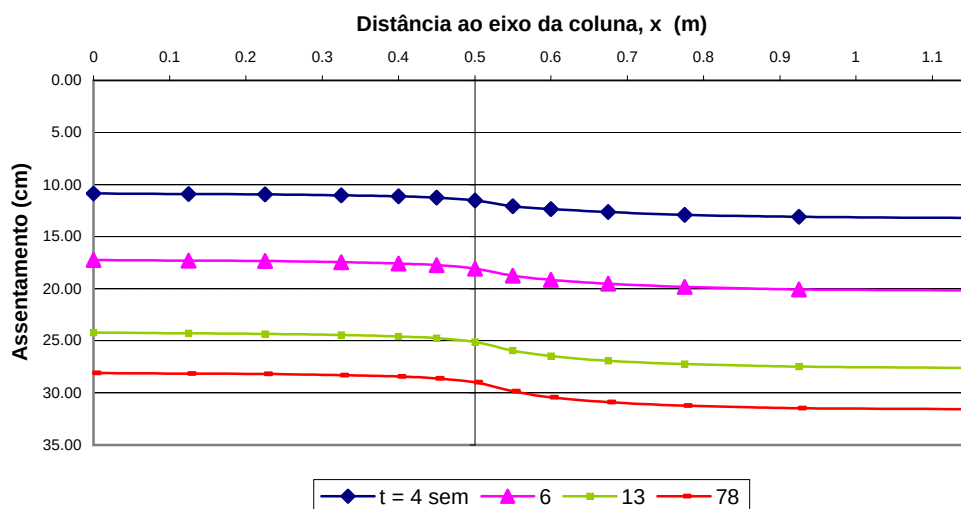


Figura 4.10 – Assentamentos na base do aterro ( $z=0m$ ) no período pós-constructivo.

Como referido, o diferencial de assentamento no final da consolidação, cerca de 3.2 cm, isto é, cerca de 11% do valor médio total, é devido ao efeito de arco que se materializa no solo, o qual é responsável pela transferência de tensões do solo mole (mais deformável) para a brita (menos deformável) e também pelo mesmo efeito na camada de aterro. Estes dois efeitos conjugados, aumentando a carga na coluna de brita e aliviando-a na massa de solo circundante, tendem a homogeneizar os assentamentos globais. Na Figura 4.11 ilustra-se o esquema de transmissão de cargas (efeito de arco) referido.

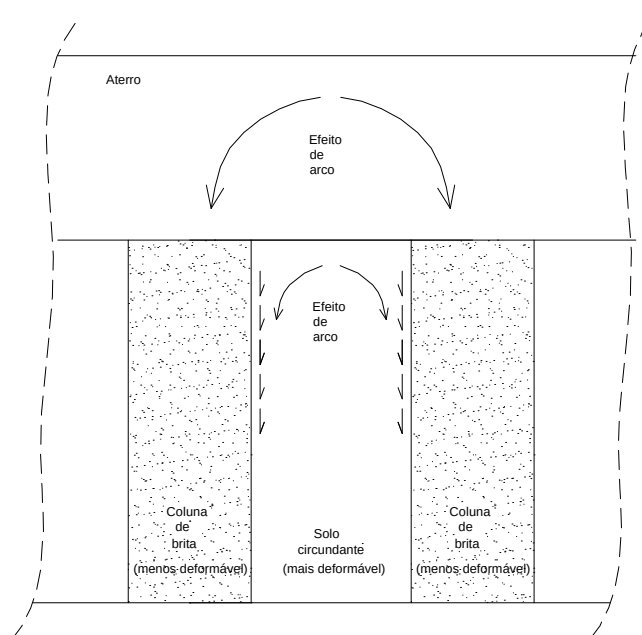


Figura 4.11 – Efeito de arco no sistema coluna/solo circundante e no aterro

Este duplo efeito de arco (na camada de aterro e na própria fundação) também é visualmente perceptível através das cruzetas de tensões efectivas, que se encontram representadas na Figura 4.12, para o final da consolidação e para a zona superior da coluna. É aí bem visível o duplo efeito de arco, com a natural concentração de tensões verticais na zona da coluna (mais concentradas na coroa exterior da coluna) e o aliviar das tensões verticais no solo.

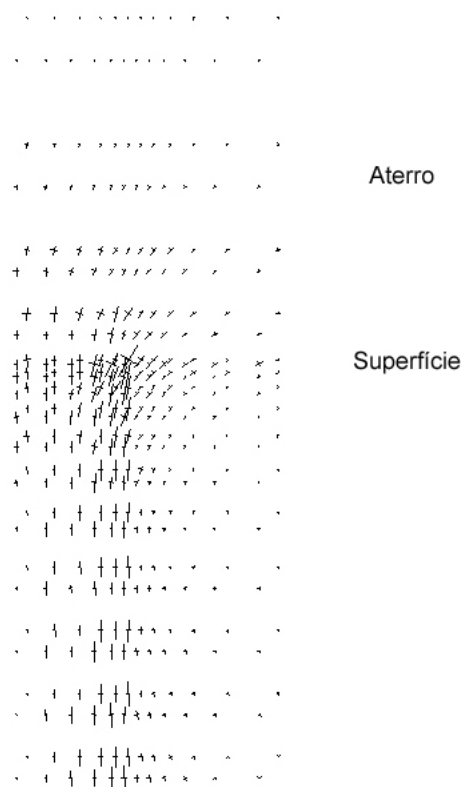


Figura 4.12 – Cruzetas de tensões efectivas no final da consolidação (78 semanas)

Se a carga aplicada (o aterro) fosse infinitamente flexível - o que não é o caso - o efeito de arco só se mobilizaria abaixo da superfície de fundação e o perfil de assentamentos revelaria que o assentamento do solo mole na base do aterro, em comparação com o assentamento da coluna, aumentaria em termos médios com o afastamento em relação a esta última, tal como referido no capítulo 2.

Um outro aspecto interessante, é o ilustrado na Figura 4.13, em que se representa a evolução temporal do assentamento no centro da coluna ( $x=0m$ ) e na periferia da célula ( $x=1.15m$ ). A partir de uma fase inicial, que se estima possuir uma duração de cerca 9 semanas, o conjunto coluna/solo tende a deformar-se como um bloco único, mantendo-se inalteradas – ou tendendo para isso - as tensões tangenciais na respectiva interface (que irão ser analisadas mais em pormenor no estudo do factor de concentração de tensões,  $FC$ ). Por outras palavras, concluiu-se que o efeito de arco mobilizado no início tende a diminuir com o decorrer da consolidação.

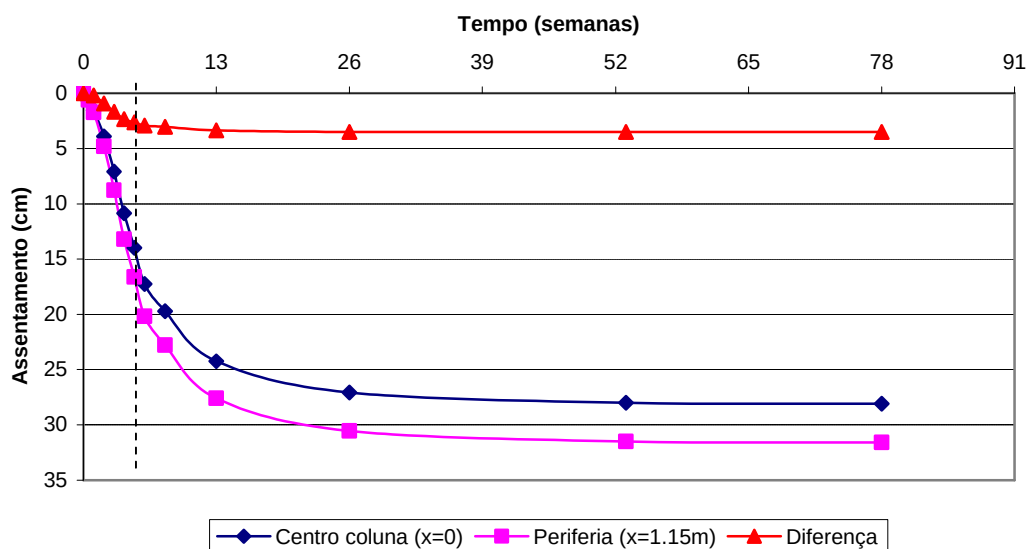


Figura 4.13 – Evolução temporal do assentamento no centro da coluna ( $x=0$ ) e na periferia da célula ( $x=1.15m$ ), para  $z=0m$

Uma outra conclusão de cariz mais pragmático que se pode tirar é a de que o efeito de arco, conjugado com o facto das camadas de aterro serem sempre colocadas niveladas, ou seja, “esquecendo” os assentamentos já processados até então, e também de, em regra, aquando da construção da última camada já ter decorrido algum tempo desde a colocação das anteriores (ou seja, de ter decorrido o tempo suficiente para se ter mobilizado uma boa parte do efeito de arco), conduz a que não sejam praticamente detectados assentamentos diferenciais à superfície do aterro, ao longo do tempo que dura a consolidação, conclusão com algum interesse prático.

Numa tentativa de aprofundar um pouco mais o que se passa a nível das deformações, tentou-se representar nas figuras que se seguem alguns resultados de uma forma diferente. Assim, na Figura 4.14 representa-se o deslocamento vertical ao longo da interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ) para 3 instantes diferentes (4, 9 e 78 semanas).

Verifica-se que, no caso em estudo, não existe uma zona mais próxima da superfície cuja variação do deslocamento vertical seja mais importante, apesar de se detectar um ligeiro aumento da inclinação da curva a cerca dos 2.5 metros de profundidade. Por outras palavras, o assentamento total observado na base do aterro é função das deformações verificadas em todo o comprimento da coluna, e não apenas numa zona superior. Obviamente que esta constatação é apenas válida para as condições do problema em estudo.

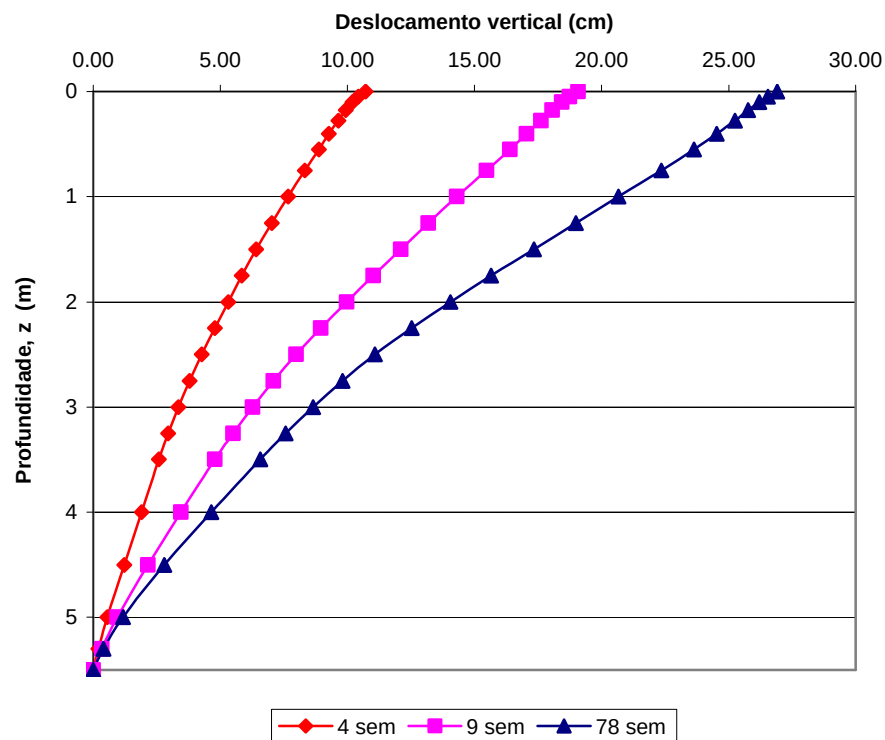


Figura 4.14 - Deslocamento vertical ao longo da interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ) para 3 instantes de tempo diferentes (4, 9 e 78 semanas)

Este facto revela que, em princípio, será natural que na interface coluna/solo haja um movimento radial da coluna de brita, no sentido do solo, devido ao mecanismo de expansão lateral, que não se restringe apenas à zona mais superficial e que, tal como referido no Capítulo 2, se situaria de acordo com alguns autores dentro de cerca dos primeiros 4 metros de profundidade (dado se ter adoptado uma coluna com 1m de diâmetro). Na Figura 4.15 representou-se o perfil de deslocamentos horizontais na interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ) para 4, 9 e 78 semanas. Verifica-se que os deslocamentos horizontais existem ao longo do comprimento de toda a coluna (com a excepção óbvia da base) mas que é na zona até aos 2.5 metros de profundidade que se concentram os maiores deslocamentos, de certa forma de acordo com o que se passa com as deformações verticais.

Outra observação prende-se com o facto de até o final do carregamento (4 semanas) a variação dos deslocamentos radiais ser aproximadamente constante em profundidade, notando-se apenas que o “disparar” dos mesmos - nos primeiros 2.5 metros - decorre do próprio processo de consolidação.

Este efeito é também observado na Figura 4.14 em que a inclinação da curva representativa dos deslocamentos verticais para as 4 semanas é mais próxima de uma recta do que a das 78 semanas.

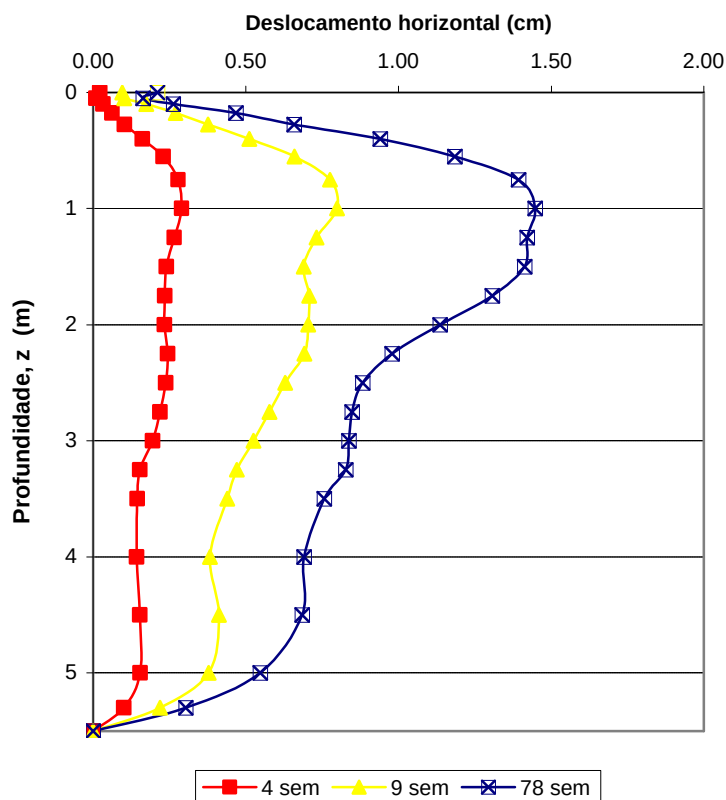


Figura 4.15 – Evolução ao longo do tempo dos deslocamentos horizontais ao longo da interface coluna/solo ( $x=0.5m$ )

No sentido de avaliar o que se passa em profundidade, representam-se nas Figuras 4.16 e 4.17 os deslocamentos verticais desde o eixo da coluna até à periferia da célula para várias profundidades ( $z=0$ ,  $z=0.1m$ ,  $z=0.4m$ ,  $z=1.0m$  e  $z=2.0m$ ), no final da construção do aterro (4 semanas) e no fim da consolidação (78 semanas), respectivamente.

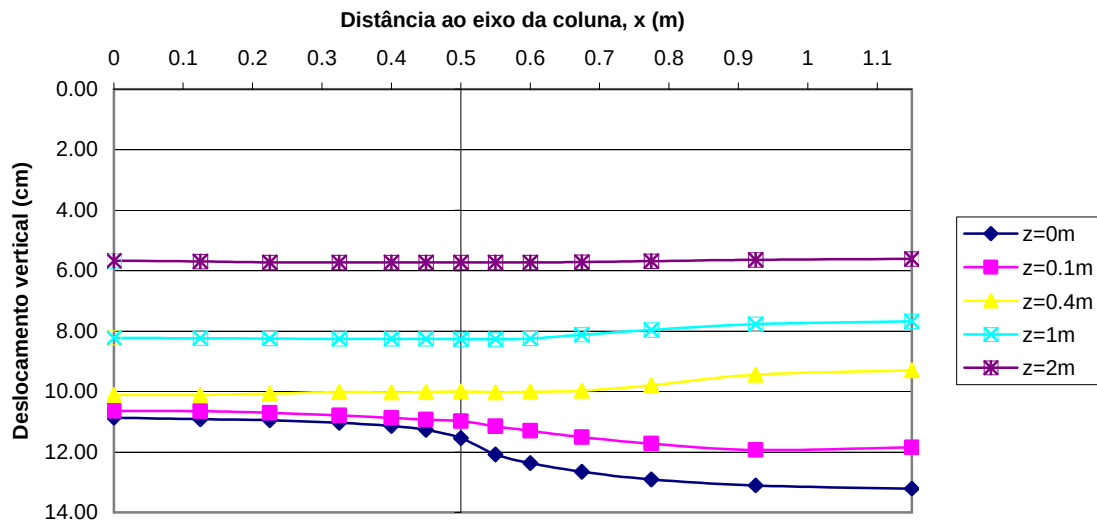


Figura 4.16 – Deslocamentos verticais no final da construção para profundidades  $z=0$ ,  $z=0.1m$ ,  $z=0.4m$ ,  $z=1.0m$  e  $z=2.0m$

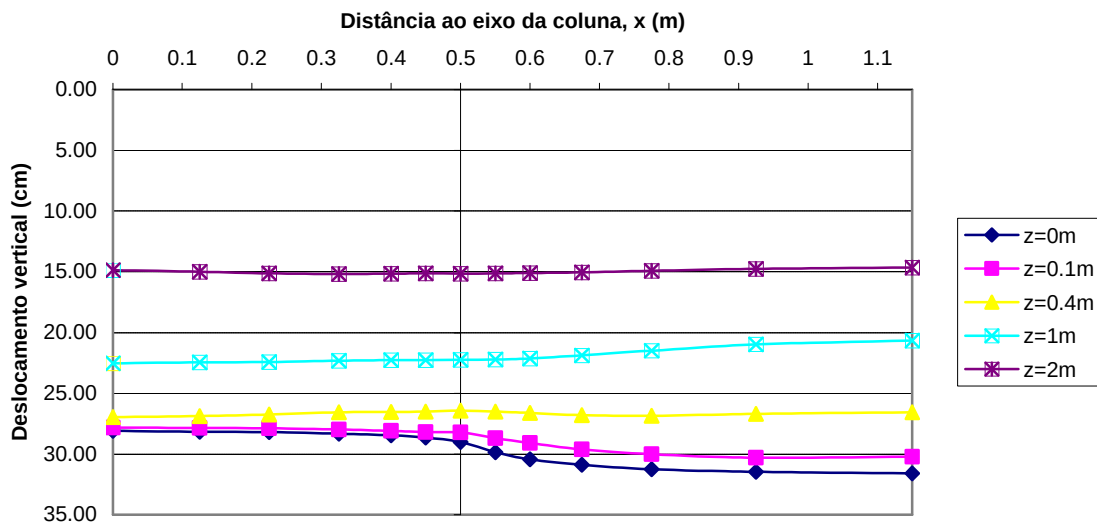


Figura 4.17 – Deslocamentos verticais no final da consolidação para profundidades  $z=0$ ,  $z=0.1m$ ,  $z=0.4m$ ,  $z=1.0m$  e  $z=2.0m$

De um modo geral, e em ambas as situações, verifica-se que à medida que a profundidade aumenta os deslocamentos verticais tendem a ser mais uniformes. Observam-se no entanto alguns aspectos curiosos, que são de seguida salientados.

No final da construção do aterro, à superfície ou muito próximo dela o assentamento do solo circundante é superior ao da coluna, devido ao facto de a água tem que percorrer

até ser expulsa do solo ser pequena, ou seja, o processo de consolidação nessa zona já está em estado bastante avançado.

O mesmo não se passa quando a profundidade aumenta um pouco. À profundidade de 0.4m o assentamento do solo é menor do que o da coluna, o que se explica pelo facto de nesta fase e abaixo dessa zona o solo ainda não ter dissipado a maior parte do excesso de pressão neutra e comportar-se ainda como praticamente incompressível. À medida que a consolidação se processa este efeito desaparece, de tal modo que no seu final (78 semanas) o assentamento nos dois materiais a 0.4m de profundidade é praticamente o mesmo.

Nas condições do problema em estudo, e no final da consolidação, a partir de uma profundidade de cerca de 0.5m, correspondente a meio diâmetro, os assentamentos calculados são praticamente uniformes ao longo da distância radial.

Outro facto que resulta da observação da Figura 4.17 é que, em profundidade, o perfil de assentamentos não revela que os deslocamentos verticais do solo sejam sempre maiores que os da coluna, como por exemplo se pode constatar para a profundidade de 1m.

### 4.3.3 – Tensões

Apresentam-se nas Figuras 4.18 e 4.19 os excessos de pressão neutra ( $\Delta u$ ) durante a fase de construção do aterro e no período pós-constutivo, respectivamente.

É visível uma rápida evolução do excesso de pressão neutra com o tempo, sendo igualmente fácil de visualizar as duas fronteiras de drenagem existentes. No final da construção do aterro, ou seja às 4 semanas, o excesso da pressão neutra máximo é de cerca de 33.5 kPa (inferior aos 40 kPa correspondente ao peso dos 2 metros de aterro, e apenas na zona mais afastada da coluna a uma profundidade entre 0.5 a 2 diâmetros. Também se pode observar que a forma das linhas isócronas do excesso de pressão neutra não é vertical, de acordo com o referido no Capítulo 2.

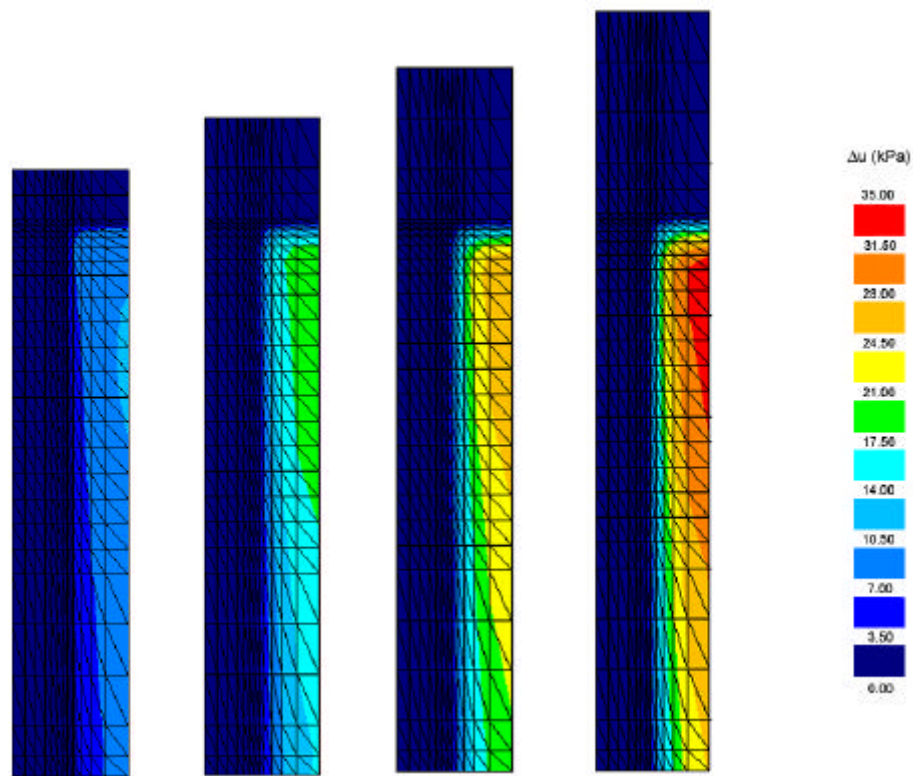


Figura 4.18 – Excesso de pressão neutra gerado durante a construção

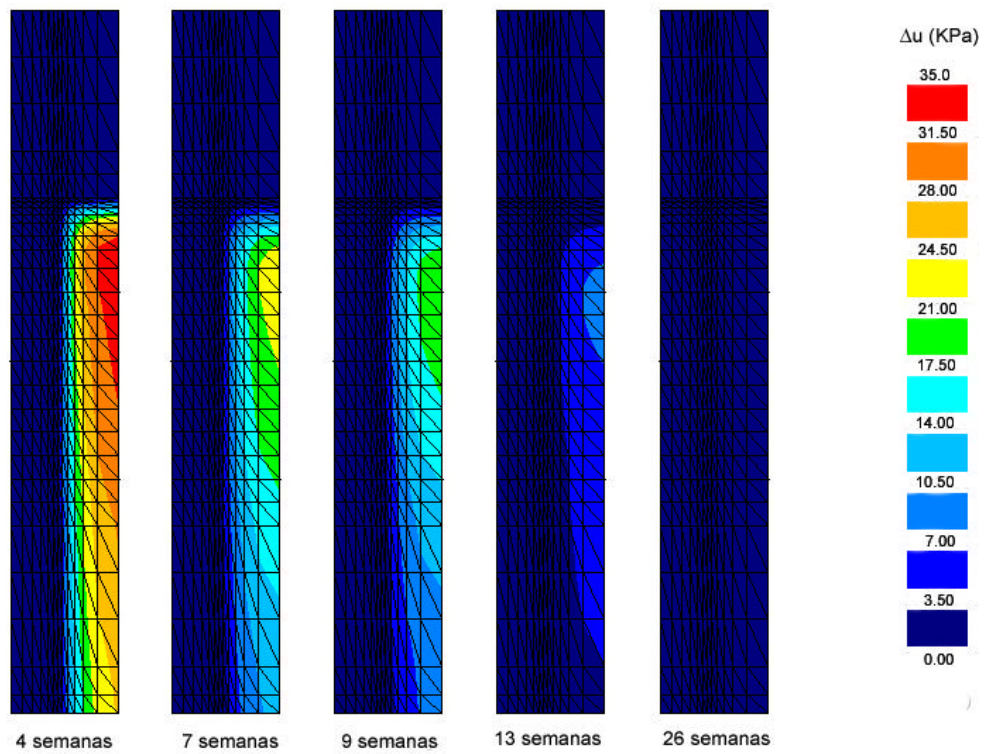


Figura 4.19 – Excesso de pressão neutra após a construção

Verifica-se igualmente que a partir das 9 semanas a parcela que falta dissipar dos excessos de pressão neutra é já pequena – o valor máximo, numa zona já de extensão muito reduzida, é de 21kPa – e que entre as 13 e 26 semanas a consolidação praticamente termina, o que está de acordo com a evolução com o tempo do assentamento médio na base do aterro, já ilustrada na Figura 4.7.

Tal como explicado no Capítulo 2, ao longo do processo de consolidação, com a consequente redução de volume pela expulsão de água à medida que se dissipam os excessos de pressão neutra, aumentam as tensões efectivas, especialmente na coluna de brita. Na Figura 4.20 estão representadas, através de mapas de colorações, os acréscimos da tensão efectiva vertical, em diferentes períodos de tempo.

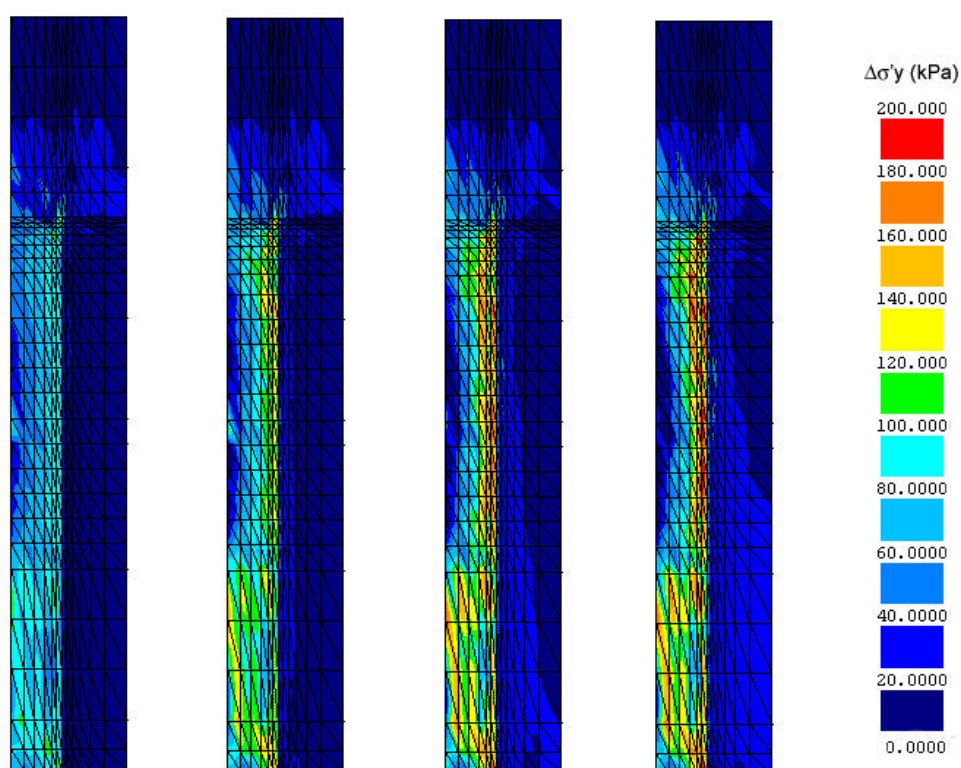


*Figura 4.20 – Acréscimo de tensão efectiva vertical,  $s'_v$ , para um tempo decorrido de 4, 7, 13 e 78 semanas respectivamente.*

Verifica-se que logo após o final da construção – 4 semanas – existe uma concentração de tensões efectivas verticais na coluna. Começa-se também a verificar que a zona da coluna mais periférica tende a concentrar uma maior tensão efectiva vertical do que a zona mais central. Com o decorrer da consolidação estes fenómenos aprofundam-se, destacando-se o seguinte:

- existe sem dúvida uma concentração de tensões efectivas verticais na coluna de brita, que absorve a maior fatia do carregamento aplicado pelo peso do aterro;

- esta concentração de tensões ocorre principalmente na orla exterior da coluna e tende a aumentar com o decorrer do tempo;
- a tensão efectiva vertical também aumenta no solo circundante, mas a um ritmo menor.

Apresenta-se nas Figuras 4.21 e 4.22 os diagramas do acréscimo da tensão efectiva vertical, em função da distância ao centro da coluna, para as duas profundidades  $z=0.4\text{m}$  e  $z=1\text{m}$  respectivamente. Da observação destas figuras ressalta que o diagrama dos acréscimos das tensões efectivas verticais:

- não é constante em cada um dos materiais; particularmente, na coluna as variações são bastante apreciáveis, notando-se claramente a tendência para um maior aumento da tensão efectiva vertical na orla exterior da mesma;
- varia com o tempo decorrido, notando-se em média um acréscimo quer na zona da coluna, quer na zona do solo envolvente, o que naturalmente é devido à lenta dissipação dos excessos de pressão neutra.

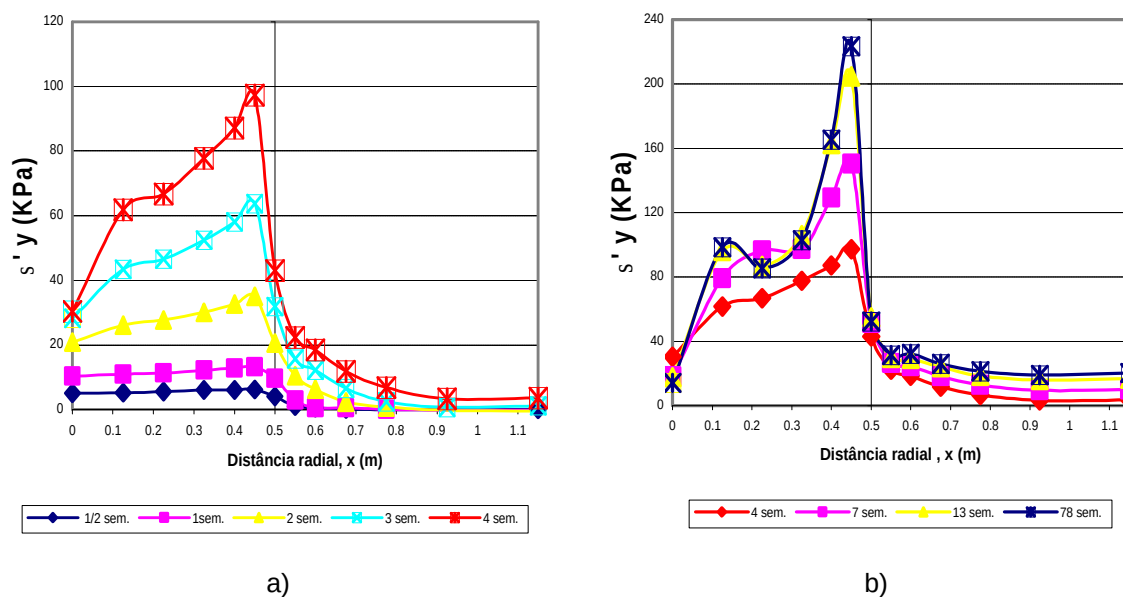


Figura 4.21 – Incrementos de tensão vertical efectiva a uma profundidade de 0.4m: a) durante a construção do aterro; b) após a construção

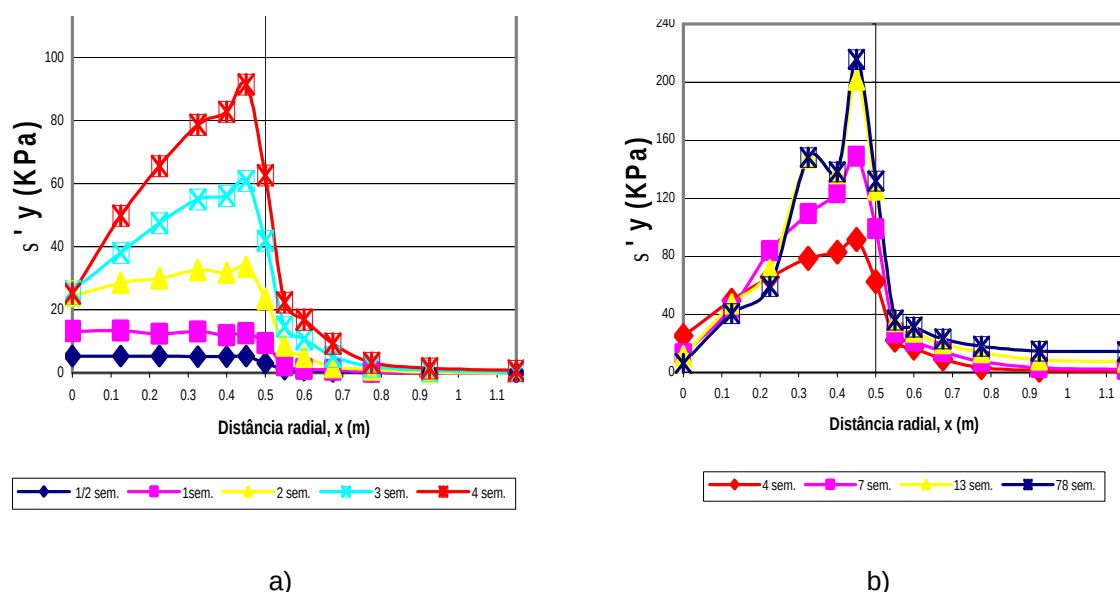


Figura 4.22 – Incrementos de tensão vertical efectiva a uma profundidade de 1.0m: a) durante a construção do aterro; b) após a construção

O fenómeno da concentração das tensões efectivas verticais pode ser avaliado pelo anteriormente introduzido factor de concentração de tensões,  $FC$ , sendo a sua definição relembrada:

$$FC = \frac{\Delta s'_v(col)}{\Delta s'_v(solo)} \quad (4.2)$$

em que  $\Delta s'_v(col)$  e  $\Delta s'_v(solo)$  representam, respectivamente, os acréscimos médios da tensão vertical efectiva na coluna e no solo. Como também foi referido no mesmo capítulo, este factor não é independente do tempo nem é constante ao longo da profundidade da coluna.

Assim, tendo em vista avaliar a variação de  $FC$  no problema em estudo, este factor foi calculado a diferentes profundidades e em distintos instantes de tempo por um processo aproximado que se passa a descrever.

Considere-se um diagrama de acréscimos da tensão efectiva vertical semelhante a um dos representados na Figura 4.21, para um dado instante de tempo e a uma dada profundidade, de acordo com a Figura 4.23.

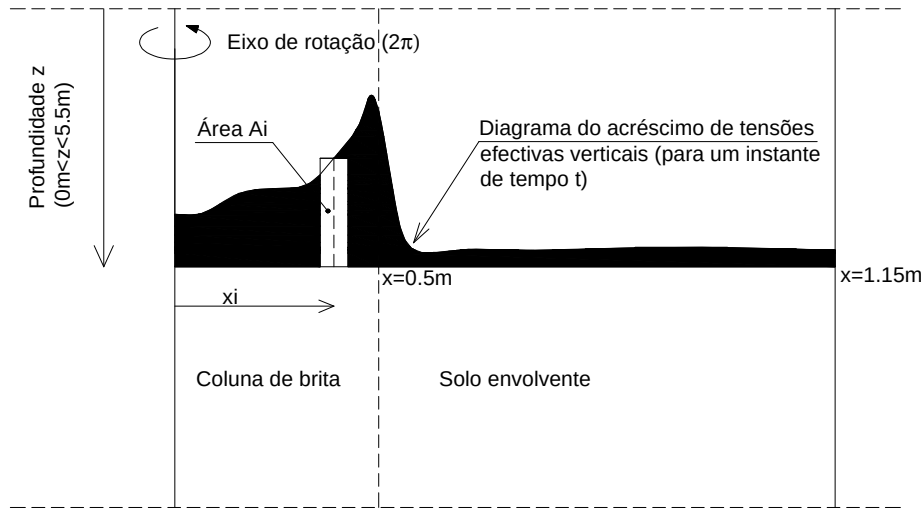


Figura 4.23 – Esquema usado para o cálculo do factor de concentração de tensões

O acréscimo de carga vertical efectiva correspondente à parcela de área  $A_i$ , de modo aproximado, é dado pelo produto da área pela distância percorrida pelo seu centro de gravidade durante a rotação efectuada.

$$\Delta N(A_i) = A_i \cdot 2p \cdot x_i \quad (4.3)$$

O acréscimo de carga vertical efectiva total a actuar na coluna e no solo envolvente, será a soma do contributo de cada parcela:

$$\Delta N(coluna) = 2p \cdot \sum_{i=1}^{i=n} A_i \cdot x_i \quad ; \quad \Delta N(solo) = 2p \cdot \sum_{i=n+1}^{i=f} A_i \cdot x_i \quad (4.4a); (4.4b)$$

em que  $n$  representa o número de parcelas ainda na zona da coluna e  $f$  o número total de parcelas incluindo as zonas da coluna e do solo envolvente (as distâncias  $x_i$  correspondem, por uma questão de simplificação de cálculo, aos nós da malha de elementos finitos).

Dado que o acréscimo de tensão efectiva vertical média em cada material é obtido pela divisão do acréscimo de carga pela área de actuação, vem que, no caso concreto

$$FC = \frac{\Delta N(coluna) / (p \cdot 0.5^2)}{\Delta N(solo) / (p \cdot (1.15^2 - 0.5^2))} \quad (4.5)$$

Esta foi a expressão usada no cálculo dos valores de  $FC$ . Como para cada profundidade e para cada instante de tempo o diagrama do acréscimo de tensões efectivas verticais não é

representado por uma função analítica, o método que se descreveu é necessariamente um método aproximado.

Apresenta-se na Figura 4.24 um diagrama com a evolução em profundidade de  $FC$  no final da consolidação. Observa-se claramente uma variação de  $FC$  em profundidade e que este, partindo de um valor de 3.6, aumenta rapidamente até que a uma profundidade de cerca de 0.5m atinge o seu valor mais elevado de cerca de 6.7. A partir dessa profundidade  $FC$  decresce mais moderadamente e estabiliza num valor da ordem de 5.

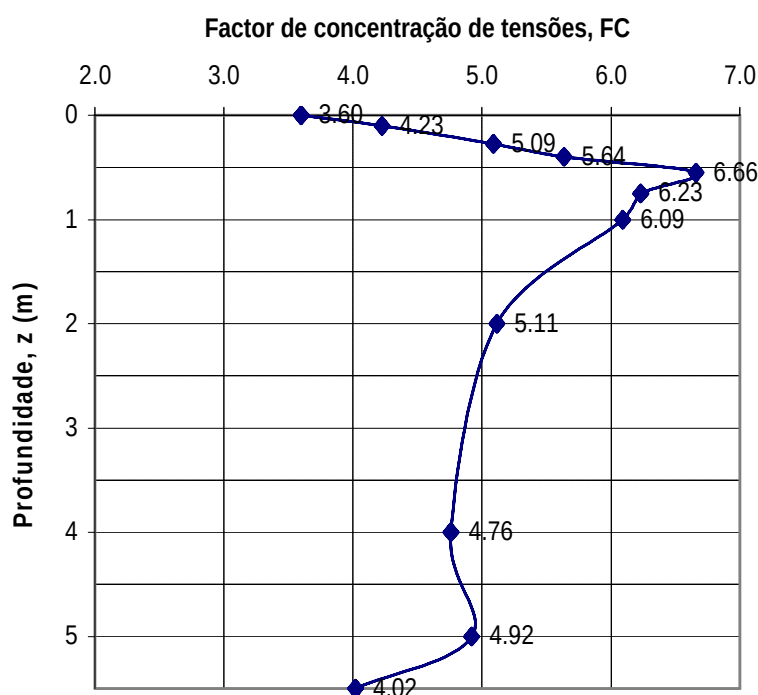


Figura 4.24 – Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade, no final da consolidação

Na tentativa de melhor explicar o mecanismo de transferências de tensões, é apresentada na Figura 4.25, a tensão tangencial,  $t$ , na interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ). O sinal de  $t$  é positivo quando o solo exerce sobre a coluna uma acção descendente e negativo na situação inversa.

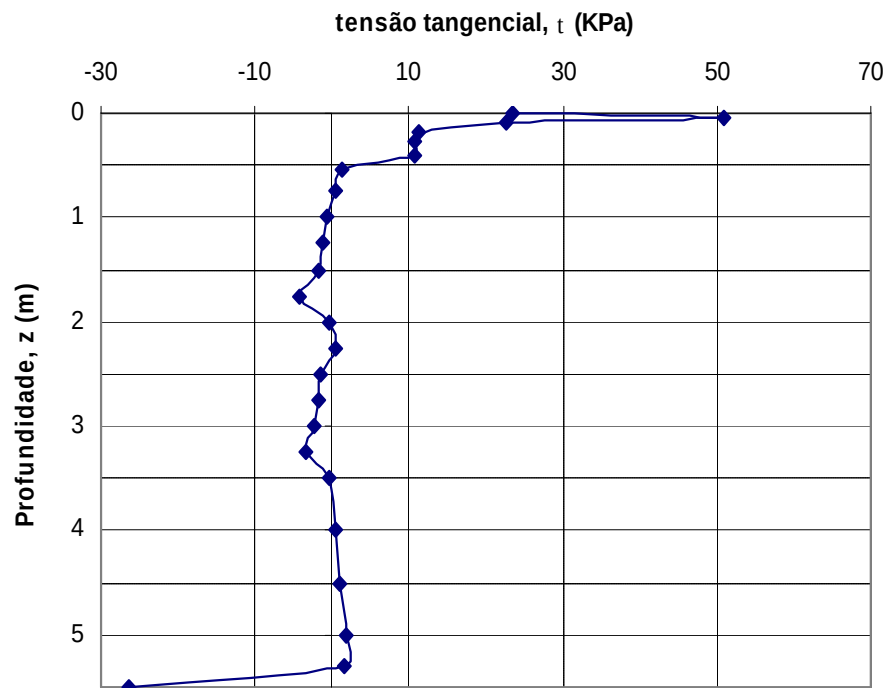


Figura 4.25 – Evolução da tensão tangencial ao longo da interface coluna/solo, no final da consolidação

Pela observação conjunta das figuras 4.24 e 4.25 podem-se tirar as seguintes conclusões:

- Existe, tal como referido anteriormente, um mecanismo de efeito de arco no próprio aterro, pelo facto de à superfície o valor de  $FC$ , 3.6, ser já superior a metade do valor máximo atingido próximo dos 0.5m, que é de 6.7.
- Existe um mecanismo de arco - transferência de tensões por corte na interface, do material menos rígido (solo) para o mais rígido (coluna) – numa zona até 0.5m da superfície. Este efeito é claramente detectado pelo facto de  $FC$  aumentar rapidamente nessa zona e de ser exactamente aí onde ocorrem as tensões tangenciais máximas positivas, e está de acordo com a Figura 4.12 onde se representam as cruzetas de tensões efectivas no final da consolidação.
- A partir da profundidade de 0.5m, o efeito das tensões tangenciais na interface dilui-se, de tal modo que chega em algumas zonas a ser negativo, isto é, nessas zonas pelo facto de se concentrarem mais tensões verticais efectivas na coluna, esta deforma-se mais do que o próprio solo envolvente e passa a “apoiar-se” neste, diminuindo assim uma parte das tensões efectivas verticais e, consequentemente, o valor de  $FC$ .

Anteriormente referiu-se que  $FC$  também varia em função do tempo, pelo que julga-se importante no presente trabalho analisar igualmente essa dependência. Assim apresenta-se na Figura 4.26 a evolução de  $FC$  em profundidade para 3 instantes de tempo (final da construção do aterro, 13 semanas após o início da construção do mesmo e no final da consolidação). Por outro lado, na Figura 4.27 é apresentada a evolução ao longo do tempo do factor de concentração de tensões para duas profundidades diferentes,  $z=0.4\text{m}$  e  $z=1.0\text{m}$ , que se julga exemplificativas do comportamento para outras profundidades.

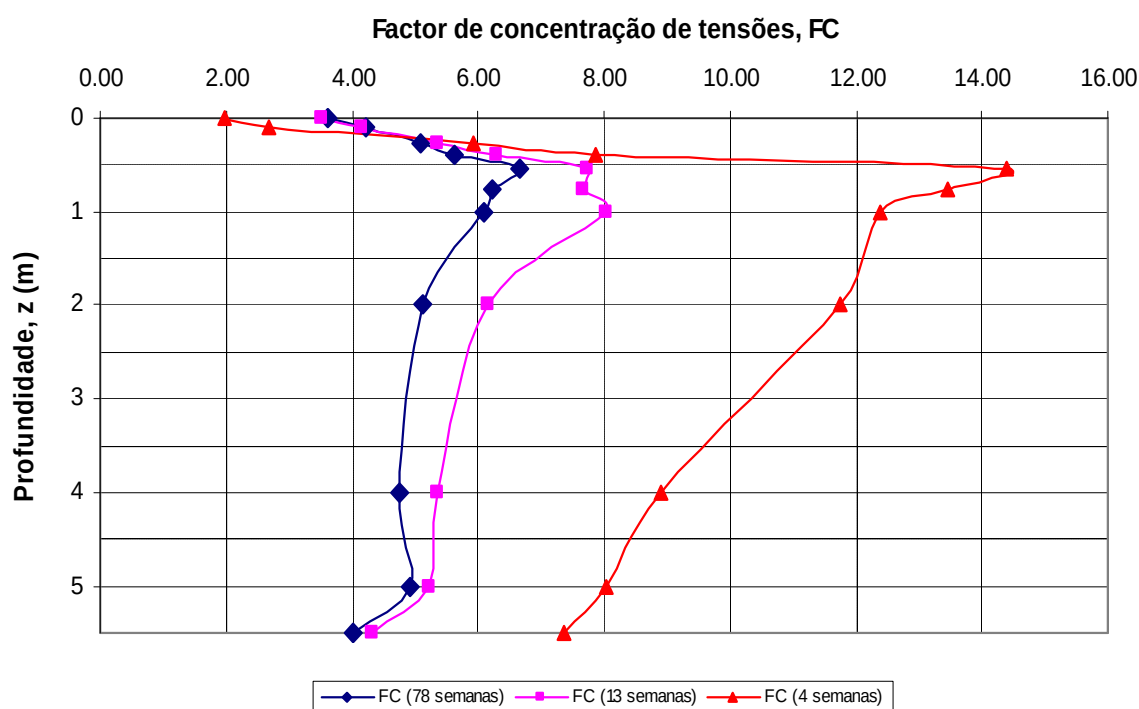


Figura 4.26 – Evolução do factor de concentração de tensões,  $FC$ , em profundidade, para os instantes de 4, 13 e 78 semanas.

Analisando ambas as figuras constata-se que  $FC$  decresce claramente à medida que se processa a consolidação. Este efeito pode ser explicado devido ao maior aumento relativo do acréscimo da tensão efectiva vertical no solo em relação à coluna. Analisando as Figuras 4.22 a) e b) verifica-se que, com o decorrer do tempo e à medida que as pressões do líquido intersticial diminuem com o processo de consolidação, em ambos os materiais há um aumento da tensão efectiva vertical, mas que, em termos relativos, esse aumento é maior no solo do que na coluna, diminuindo deste modo o valor de  $FC$ .

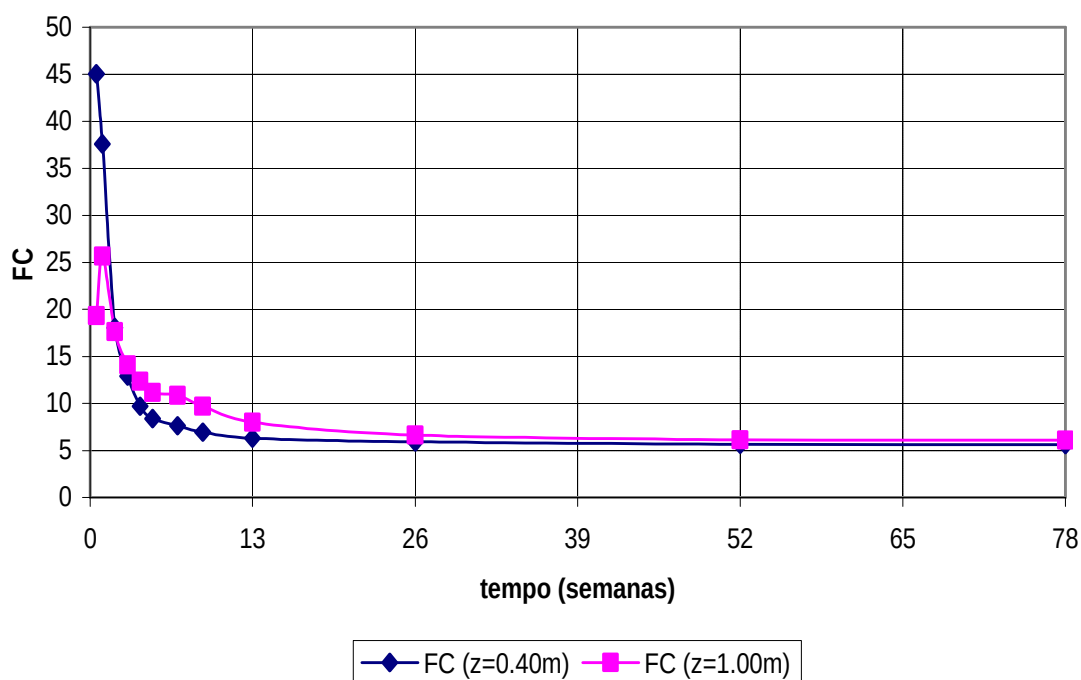


Figura 4.27 - Evolução ao longo do tempo do factor de concentração de tensões para duas profundidades diferentes,  $z=0.4m$  e  $z=1.0m$ .

A observação da Figura 4.26 permite concluir também que o efeito do travamento horizontal dos nós na base da célula fundamental torna-se mais importante à medida que a consolidação se processa. Isto é lógico, pois é fundamentalmente ao longo do processo de consolidação que se dá o mecanismo de expansão lateral da coluna.

Diversos autores estudaram a dependência de  $FC$  com a geometria do reforço, nomeadamente com o coeficiente de substituição  $CS$ , introduzido anteriormente. Para comparação com o exemplo numérico estudado e tendo presente que  $1/CS$  neste caso vale 5.3, seriam de esperar, segundo os autores abaixo referidos, factores de concentração de tensões, no final da consolidação e na base do aterro, da ordem dos indicados no quadro 4.3

Quadro 4.3 – Valores de Factores de Concentrações de Tensões à superfície, segundo diversos autores, para a relação  $1/CS = 5.3$ .

| Autor                  | Factor de Concentração de Tensões, $FC$ |
|------------------------|-----------------------------------------|
| Balaam e Poulos (1983) | 6,2                                     |
| Priebe (1976)          | 5,5                                     |
| Van Impe et al (1983)  | 2,1                                     |

Verifica-se, no final da consolidação, e observando atentamente a figura 4.24, que o factor de concentração de tensões, obtido numericamente, varia entre o valor mínimo de 3.6 à superfície (mas aumentando muito rapidamente para ligeiros aumentos de profundidade) e o valor máximo de 6.6, a cerca de 0.55m de profundidade, e que a partir daí decresce mais ligeiramente em profundidade até um mínimo próximo de 4.75.

Portanto, pelo exposto neste capítulo, nomeadamente no que se refere ao mecanismo de transmissão dos esforços por efeito de arco, o valor de  $FC_{final}$  não deve ser o obtido à superfície mas sim como resultado de uma média dos valores obtidos ao longo da profundidade da coluna. Deste modo entende-se que um valor da ordem dos 5.0 será o mais realista. Para efeitos de comparação com os autores supracitados, este valor de 5.0 encontra-se próximo dos valores fornecidos por Balaam e Poulos (1983) e por Priebe (1976).

Complementando os resultados relativos às tensões já apresentados neste ponto, ilustra-se ainda, na Figura 4.28, os níveis de tensão mobilizados em diferentes instantes, durante e após o período construtivo.

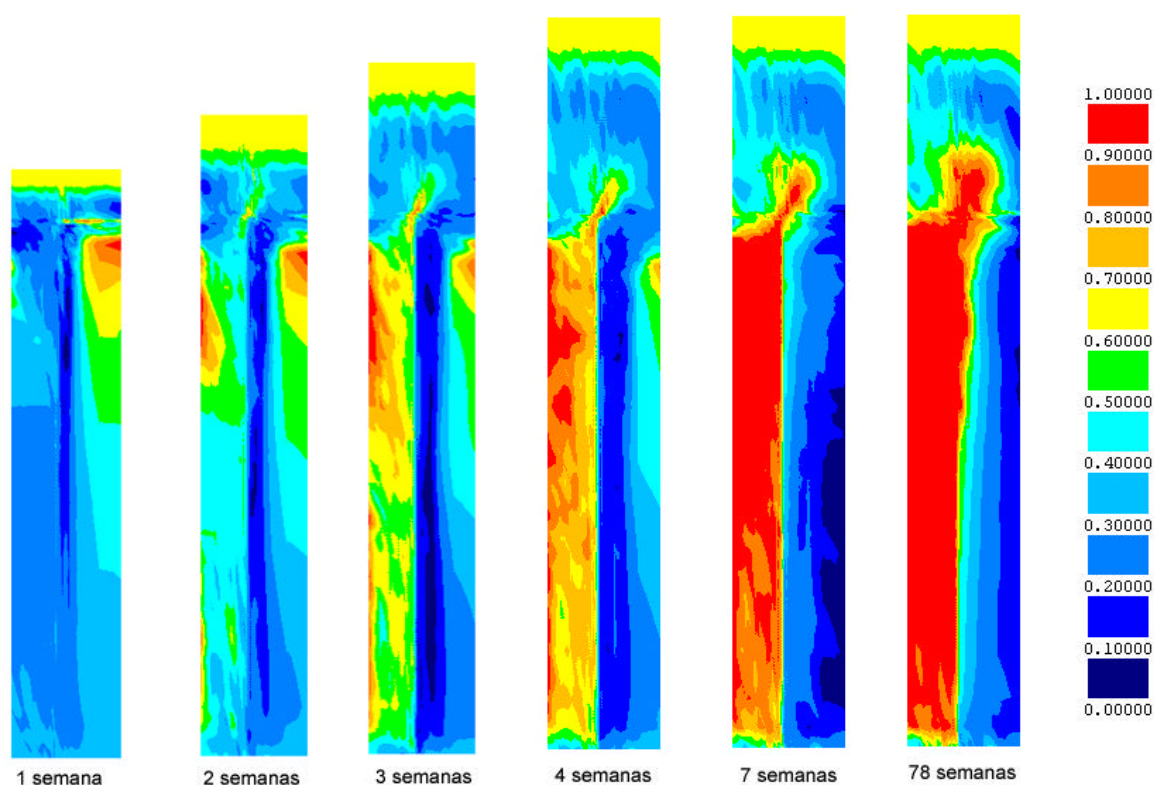


Figura 4.28 - Níveis de tensão mobilizados durante e após a construção do aterro.

O nível de tensão,  $SL$ , introduzido no capítulo 3, traduz, para cada ponto, o estado de tensão em relação ao estado crítico, podendo o seu valor variar entre 0 e 1, sendo este último correspondente ao estado crítico.

Na Figura 4.28 observa-se, na zona da coluna, um aumento generalizado do nível de tensão com o evoluir do tempo, constatando-se que numa fase inicial a que corresponde o final da construção do aterro – 4 semanas – já existe uma zona em que se atinge o estado crítico, que se situa nos primeiros 2.5m de profundidade, o que está de acordo com os deslocamentos horizontais máximos que aí ocorrem (ver Figura 4.15).

Com o decorrer do tempo esses deslocamentos horizontais continuam a aumentar (ver Figura 4.15) e generalizam-se um pouco ao longo do comprimento de toda a coluna, o que leva a que quase toda a coluna entre em estado crítico, bem como a zona do solo envolvente mais próximo da mesma. No entanto, este movimento de expansão ocorre bem para lá das 9 semanas e mesmo depois das 13 semanas, ou seja, na altura em que a consolidação já em grande parte se processou como se constatou nas figuras 4.18 - evolução do excesso de pressão neutra – e 4.7 – evolução do assentamento médio.

Na tentativa de melhor demonstrar que a expansão lateral continua a verificar-se a uma ritmo diferente da evolução da consolidação, representa-se na Figura 4.29 a evolução do deslocamento horizontal de um ponto situado na interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ) a uma profundidade  $z=1.0m$  (é a essa profundidade que ocorrem os maiores deslocamentos horizontais, de acordo com a Figura 4.15), em percentagem do deslocamento horizontal máximo desse mesmo ponto no final da consolidação (1.45cm), e a evolução, também em percentagem, do assentamento médio final obtido numericamente (“mede” o grau de consolidação médio já processado), que é de 27.9cm.

Constata-se que as duas linhas não são coincidentes e que, por exemplo 13 semanas após o início da construção do aterro, já se processaram 86% dos assentamentos e apenas 78% do deslocamento horizontal do ponto de coordenadas  $x=0.5m$  e  $z=1.0m$ . Dito de outra forma, o tempo necessário para se verificarem 90% dos assentamentos é cerca de 16 semanas e o tempo necessário para se ter processado 90% do deslocamento horizontal do referido ponto é aproximadamente 23 semanas, ou seja, em termos relativos há uma diferença de tempo de mais 43%.

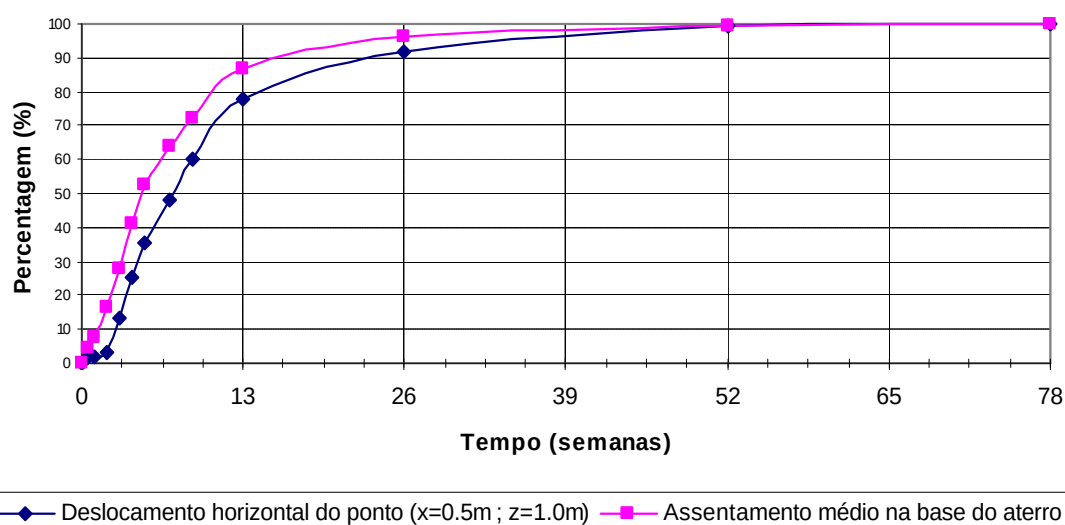


Figura 4.29 - Evolução do deslocamento horizontal de um ponto situado na interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ) e a uma profundidade  $z=1.0m$  em percentagem do deslocamento horizontal máximo desse mesmo ponto no final da consolidação, e a evolução, também em percentagem do valor máximo no final da consolidação, do assentamento médio na base do aterro ( $z=0m$ ).

Nestas condições, com o decorrer do tempo e à medida que as expansões laterais aumentam, o solo circundante é também cada vez mais solicitado, o que faz com que as zonas próximas do estado crítico no solo também aumentem em extensão. Obviamente, à medida que o afastamento em relação à coluna aumenta o nível de tensão diminui, o que se pode verificar pela análise da Figura 4.30, em que se encontra representada a evolução de  $SL$  à profundidade  $z=1.0m$ .

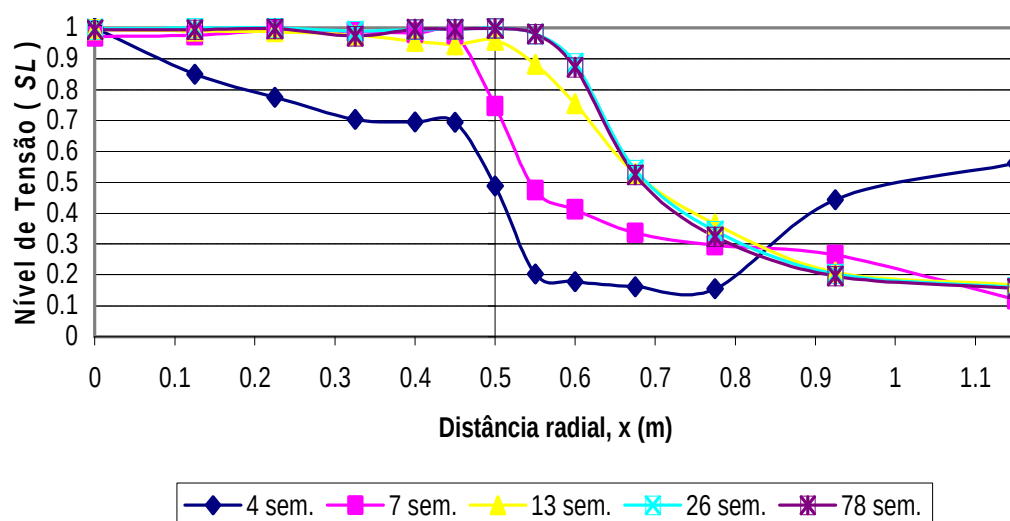


Figura 4.30 – Nível de Tensão,  $SL$ , em função da distância radial, para diversos instantes de tempo após a construção e a uma profundidade de  $z=1.0m$

É visível que, com o decorrer do processo de consolidação, existe um alastrar das zonas próximas do estado crítico. No solo circundante, e para o final da consolidação, a faixa cujo valor de  $SL$  é superior a 0.9 é de cerca de 10cm

Voltando à Figura 4.28 verifica-se que a coluna está próxima do estado crítico desde muito cedo (as colorações para as 7 semanas assim o indicam), pelo que também se pode concluir que os assentamentos que se processam a partir dessa altura são função da diminuição de volume do solo circundante (pelo “empurrar” da coluna) uma vez que a coluna já só se deforma a volume constante (situação de estado crítico).

Verifica-se que, no solo envolvente, existe uma zona que inicialmente (às 4 semanas) está mais próxima do estado crítico, afastada da coluna e a cerca de 0.5 metros de profundidade. No entanto, com o decorrer do tempo esse efeito desaparece e apenas sobressai o facto do nível de tensão ser mais baixo quanto mais afastado o solo se encontrar da coluna.

Por fim, importa referir que se constata igualmente, na Figura 4.28, o efeito de arco no aterro propriamente dito, devido à existência do efeito de corte pronunciado na zona de transição coluna-solo, que determina que essa zona do aterro esteja em estado crítico no final da consolidação.

#### 4.3.4 – Factor de redução de assentamentos

Para avaliar o factor de redução de assentamentos modelou-se o problema anteriormente descrito mas não considerando a presença das colunas de brita. Foi adoptado no solo compressível um valor de  $k_0$  igual a 0.5, correspondente ao estado de repouso inicial. Apresenta-se na Figura 4.31 a evolução do assentamento médio ao longo do tempo na base do aterro para ambas as situações (com e sem colunas de brita).

Constata-se que, pela introdução do reforço com colunas de brita, há uma diminuição do valor do assentamento máximo de 44.7 cm para 29.2 cm, que corresponde a uma redução de cerca de 35%. O factor de redução de assentamentos,  $FRA$ , definido anteriormente como sendo a relação entre o assentamento do solo reforçado e não reforçado, será então 0.65 e o factor de melhoramento,  $n$ , aproximadamente 1.53.

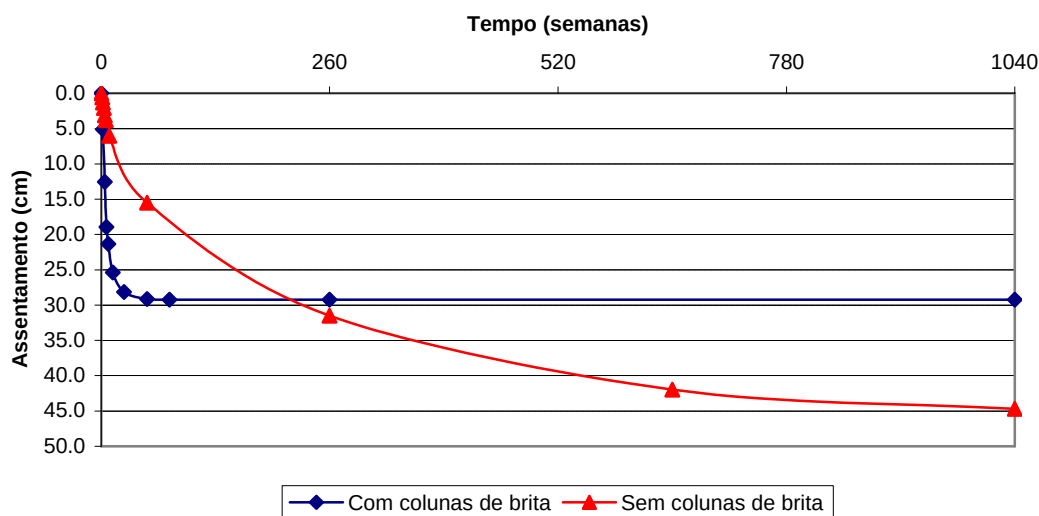


Figura 4.31 – Assentamentos médios na base do aterro ao longo do tempo para as situações com e sem reforço com colunas de brita

De modo a balizar os resultados obtidos, apresenta-se de seguida o assentamento previsto pelos diversos métodos propostos pelos autores referidos no Capítulo 2. Chama-se a atenção para o facto destas estimativas partirem todas de pressupostos diferentes e de alguns parâmetros terem que ser estimados indirectamente, pelo que a comparação destes métodos com o resultado numérico deve ser considerada como meramente indicativa.

#### i) Método de Mattes e Poulos

Considerando um factor de influência,  $I_p$ , igual a 1.6, uma carga na cabeça da coluna de brita correspondente a toda a carga aplicada na célula unitária (hipótese simplificativa), uma relação  $I_{sol} / I_{col} = 20$ , é necessário estimar o módulo de elasticidade do solo e da coluna. Recorre-se às seguintes definições (Lambe e Witman 1979):

$$D = \frac{(1 + e_0) \cdot s'_{va}}{0.435 \cdot C_c} \quad (4.6)$$

e

$$D = \frac{E(1 - m)}{(1 + m)(1 - 2m)} \quad (4.7)$$

em que  $D$  representa o módulo de elasticidade confinado,  $E$  o módulo de elasticidade,  $s'_{va}$  a tensão efectiva média entre os estados de tensão inicial e final de um ponto situado a meio da

camada do estrato mole (considerou-se toda o acréscimo de carga vertical a ser recebida pela coluna) e os restantes símbolos com os significados anteriormente apresentados. Para os cálculos efectuados considerou-se um ponto situado a meio da camada, ou seja, a 2.75m de profundidade.

Determinou-se o valor do índice de vazios inicial a partir do volume específico, de acordo com os conceitos da mecânica dos solos dos estados críticos (Britto e Gunn, 1987):

$$e_0 = 1 - [\Gamma - k \cdot \ln(p) - (l - k) \ln(a_p)] \quad (4.8)$$

Deste modo:

$$D_{sol} = \frac{(1 + 1.771) \cdot 19.25}{0.435 \cdot 0.5065} = 242 \text{ kN} / \text{m}^2 ;$$

$$D_{col} = \frac{(1 + 0.869) \cdot 133.3}{0.435 \cdot 0.0253} = 22637 \text{ kN} / \text{m}^2$$

e

$$E_{sol} = 201 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$E_{col} = 16816 \text{ kN} / \text{m}^2$$

o que conduz a uma relação  $E_{col} / E_{sol}$  de 83.7. Então, de acordo com a equação 2.13, seria de esperar um assentamento final da ordem dos 23 cm.

## ii) Método de Greenwood

Este método avalia o factor de redução de assentamentos em função da resistência não drenada do solo mole,  $c_u$ . Determinou-se indirectamente o valor de  $c_u$  de acordo com os conceitos da mecânica dos solos dos estados críticos (Britto e Gunn, 1987):

$$c_u = \frac{1}{2} q_f = \frac{1}{2} M \cdot \exp\left(\frac{\Gamma - n_f}{l}\right) \quad (4.9)$$

em que

$$n_f = \Gamma - k \cdot \ln(p) - (l - k) \ln(a_p) \quad (4.10)$$

Deste modo, e considerando simplifadamente o estado de tensão de um ponto situado a meio do estrato mole,

$$n_f = 3.26 - 0.02 \ln(12.83) - (0.22 - 0.02) \ln(8.907) = 2.771$$

$$c_u = \frac{1}{2} 1.2 \exp\left(\frac{3.26 - 2.771}{0.22}\right) = 5.54 \text{ kPa}$$

O ábaco proposto pelo autor permite apenas avaliar o valor de  $FRA$  para valores de  $c_u$  superiores a 20kPa.

**iii) Método simplificado de Aboshi et al** – De acordo com a equação 2.22, considerando  $CS = 0.19$  e um factor de concentração de tensões de cerca de 5.0 (valor médio retirado da observação da Figura 4.24, obtêm-se o valor estimado de  $FRA$  igual a 57%, o que conduz a um assentamento final previsível de 25.5 cm.

**iv) Método de Balaam e Booker** – Considerando  $q_A$  igual a 40 kPa,  $g_{sol}$  igual a 17 kN/m<sup>3</sup> e

$h$  igual a 5.5 metros, obtêm-se uma relação  $\frac{q_A}{g \cdot h}$  de 0.43. De acordo com o gráfico da Figura 2.9,

é-se conduzido a um valor da relação  $\frac{d \cdot E_{sol}}{g \cdot h^2}$  igual a 0.12, o que leva – considerando  $E_{sol} = 201$  kN/m<sup>2</sup> – a um assentamento de cerca de 31 cm.

**v) Método de Priebe** – Segundo este método, para se calcular o factor reduzido de melhoramento,  $n_1$ , é necessário conhecer qual o acréscimo da relação  $\Delta(A/A_{col})$ . Este pode ser estimado com recurso à Figura 2.13. Considerou-se  $f_{col} = 38^\circ$  e uma relação entre módulos de elasticidade confinado  $D_{col}/D_{sol} = 94$ . O acréscimo da relação de áreas obtido é de cerca de 0.08.

Assim o factor  $n_1$  obtido, de acordo com o gráfico constante da Figura 2.12, é de aproximadamente 2.0. O factor de profundidade,  $f_d$ , não se aplica neste caso uma vez que conduz a valores negativos. Este factor só se aplica para grandes profundidades, em que o efeito do confinamento do solo envolvente é maior. No caso presente este baixo efeito da profundidade, ou seja, pouco confinamento lateral foi confirmado numericamente e é bem visível na Figura 4.15 em que a expansão lateral da interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ) pouco se atenua com a profundidade.

Deste modo o assentamento previsível na base do aterro com o solo reforçado com colunas de brita, segundo Priebe, é de cerca de 23 cm.

No Quadro 4.4 resume-se os resultados obtidos pela simulação numérica, e pela metodologias propostas pelos cinco autores citados. Conclui-se que não existe uma grande dispersão de resultados entre os diversos autores, nem grandes diferenças em relação à simulação numérica.

Quadro 4.4 – Comparação dos assentamentos na base do aterro obtidos numericamente com a previsão de cinco autores distintos, para o solo reforçado com colunas de brita.

|                   | Modelo numérico | Mattes e Poulos | Greenwood | Aboshi et al | Balaam e Booker | Priebe |
|-------------------|-----------------|-----------------|-----------|--------------|-----------------|--------|
| $FRA(\%)$         | 65              | 53              | -         | 57           | 69              | 53     |
| $n$               | 1.53            | 1.94            | -         | 1.75         | 1.44            | 1.94   |
| Assentamento (cm) | 29.2            | 23              | -         | 25.5         | 31              | 23     |

$FRA$  - Factor de redução de assentamentos;  $n$  - factor de melhoramento

Observando de novo a Figura 4.31, para além da óbvia redução do assentamento com a introdução de colunas de brita, é notória também uma forte aceleração da consolidação, a qual se encontra em grande parte realizada a partir da 12ª semana (mais de 85% de consolidação).

Calculando o tempo necessário para se terem processado 90% dos assentamentos para cada uma das duas situações, obtém-se o valor de 585 e 17 semanas respectivamente para a situação de não existência e de existência de reforço com colunas de brita. Este resultado, à partida já esperado, não deixa de ser muito significativo, pois traduz uma eficiência em termos de diminuição de tempo de consolidação da ordem das 35 vezes.

Do mesmo modo, no final da construção do aterro – 4 semanas – o assentamento caso não haja reforço, representa cerca de 7% do assentamento total enquanto que, considerando a presença de colunas de brita, o assentamento processado nesse instante de tempo já representa 41% do assentamento total.

## 4.4 – Considerações finais

A inclusão de colunas de brita num solo argiloso traduz-se em diversas melhorias de que se realçam a redução dos assentamentos, o aumento da velocidade com que estes se processam e um aumento de capacidade de carga.

O conjunto coluna de brita/solo circundante, que constitui a chamada célula fundamental, é um sistema que, pela mobilização do efeito de arco quer no aterro quer no próprio solo circundante (e que provoca um acréscimo de carga na coluna) e pelo mecanismo de expansão radial provocado por essa mesma concentração de carga na coluna, funciona como um todo.

É um processo evolutivo no tempo devido ao facto da dissipação do excesso da pressão intersticial, gerada durante a aplicação das cargas (construção do aterro), ser um processo que implica a consolidação do solo compressível que envolve as colunas.

A transferência de tensões para o material mais rígido - coluna de brita – e os equilíbrios que se geram entre os dois materiais diminuem o valor do assentamento final.

O efeito de fronteira drenante que a presença de colunas de brita provoca diminui enormemente o tempo necessário para que o assentamento final estabilize, devido ao facto de, para características geométricas e mecânicas correntes, o escoamento radial ter um papel preponderante na aceleração da consolidação, visto que diminuem bastante as distâncias que as partículas de água têm que percorrer até serem expulsas.

## Capítulo 5

### ANÁLISES PARAMÉTRICAS

#### 5.1 – Introdução

Pretende-se fazer neste capítulo uma análise de sensibilidade da resposta do sistema coluna de brita/solo envolvente, que constitui a chamada célula fundamental, à variação de determinados parâmetros que se julga importantes no comportamento de um solo reforçado com colunas de brita.

As análises paramétricas efectuadas, tiveram por base o problema descrito no capítulo anterior – neste capítulo designado por problema-base -, pelo que se mantêm válidas as condições impostas para a célula fundamental, nomeadamente no que refere ao confinamento lateral da célula e a todas as restantes condições fronteira.

Apresentam-se resultados, análises e considerações julgadas mais relevantes, procurando-se, em todos os parâmetros que foram alvo de estudo, compreender a sua maior ou menor influência não só em termos de resultados finais mas, quando pertinente, também a sua influência na evolução ao longo do tempo.

As conclusões que se tiram devem ser sempre enquadradas nas condições específicas do problema em estudo, sem prejuízo de em alguns casos se poderem generalizar. Deste modo e tendo presente os resultados obtidos da análise aprofundada do problema-base, os parâmetros que foram alvo de análise de sensibilidade foram:

- coeficiente de substituição (espaçamento entre colunas);
- espessura do estrato mole;
- ângulo de atrito da brita;
- deformabilidade do material de aterro;
- deformabilidade da brita.

Por uma questão de simplicidade, adoptaram-se letras para designar cada estudo paramétrico. No quadro 5.1 encontram-se sintetizados os cálculos efectuados; as letras com índice zero correspondem aos valores adoptados no problema-base.

Quadro 5.1 – Resumo dos cálculos efectuados na análise paramétrica

| Caso de estudo                   | Referência do cálculo | $CS$ | $H$<br>(m) | $f_{col}$<br>(°) | $l_{aterro}$ | $l_{col}$ |
|----------------------------------|-----------------------|------|------------|------------------|--------------|-----------|
| Coeficiente de substituição<br>C | C0                    | 0.19 | 5.5        | 38               | 0.03         | 0.011     |
|                                  | C1                    | 0.10 | “          | “                | “            | “         |
|                                  | C2                    | 0.15 | “          | “                | “            | “         |
|                                  | C3                    | 0.30 | “          | “                | “            | “         |
| Espessura do estrato mole<br>H   | H0                    | 0.19 | 5.5        | 38               | 0.03         | 0.011     |
|                                  | H1                    | “    | 8.25       | “                | “            | “         |
|                                  | H2                    | “    | 11.0       | “                | “            | “         |
| Ângulo de atrito da brita<br>B   | B0                    | 0.19 | 5.5        | 38               | 0.03         | 0.011     |
|                                  | B1                    | “    | “          | 41               | “            | “         |
|                                  | B2                    | “    | “          | 44               | “            | “         |
|                                  | B3                    | “    | “          | 47               | “            | “         |
| Deformabilidade do aterro<br>A   | R0                    | 0.19 | 5.5        | 38               | 0.03         | 0.011     |
|                                  | R1                    | “    | “          | “                | 0.015        | “         |
|                                  | R2                    | “    | “          | “                | 0.06         | “         |
| Deformabilidade da brita<br>D    | D0                    | 0.19 | 5.5        | 38               | 0.03         | 0.011     |
|                                  | D1                    | “    | “          | “                | “            | 0.022     |
|                                  | D2                    | “    | “          | “                | “            | 0.0055    |
|                                  | D3                    | “    | “          | “                | “            | 0.0022    |

## 5.2 – Coeficiente de substituição

### 5.2.1 – Considerações iniciais

Com a variação do coeficiente de substituição, que traduz a relação entre a área da coluna de brita e a área de influência da mesma, pretende-se simular o efeito da relação entre o raio da coluna, **a**, e o raio da área de influência de cada uma, **b**.

Na abordagem clássica ao comportamento das colunas de brita o coeficiente de substituição sempre foi o parâmetro fundamental na previsão quer do factor de redução de assentamentos, quer da capacidade de carga através da estimativa do factor de concentração de tensões.

Ao variar o  $CS$  pode variar ou o espaçamento das colunas de brita ou o diâmetro com que são executadas ou ambos, parâmetros que na maior parte das situações constituem os critérios principais de dimensionamento, com importantes implicações ao nível do custo das obras.

No caso presente, o coeficiente de substituição considerado no problema base foi de 0.19, que resultaria da adopção de uma malha triangular de colunas espaçadas de 2.2 m ou um espaçamento em malha quadrada de 2.03m. No estudo que agora se efectua foram considerados mais três valores diferentes para  $CS$ , dois inferiores, 0.10 e 0.15, e outro superior, 0.30. Manteve-se o raio da coluna,  $a$ , em 0.5m e fez-se variar a distância entre o eixo da mesma e a fronteira exterior da célula,  $b$ . Apresenta-se no Quadro 5.2 os 4 valores do coeficiente de substituição considerados, os valores de  $b$  respectivos, assim como o espaçamento entre colunas que teria que ser executado supondo uma distribuição triangular ou quadrada em planta.

Quadro 5.2 – Variação do coeficiente de substituição – espaçamentos em função do tipo de distribuição adoptada

| Cálculo | $CS$ | $1/CS$ | $b$ (m) | Espaçamento em malha triangular, $s$ (m) | Espaçamento em malha quadrada, $s$ (m) |
|---------|------|--------|---------|------------------------------------------|----------------------------------------|
| C0      | 0.19 | 5.3    | 1.15    | 2.20                                     | 2.03                                   |
| C1      | 0.10 | 10.0   | 1.58    | 3.01                                     | 2.80                                   |
| C2      | 0.15 | 6.7    | 1.29    | 2.46                                     | 2.28                                   |
| C3      | 0.30 | 3.3    | 0.91    | 1.73                                     | 1.61                                   |

Todas as restantes características geométricas e mecânicas mantiveram-se inalteradas

## 5.2.2 – Análise aos deslocamentos

### 5.2.2.1 – Deslocamentos verticais

Apresenta-se na Figura 5.1 o assentamento no final da consolidação, em função da distância radial, para os 4 cálculos efectuados. É visível, tal como esperado, que à medida que a área de influência da célula aumenta, os assentamentos do conjunto também aumentam. Há uma grande variação do valor do assentamento, que, no centro da coluna varia entre os 20cm e os 32cm correspondentes a  $1/CS = 3.3$  e  $1/CS = 10$ , respectivamente, ou seja, há uma variação de 1.6 vezes no valor do assentamento.

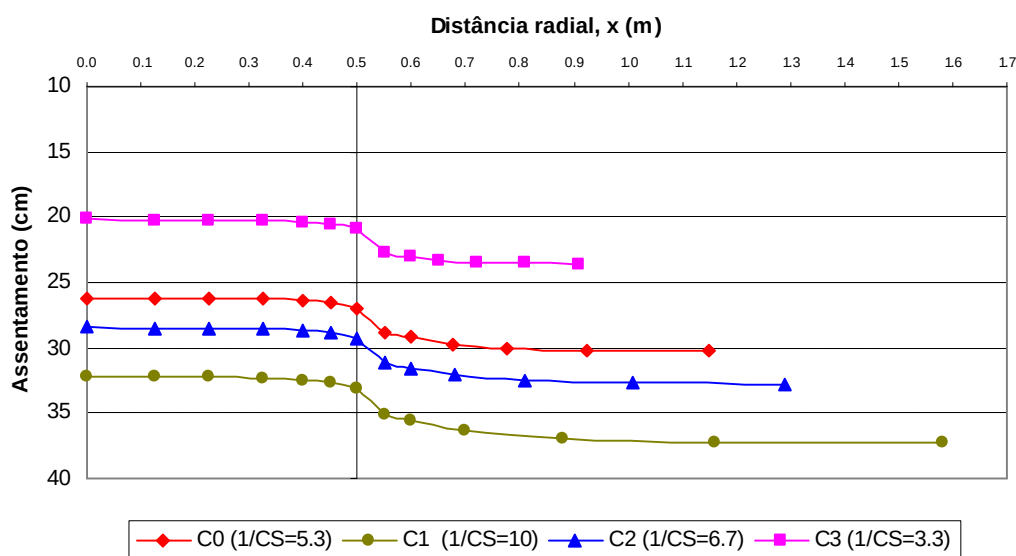


Figura 5.1 – Assentamentos no final da consolidação, função da distância radial,  $x$ , para diferentes relações de espaçamento entre colunas.

A análise da Figura 5.1 permite também verificar que no cálculo C1 o assentamento no solo estabiliza rapidamente, de tal forma que para  $x > 0.9m$  já praticamente não varia

Um facto curioso é que a diferença entre o assentamento médio na coluna e o assentamento médio no solo circundante mantêm-se aproximadamente o mesmo em termos relativos,

independentemente do valor de  $CS$ . Apresenta-se no Quadro 5.3 os resultados obtidos para ambos os assentamentos. Verifica-se que apesar da diferença entre os assentamentos nos dois materiais aumentar à medida que aumenta a relação  $1/CS$ , aliás como seria de esperar, a relação entre essa diferença de assentamentos (na coluna e no solo) e o assentamento médio do conjunto, praticamente não varia com a relação de  $1/CS$  e mantêm-se constante e próximo dos 12%.

Quadro 5.3 - Assentamentos médios, para várias relações do coeficiente de substituição: total, na coluna e no solo circundante.

| Cálculo | $1/CS$ | $b$  | $d_{total}$ | $d_{coluna}$ | $d_{solo}$ | Diferença,<br>$d_{solo} - d_{coluna}$ | Diferença/ $d_{total}$ |
|---------|--------|------|-------------|--------------|------------|---------------------------------------|------------------------|
|         |        | (m)  | (cm)        | (cm)         | (cm)       | (cm)                                  | (%)                    |
| C3      | 3.3    | 0.91 | 22.39       | 20.42        | 23.24      | 2.83                                  | 12.6                   |
| C0      | 5.3    | 1.15 | 29.24       | 26.41        | 29.90      | 3.49                                  | 11.9                   |
| C2      | 6.7    | 1.29 | 31.84       | 28.67        | 32.40      | 3.73                                  | 11.7                   |
| C1      | 10     | 1.58 | 36.53       | 32.46        | 36.99      | 4.53                                  | 12.4                   |

Detecta-se que a diferença de assentamento médio na coluna de brita e no solo circundante varia de modo aproximadamente linear com  $1/CS$ .

Nas Figuras 5.2 e 5.3 ilustra-se a variação do factor de melhoramento,  $n$  (razão entre os assentamentos médios do solo não reforçado e reforçado), com a relação  $1/CS$  e com a relação  $b/a$ , respectivamente. Estes dois gráficos mostram claramente que o factor de melhoramento aumenta (e o factor de redução de assentamentos diminui) à medida que a área de influência da coluna diminui, tal como seria de esperar.

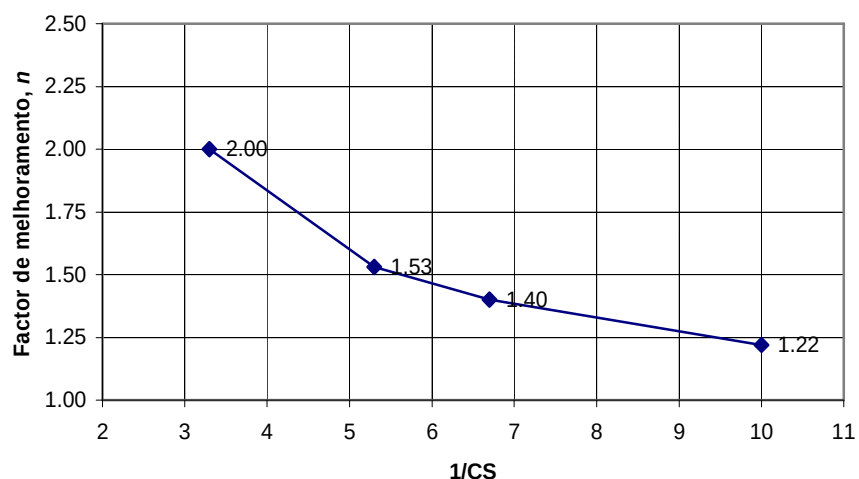


Figura 5.2 – Relação do factor de melhoramento,  $n$ , com  $1/CS$

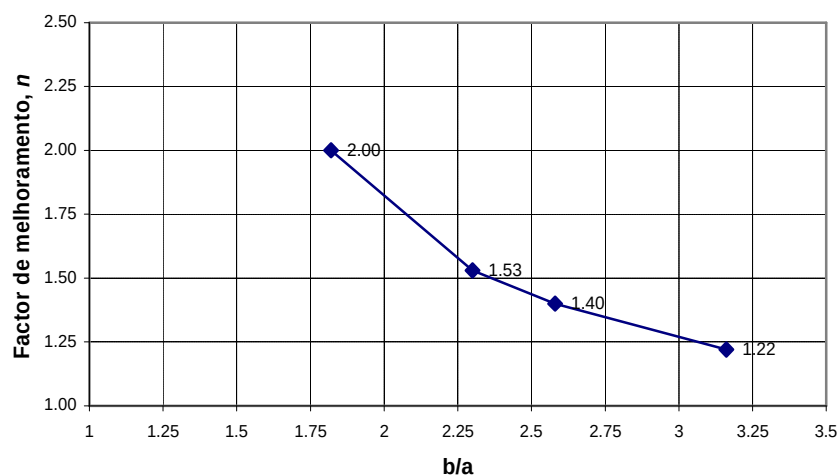


Figura 5.3 – Relação do factor de melhoramento,  $n$ , com  $b/a$

Viu-se já que a magnitude dos assentamentos médios varia com o coeficiente de substituição. Analisa-se agora a sua evolução ao longo do tempo para os diferentes cálculos efectuados. Para tal apresenta-se na Figura 5.4 a evolução dos assentamentos médios (na base do aterro) ao longo do tempo, para os cálculos C0 a C3.

Tal como esperado, observa-se claramente que quanto maior for a área de influência da coluna, o estabilizar dos assentamentos – e consequentemente da consolidação – demora mais tempo a processar-se devido ao aumento das distâncias à fronteira drenante vertical. Nestas condições o efeito do escoamento radial em direcção à coluna perde parte da sua importância em relação ao escoamento vertical ascendente (mas, no entanto, ainda é sem dúvida o preponderante). Verifica-se inclusive que no cálculo C1, que corresponde a uma relação  $1/CS = 10$ , o assentamento ainda não estabilizou totalmente ao fim de 78 semanas.

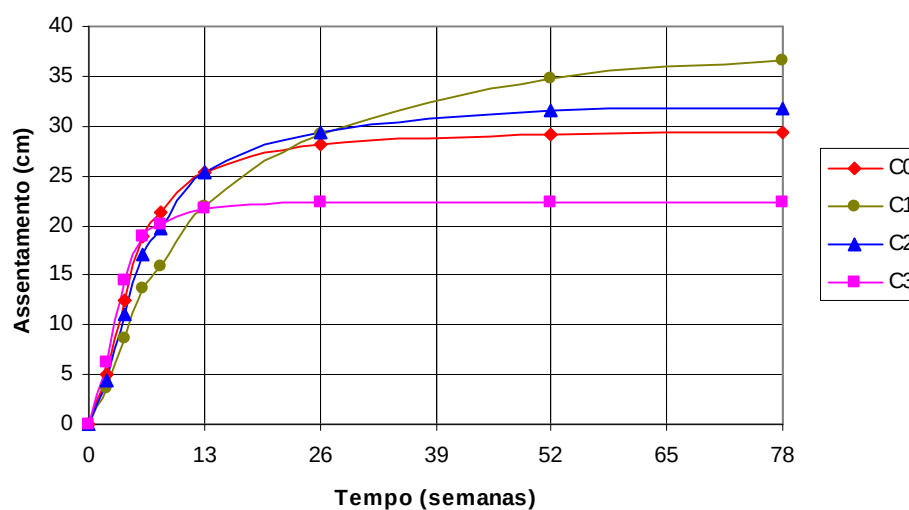


Figura 5.4 - Evolução do assentamento médio na base do aterro em função do tempo, para diferentes valores do coeficiente de substituição,  $CS$

Com vista a comparar a velocidade de consolidação média, pode normalizar-se os assentamentos obtidos dividindo o assentamento calculado para um determinado instante de tempo  $t$ , e o assentamento máximo no final da consolidação. Este assentamento normalizado representa não mais do que o grau de consolidação médio do conjunto coluna/solo. Apresenta-se na Figura 5.5 a evolução do grau de consolidação médio em função do tempo, para diferentes valores do coeficiente de substituição,  $CS$ .

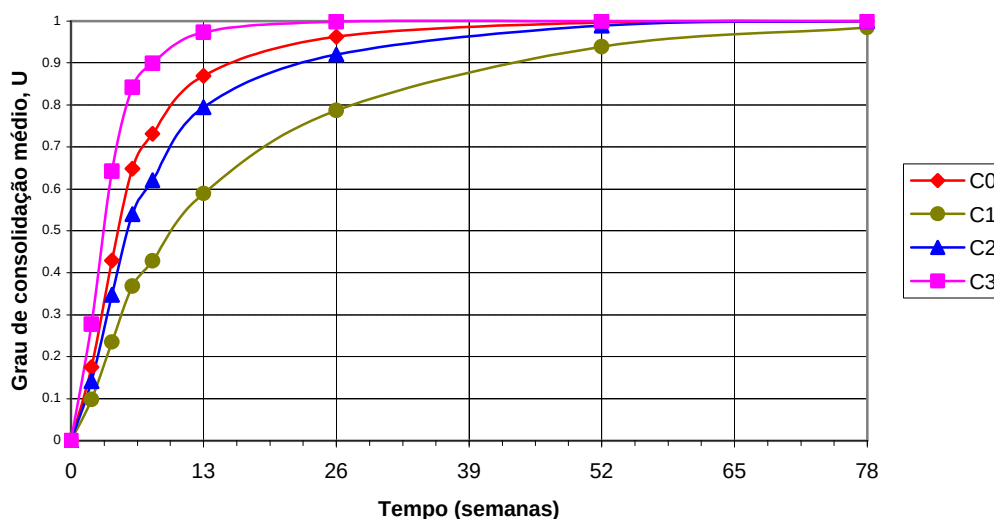


Figura 5.5 - Evolução do grau de consolidação médio em função do tempo, para diferentes valores do coeficiente de substituição,  $CS$ .

A vantagem desta representação consiste na possibilidade de comparação directa da eficiência em termos de aceleração da consolidação. É bem visível que à medida que a relação  $1/CS$  aumenta há um decréscimo acentuado na velocidade de consolidação, de tal modo que, por exemplo ao fim de 13 semanas, os graus de consolidação obtidos variam entre 59% (cálculo C1 em que  $1/CS = 10$ ) e 97% (cálculo C3 em que  $1/CS = 3.3$ )

É apresentada na Figura 5.6, através de colorações, o excesso de pressão neutra para um tempo decorrido de 13 semanas, para os 4 cálculos efectuados. Confirma-se a grande variação com  $1/CS$  dos excessos de pressão neutra, devido sobretudo ao aumento da distância radial de drenagem em direcção à coluna.

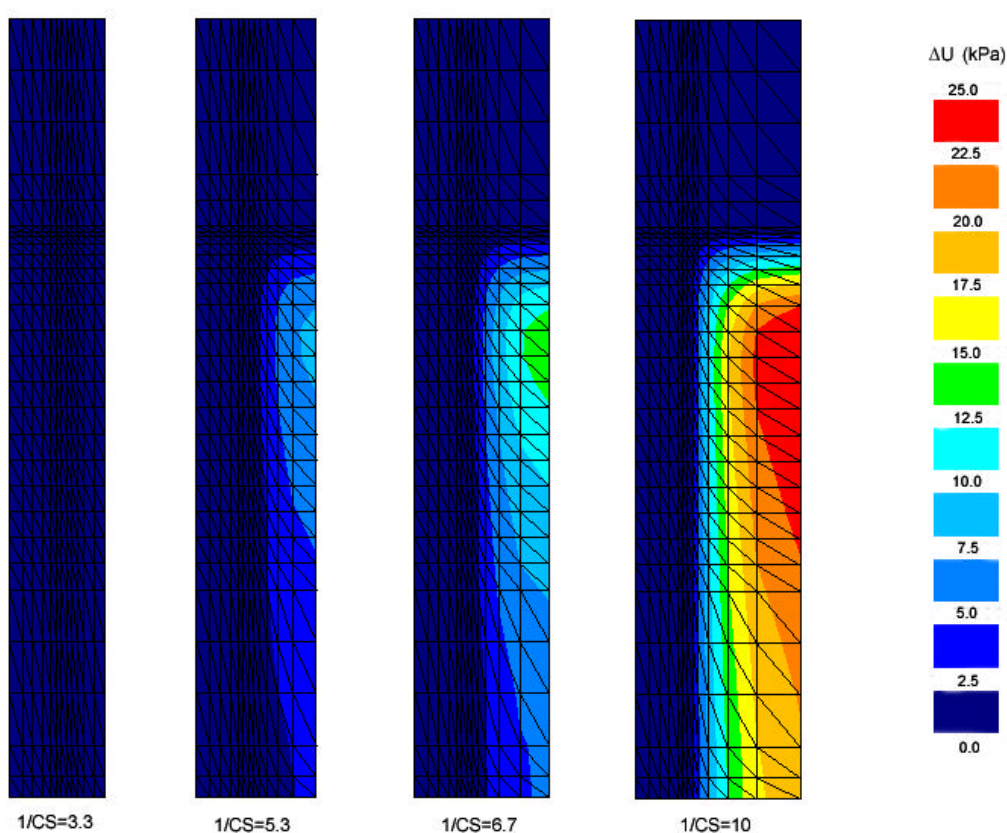


Figura 5.6 – Excesso de pressão neutra para um tempo decorrido de 13 semanas, para vários valores da relação de  $1/CS$

### 5.2.2.2 – Deslocamentos horizontais

No que se refere à evolução dos deslocamentos horizontais com a variação de  $CS$ , apresentam-se apenas os resultados obtidos no final da consolidação. Assim na Figura 5.7 encontra-se representada a evolução do deslocamento horizontal em profundidade dos pontos situados na interface coluna/solo, ou seja,  $x = a = 0.5\text{ m}$ , para o final da consolidação. Detectam-se alguns aspectos comportamentais, dos quais se salientam os seguintes:

- o deslocamento horizontal máximo observado na interface não varia muito para os diferentes cálculos e situa-se, em todos eles, a cerca de 1m de profundidade;
- o deslocamento horizontal na interface tende a alastrar a todo o comprimento da coluna à medida que a relação  $1/CS$  aumenta, confinando-se cada vez menos à zona superior da coluna.

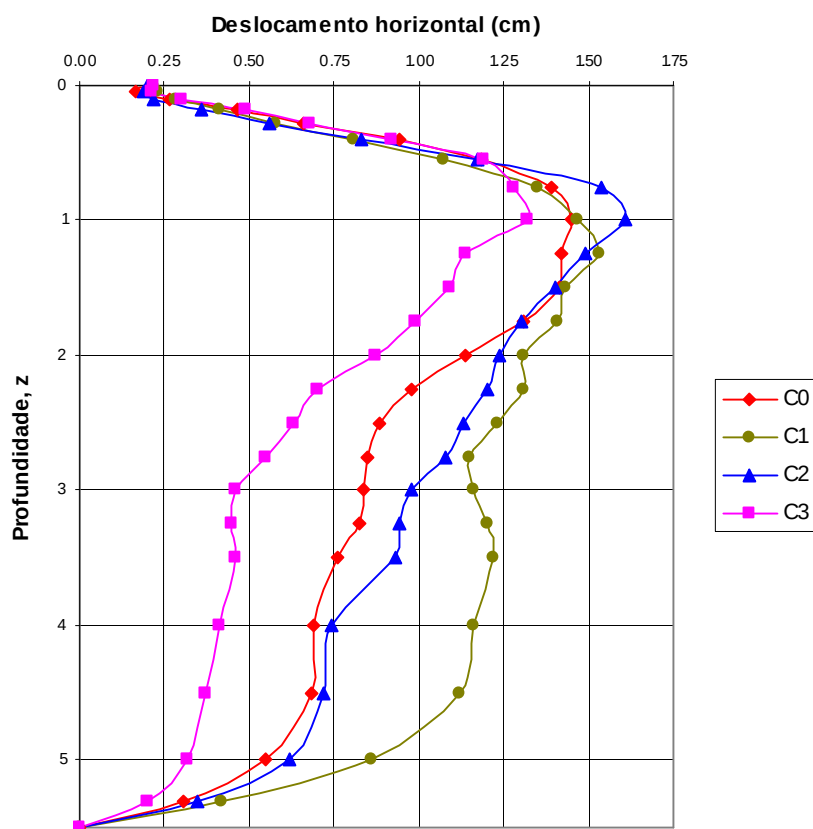


Figura 5.7 - Evolução do deslocamento horizontal em profundidade na interface coluna/solo, no final da consolidação.

A segunda observação é explicada, em parte, pelo facto de que, à medida que a relação  $1/CS$  aumenta, a carga total (peso do aterro) a actuar na célula aumenta proporcionalmente em relação à área de influência da coluna. A consequência é que a carga vertical que a coluna recebe irá forçosamente aumentar também (mesmo que  $FC$  se mantenha – mas, como se verá no ponto 5.2.3, o factor de concentração aumenta). Este aumento de carga irá então produzir um alargamento por expansão lateral da coluna que se estende a profundidades maiores. Por outro lado, devido ao facto do espaçamento entre colunas aumentar, o confinamento lateral diminui – a coluna mais próxima está mais afastada – o que provoca um aumento generalizado dos deslocamentos laterais, estando de acordo com os resultados obtidos.

### 5.2.3 – Factor de concentração de tensões

O aumento da área de influência da coluna conduz necessariamente a um aumento da carga a ser recebida pela mesma e também ao aumento da carga recebida pelo solo. A área da coluna foi mantida constante pelo que a tensão efectiva no final da consolidação também aumenta. A área do solo circundante varia consoante os cálculos C0 a C3.

Apresenta-se na Figura 5.8 a variação do factor de concentração de tensões,  $FC$ , em profundidade (uma vez que, tal como referido no capítulo 4, o seu valor não é constante), para os diversos cálculos efectuados. Verifica-se que existe uma tendência para um aumento generalizado do factor de concentração de tensões,  $FC$ , à medida que a relação  $1/CS$  aumenta, sem no entanto afectar grandemente o seu valor máximo, que, com excepção do cálculo C3, anda próximo dos 6.5.

Nota-se igualmente que o valor de  $FC$  mobilizado na base do aterro, fruto das migrações de tensões ocorridas no próprio aterro, é tanto maior quanto maior for a área de influência da coluna.

Apresenta-se no Quadro 5.4 os resultados obtidos para os acréscimos de carga vertical e tensões efectivas verticais médias na coluna e no solo, bem como para o factor de concentração de tensões médio, no final da consolidação. No quadro está também a informação sobre a carga vertical total a actuar quer na coluna quer no solo circundante, resultante da soma destas duas parcelas, e o seu desvio em relação à carga teórica vertical aplicada na célula resultante da altura do aterro.

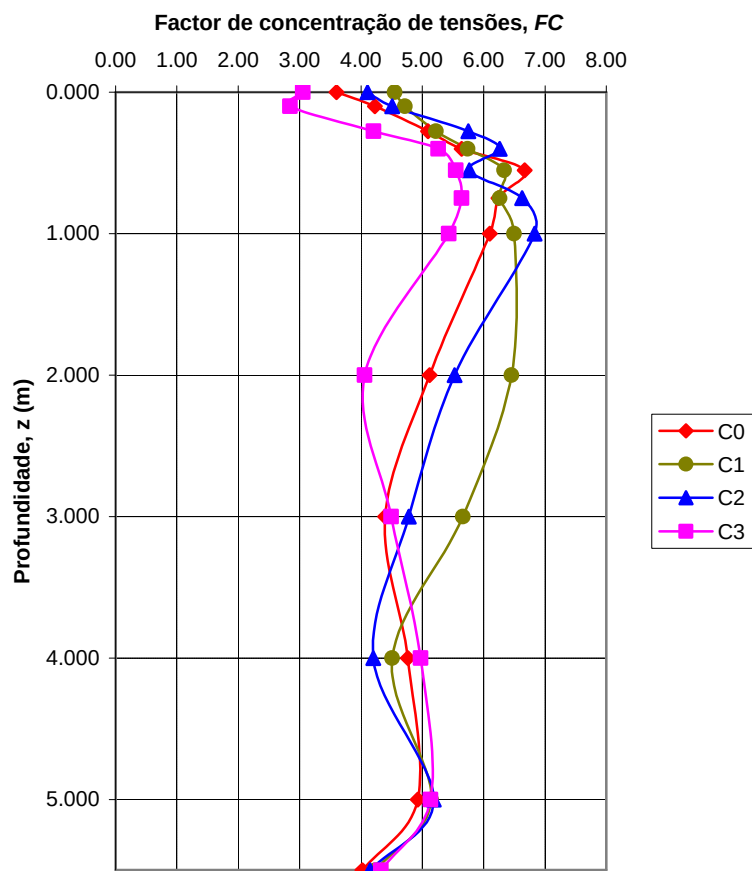


Figura 5.8 - Evolução do factor de concentração de tensões,  $FC$ , em profundidade, função do coeficiente de substituição,  $CS$ , no final da consolidação

Quadro 5.4 – Acréscimos de carga vertical e tensões efectivas verticais médias na coluna e no solo, e factor de concentração de tensões médio, no final da consolidação, para os cálculos C0 a C3

| Cálculo                        |    | C3          | C0          | C2          | C1          |
|--------------------------------|----|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Relação $1/CS$                 |    | $1/CS=3.3$  | $1/CS=5.3$  | $1/CS=6.7$  | $1/CS=10$   |
| Distância radial, $b$          |    | $b = 0.91m$ | $b = 1.15m$ | $b = 1.29m$ | $b = 1.58m$ |
| Carga vertical média na coluna | kN | 68.7        | 89.5        | 98.0        | 116.1       |
| Carga vertical média no solo   | kN | 34.0        | 76.9        | 107.0       | 189.7       |

|                                          |     |       |       |       |       |
|------------------------------------------|-----|-------|-------|-------|-------|
| Carga vertical total                     | kN  | 102.7 | 166.4 | 205.0 | 305.8 |
| Carga vertical total teórica             | kN  | 104.1 | 166.2 | 209.1 | 313.7 |
| Diferença                                | %   | -1.3  | +0.1  | -1.9  | -2.5  |
| Tensão efectiva vertical média na coluna | kPa | 87.6  | 113.9 | 124.8 | 147.8 |
| Tensão efectiva vertical média no solo   | kPa | 18.7  | 22.8  | 24.1  | 26.9  |
| FC, médio                                | -   | 4.69  | 4.99  | 5.18  | 5.50  |

Com vista a compreender melhor a evolução do acréscimo de cargas que se concentra na coluna, apresenta-se a Figura 5.9, na qual se relaciona com  $1/CS$  os acréscimos da tensão efectiva vertical média na coluna e no solo, bem como da tensão efectiva teórica que se obtém na coluna se se impuser  $FC = 4.69$  constante (o que pela observação do Quadro 5.4 se verifica que não corresponde à verdade).

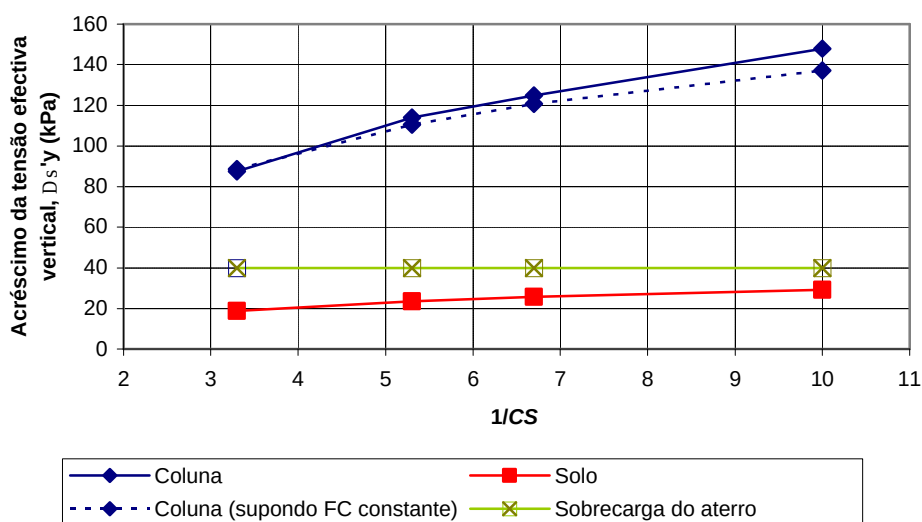


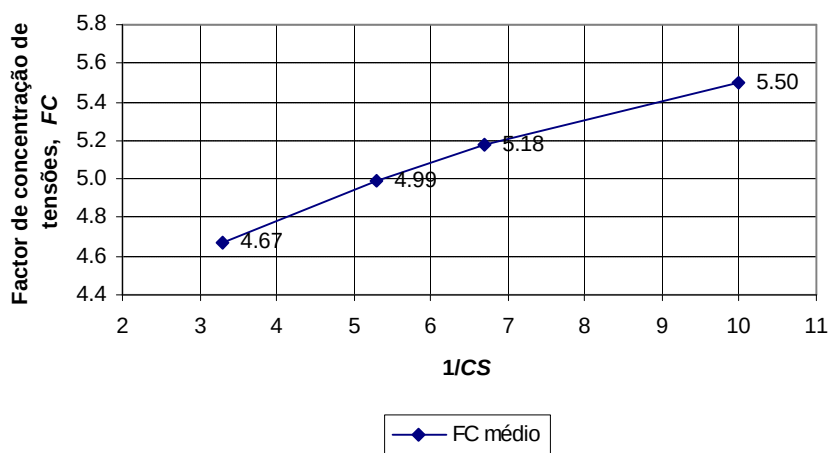
Figura 5.9 - Evolução do acréscimo da tensão média efectiva vertical na coluna e no solo, com a relação  $1/CS$ , no final da consolidação.

É visível que, com o aumento da relação  $1/CS$ , a tensão efectiva vertical que se concentra na coluna aumenta proporcionalmente mais do que a tensão efectiva no solo. Por outras palavras, o

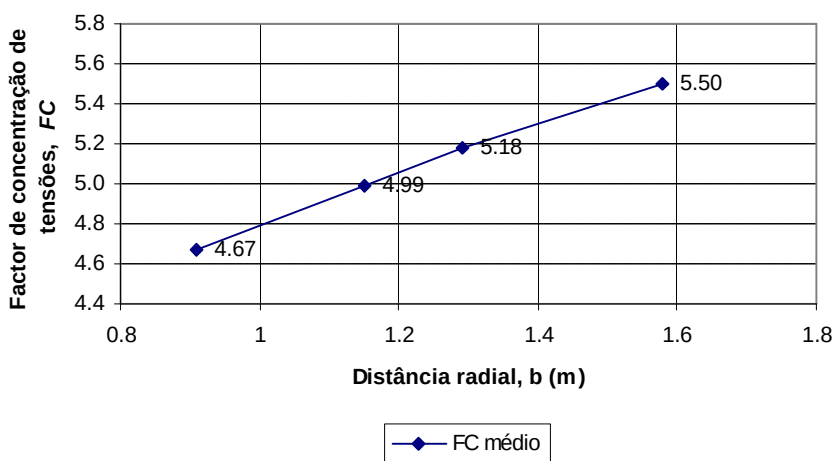
factor de concentração de tensões não é constante com a variação da área de influência de cada coluna mas aumenta com o aumento desta última.

Na Figura 5.10 apresenta-se a evolução do factor de concentração de tensões médio, no final da consolidação, em função da relação  $1/CS$  e de  $b$ .

Verifica-se que há uma clara tendência para um aumento do valor de  $FC$  com o aumento da área de influência da coluna, bem como, logicamente, com o aumento da distância radial,  $b$ . A variação é aproximadamente linear em relação a  $b$ , que apresenta um coeficiente de correlação, de acordo com o método dos mínimos quadrados, de 0.998.



a)



b)

Figura 5.10 – Evolução do factor de concentração de tensões médio, no final da consolidação, em função de: a) relação  $1/CS$  ; b) Distância radial,  $b$

Uma vez que ao variar o coeficiente de substituição o factor de concentração de tensões se altera, achou-se interessante avaliar o modo como varia o acréscimo da tensão efectiva vertical na coluna,  $\Delta s'_{col}$ , com o factor de melhoramento,  $n$ , (inverso do factor de redução de assentamentos,  $FRA$ ), o que se ilustra na Figura 5.11.

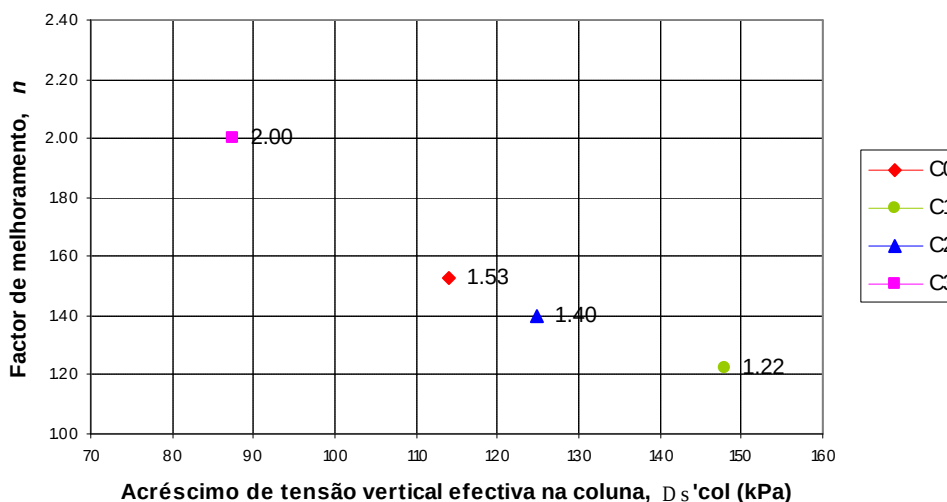


Figura 5.11 – Relação entre o factor de melhoramento,  $n$ , e o acréscimo da tensão efectiva vertical na coluna, para os cálculos C0 a C3.

Para as condições da célula fundamental constata-se que quanto menor for o acréscimo da tensão efectiva vertical na coluna – conseguido com relações de  $1/CS$  menores – maior será a eficiência das colunas em termos de assentamento final do solo tratado. Por outras palavras, espaçamentos entre colunas muito elevados implicam acréscimos da tensão efectiva vertical na coluna altos, que por sua vez tendem a produzir assentamentos diferenciais entre a coluna e o solo circundante cada vez maiores, com o consequente aumento do assentamento médio do conjunto coluna/solo e perda de eficiência deste último.

## 5.3 – Espessura do estrato mole

### 5.3.1 – Considerações iniciais

Neste sub-capítulo vai-se estudar os efeitos da variação da espessura do estrato mole,  $H$ , que terá que ser tratado com colunas de brita. Assume-se que as colunas são realizadas com o comprimento total do estrato, ou seja, a sua ponta é fundada directamente em estratos com suficiente capacidade portante, situação aliás que é quase sempre realizada na prática (não é corrente usar o conceito de colunas “flutuantes”).

Parte-se do problema-base descrito e analisado no Capítulo 4, mantendo-se portanto o diâmetro da coluna, 1.0m, e o mesmo coeficiente de substituição,  $CS = 0.19$ , ou seja,  $b=1.15$ m. Todos os restantes parâmetros mecânicos, condições de fronteira da célula e altura e faseamento construtivo do aterro são mantidos constantes, com excepção da espessura  $H$ . Resume-se no Quadro 5.5 os cálculos efectuados, com indicação das profundidades adoptadas.

Quadro 5.5 – Variação da profundidade do estrato mole

| Cálculo                            | H0  | H1   | H2   |
|------------------------------------|-----|------|------|
| Espessura do estrato mole, $H$ (m) | 5.5 | 8.25 | 11.0 |

Entendeu-se variar a espessura do estrato mole apenas para valores superiores ao considerado no problema base, uma vez que para valores inferiores a tecnologia de colunas de brita não é economicamente vantajosa.

Para um valor do coeficiente de substituição  $CS = 0.19$  e para uma espessura do estrato  $H=5.5$ m, o efeito do escoamento radial é bastante mais preponderante do que o escoamento vertical ascendente. Logo, quando se altera apenas – aumentando - a espessura do estrato e se mantêm constante o valor de  $CS$ , como é o caso, o comportamento diferido no tempo, nomeadamente a dissipação dos excessos de pressão neutra, não se altera significativamente uma vez que a máxima distância que uma partícula de líquido intersticial tem que percorrer radialmente mantêm-se a mesma e o efeito do escoamento bidimensional inclusivamente diminui. Na sequência deste raciocínio, na análise de sensibilidade à espessura do estrato mole deu-se mais importância às variações do comportamento do sistema coluna/solo circundante no final da consolidação, em detrimento do seu comportamento ao longo do tempo.

### 5.3.2 – Análise aos deslocamentos

#### 5.3.2.1 – Deslocamentos verticais

Com o aumento da possança do estrato mole, mantendo-se o tipo de carregamento, irão ocorrer necessariamente maiores assentamentos à superfície do aterro. A análise do modo como variam é o objectivo deste ponto.

Apresenta-se na Figura 5.12 os perfis de assentamentos na base do aterro ( $z=0m$ ) obtidos para as três espessuras consideradas, 5.5m, 8.25m e 11m, no final da consolidação. Observa-se que os perfis obtidos em cada cálculo são semelhantes, de tal forma que a diferença entre o assentamento médio na coluna e o assentamento médio no solo circundante é praticamente o mesmo em todos os cálculos efectuados, e anda por volta dos 4cm. Conclui-se, portanto, que, para as condições em estudo, a forma do perfil de assentamentos parece ser invariável com a variação da espessura do estrato (viu-se no ponto anterior que o mesmo não se passa com a variação da área de influência de cada coluna).

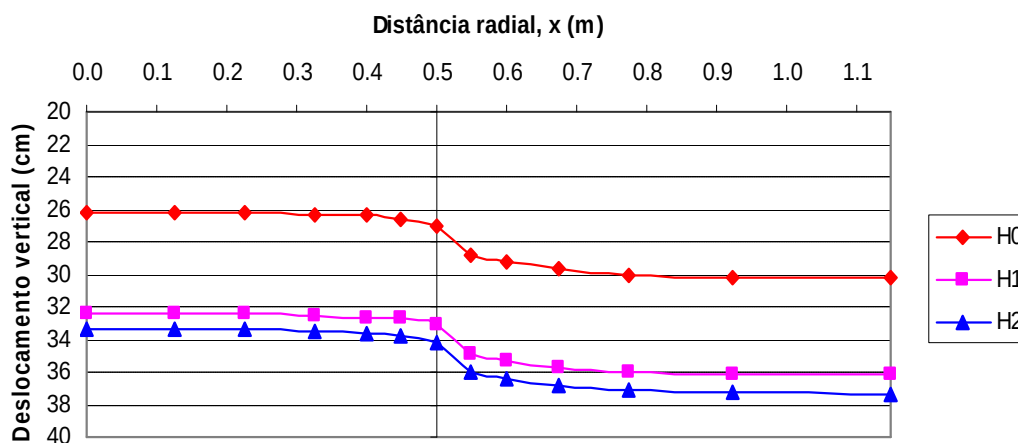


Figura 5.12 - Deslocamentos verticais na base do aterro ( $z=0m$ ), no final da consolidação, em função da distância radial,  $x$

Verifica-se também, como seria de esperar, um aumento do valor do assentamento global à medida que a espessura do estrato aumenta, mas esse aumento não é de modo algum linear.

Apresenta-se na Figura 5.13 o assentamento médio obtido no final da consolidação para os cálculos H0 a H2.

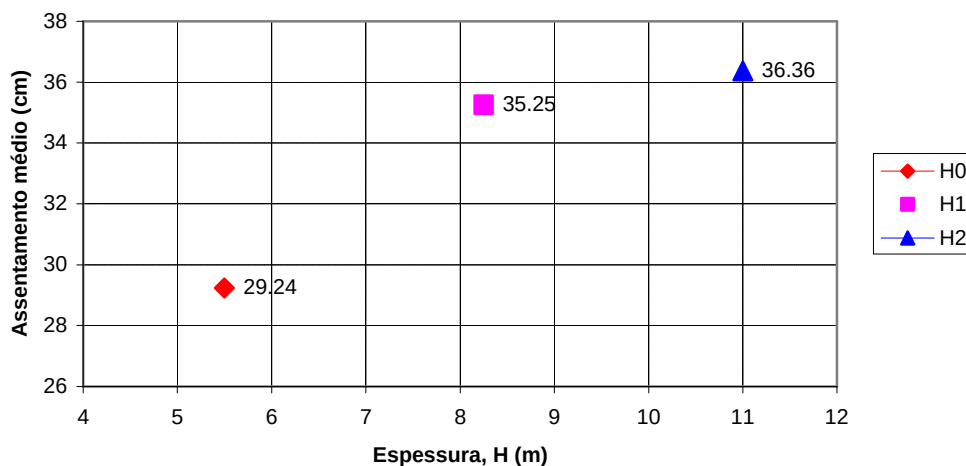


Figura 5.13 - Evolução do assentamento médio na base do aterro com o aumento da profundidade do estrato mole

Em correspondência com essa variação não linear, o assentamento normalizado, definido pela relação entre o assentamento médio no final da consolidação e a espessura do estrato,  $H$ , não é pois constante, mas decresce com o aumento desta, tal como se pode observar no Quadro 5.6.

Quadro 5.6 – Evolução com a espessura do solo mole do assentamento normalizado.

| Cálculo | Espessura, H (m) | Assentamento, $\delta$ (cm) | Assentamento normalizado, $\delta/H$ |
|---------|------------------|-----------------------------|--------------------------------------|
| H0      | 5.5              | 29.24                       | 0.0532                               |
| H1      | 8.25             | 35.25                       | 0.0427                               |
| H2      | 11.0             | 36.36                       | 0.0305                               |

Traduzindo os resultados obtidos em termos da influência da espessura do estrato no factor de melhoramento,  $n$  (que traduz a relação entre o assentamento do solo reforçado e o do solo não reforçado), obtiveram-se os resultados que constam do Quadro 5.7.

Quadro 5.7 – Influência da espessura do estrato, no factor de melhoramento

|    | Assentamento médio do solo reforçado (cm) | Assentamento médio do solo não reforçado (cm) | Factor de melhoramento, $n$ |
|----|-------------------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------|
| H0 | 29.24                                     | 44.7                                          | 1.53                        |
| H1 | 35.25                                     | 49.65                                         | 1.41                        |
| H2 | 36.36                                     | 52.95                                         | 1.46                        |

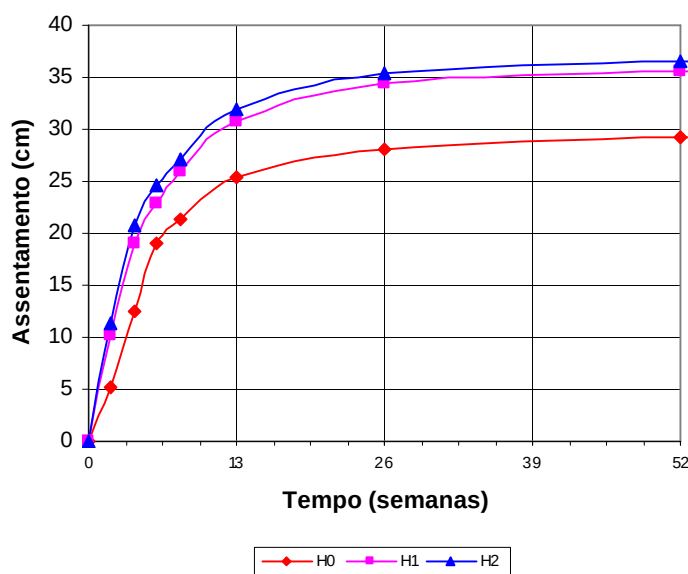
Concluindo, constata-se que não existe uma grande influência da espessura do estrato mole no factor de melhoramento, já que este último, para a gama de valores considerada e nas condições do problema, não varia sensivelmente com o aumento da espessura do estrato mole, como se conclui da análise da Quadro 5.7.

Neste ponto torna-se pertinente fazer um comentário aos resultados obtidos. Entende-se que, em termos qualitativos, o estudo efectuado capta o essencial da influência da profundidade, pelo que se pode afirmar, nomeadamente, que a influência da profundidade no factor de melhoramento é, sem dúvida, pequena. Já em termos quantitativos algumas reservas terão que ser feitas em relação aos resultados obtidos. Concretamente, analisando a Figura 5.13 e o Quadro 5.6, verifica-se que o acréscimo de assentamento quando a espessura do estrato passa de 8.25m para 11m é muito pequeno, da ordem dos 1.1cm, aquém do que seria expectável (da ordem dos 4.5cm). Salvo melhor opinião, tal deve-se ao facto de a malha de elementos finitos usada ter mantido o mesmo número de elementos nos 3 cálculos efectuados, tendo-se apenas “esticado” os elementos para simular o aumento da espessura do estrato. Para o cálculo correspondente à possança de 11m resultaram elementos triangulares pouco proporcionados, sendo de 1/16 a relação entre lados de alguns dos situados próximo da interface coluna/solo envolvente, o que provavelmente introduz problemas de carácter numérico.

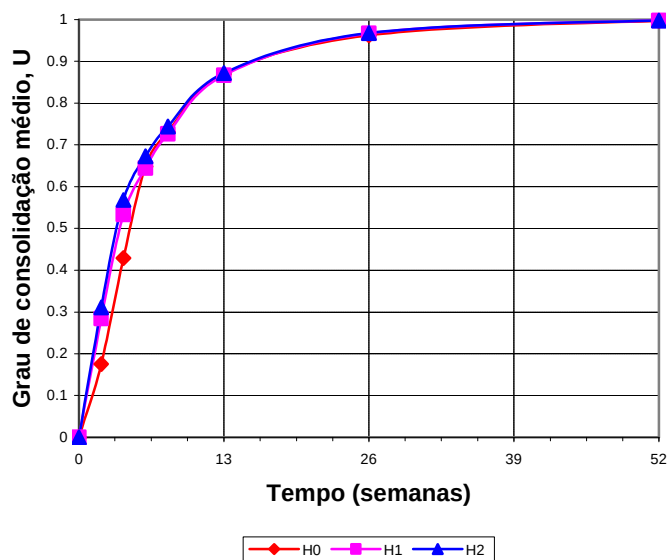
No que se refere à evolução dos assentamentos no tempo, como se disse na introdução deste sub-capítulo, não são de prever grandes alterações com a adopção de diferentes espessuras do estrato mole. De modo a confirmar esta situação, apresenta-se na Figura 5.14 a evolução com o tempo do assentamento médio na base do aterro ( $z=0m$ ) e do grau de consolidação médio,  $U$  (definido em termos da relação entre o assentamento num determinado instante e o assentamento máximo), para as diferentes espessuras do estrato mole,  $H$ .

Confirma-se claramente que a espessura do estrato não têm praticamente influência na taxa de evolução dos assentamentos, pois o andamento das curvas para os três cálculos efectuados é muitíssimo semelhante. Por exemplo, o grau de consolidação médio de 90% é alcançado ao mesmo tempo, independentemente da espessura do estrato.

Isto vem demonstrar, mais uma vez, que para as condições em estudo, em que a distância radial,  $b$ , é de 1.15m e a espessura do estrato mole,  $H$ , é superior ou igual a pelo menos 5.5m, o efeito da consolidação radial é sem dúvida muitíssimo mais importante do que a consolidação vertical ascendente. Estas condições, em que a distância radial é francamente menor do que a espessura do estrato mole, ocorrem quase sempre na prática.



a)



b)

Figura 5.14 - Evolução com o tempo do: a) assentamento na base do aterro ( $z=0m$ ); b) grau de consolidação médio,  $U$

### 5.3.2.2 – Deslocamentos horizontais

No que se refere aos deslocamentos horizontais, de acordo com o discutido no capítulo anterior, é previsível que à medida que aumenta a profundidade, o deslocamento horizontal dos pontos situados na interface coluna/solo circundante diminuam.

Na Figura 5.15 apresenta-se, para  $x=0.5\text{m}$ , ou seja, na interface coluna/solo, os deslocamentos horizontais para profundidades a variarem desde  $z=0\text{m}$  (base do aterro) até  $z=H$ , para os três cálculos efectuados. Pela observação da figura constata-se basicamente que:

- à medida que o comprimento da coluna aumenta, os deslocamentos horizontais para grandes profundidades tendem para zero, tal como referido anteriormente;
- a menos do cálculo H1, o valor máximo do deslocamento horizontal não se altera significativamente, nem a zona onde ocorre.

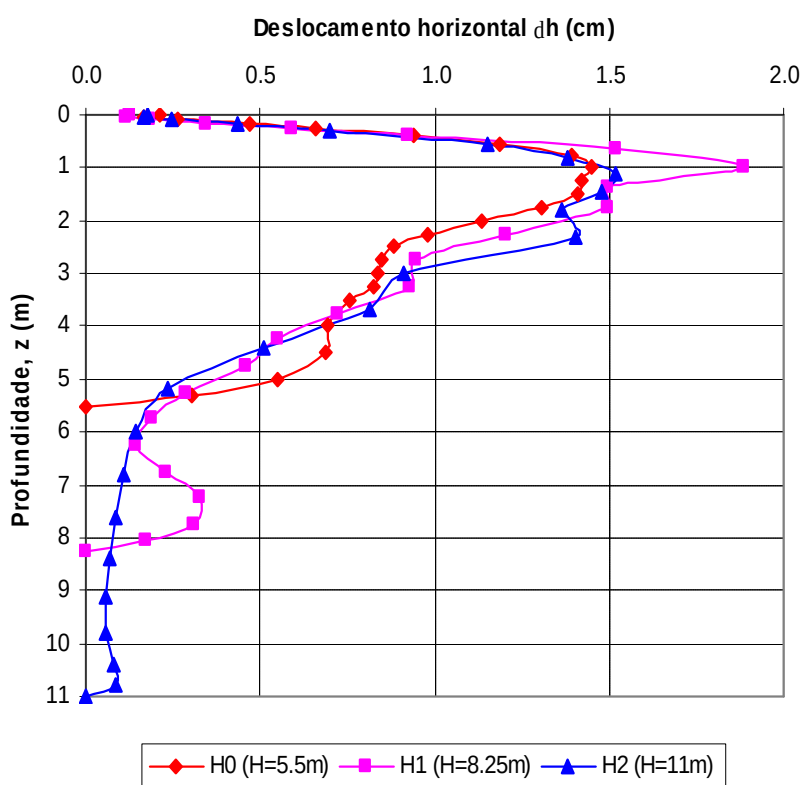


Figura 5.15 - Evolução do deslocamento horizontal ao longo da interface coluna/solo ( $x=0.5\text{m}$ ) para diferentes espessuras do estrato mole

O primeiro efeito pode ser explicado pelo facto de o confinamento lateral induzido pelo solo à coluna aumentar em profundidade, como é natural, impedindo mais a expansão lateral nessas zonas que na parte superior da coluna. Inclusive, para  $H=11\text{m}$ , o efeito do travamento horizontal dos nós da base da célula já praticamente não introduz distorções, uma vez que nessa zona o deslocamento horizontal intrínseco do sistema coluna/solo é praticamente nulo.

Apresenta-se na Figura 5.16, e ao longo da interface coluna/solo ( $x=0.5\text{m}$  ;  $0 < z < H$ ) a relação entre o deslocamento horizontal normalizado – definido pela relação entre o deslocamento num ponto genérico da interface ( $\delta h$ ) e o deslocamento horizontal máximo ( $\delta h_{\text{máx}}$ ) – e a profundidade normalizada – definida pela relação entre a profundidade num ponto genérico da interface ( $z$ ) e a profundidade do estrato ( $H$ ) – de modo a se poder avaliar melhor este efeito.

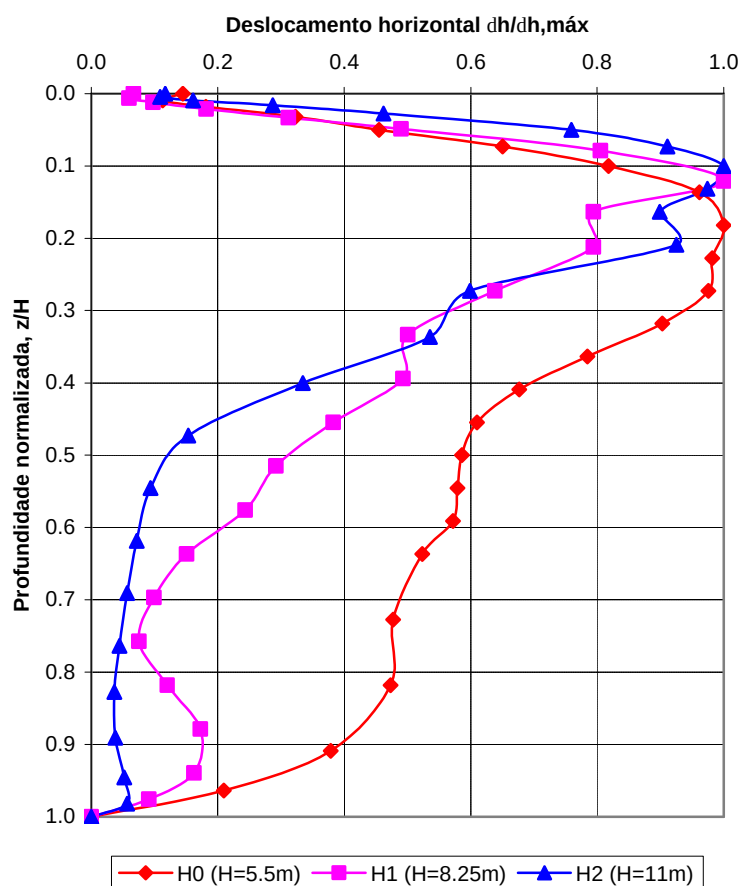


Figura 5.16 - Evolução do deslocamento horizontal normalizado ao longo da interface ( $x=0.5\text{m}$ ) em função da profundidade normalizada do estrato mole

É claramente visível que, em termos relativos e para espessuras crescentes, há um maior confinamento radial da coluna, com a respectiva redução do deslocamento radial em profundidade.

Estas observações coincidem com o facto dos assentamentos médios tenderem a estabilizar para espessuras crescentes (ver Figura 5.13), podendo-se então retirar daqui uma conclusão importante e que se expõe de seguida.

À medida que a profundidade aumenta, e a partir de uma certa profundidade, o confinamento lateral que o solo induz à coluna é cada vez maior, fazendo com que esta expanda menos radialmente, o que conduz a que passe a funcionar cada vez mais como um elemento mais rígido – logo menos deformável, quer radial quer verticalmente – reduzindo deste modo o assentamento médio em termos relativos, isto é,  $d/H$  (ver Quadro 5.6).

Apesar de ligeiramente fora do contexto deste ponto, julga-se importante apresentar na Figura 5.17 a evolução do deslocamento vertical normalizado,  $d_{vert}/d_{vert,máx}$ , dos pontos situados na interface ( $x=0.5m$ ), em função da profundidade normalizada,  $z/H$ .

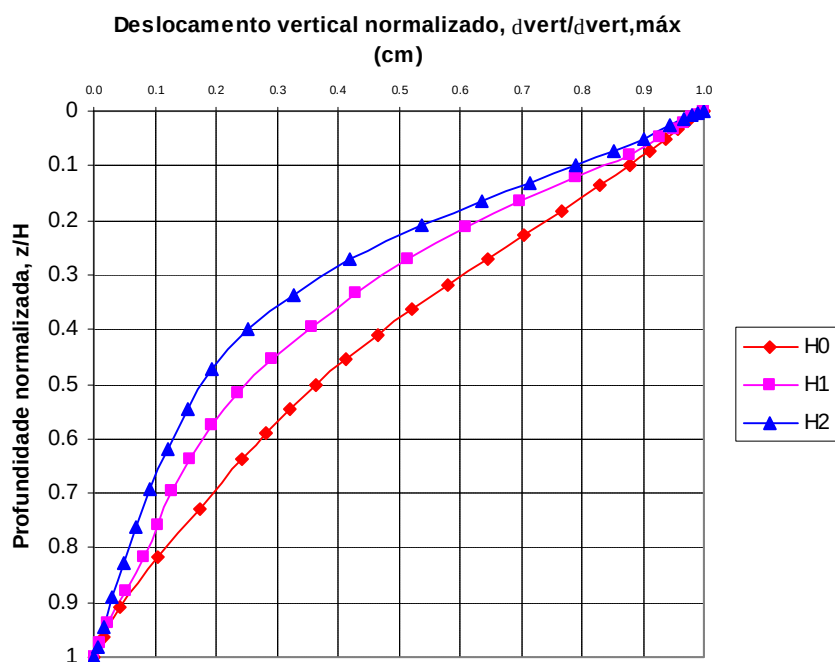


Figura 5.17 - Evolução do deslocamento vertical normalizado  $d_{vert}/d_{vert,máx}$ , dos pontos situados na interface ( $x=0.5m$ ), em função da profundidade normalizada,  $z/H$ .

Observa-se, de acordo com o previsto, que os deslocamentos verticais, para espessuras  $H$  crescentes, vão diminuindo em termos relativos, afastando-se cada vez mais de uma variação

linear. Isto conduz a que se afirme que, à medida que a espessura do estrato mole aumenta, as deformações verticais da coluna apresentam valores menos expressivos para maiores profundidades.

Pode-se concluir então que, nas condições estudadas, o aumento progressivo da espessura do estrato não tende a aumentar, em termos relativos, o valor do assentamento obtido no final da consolidação, uma vez que a partir de uma certa profundidade as deformações verticais são francamente menores, e este efeito é mais claro à medida que a espessura do estrato aumenta.

### 5.3.3 – Factor de concentração de tensões

Neste ponto irá estudar-se a influência da espessura do estrato no valor do factor de concentração de tensões. Porém, antes do mais, apresenta-se na Figura 5.18 as colorações obtidas numericamente para o nível de tensão,  $SL$ , nos três cálculos efectuados.

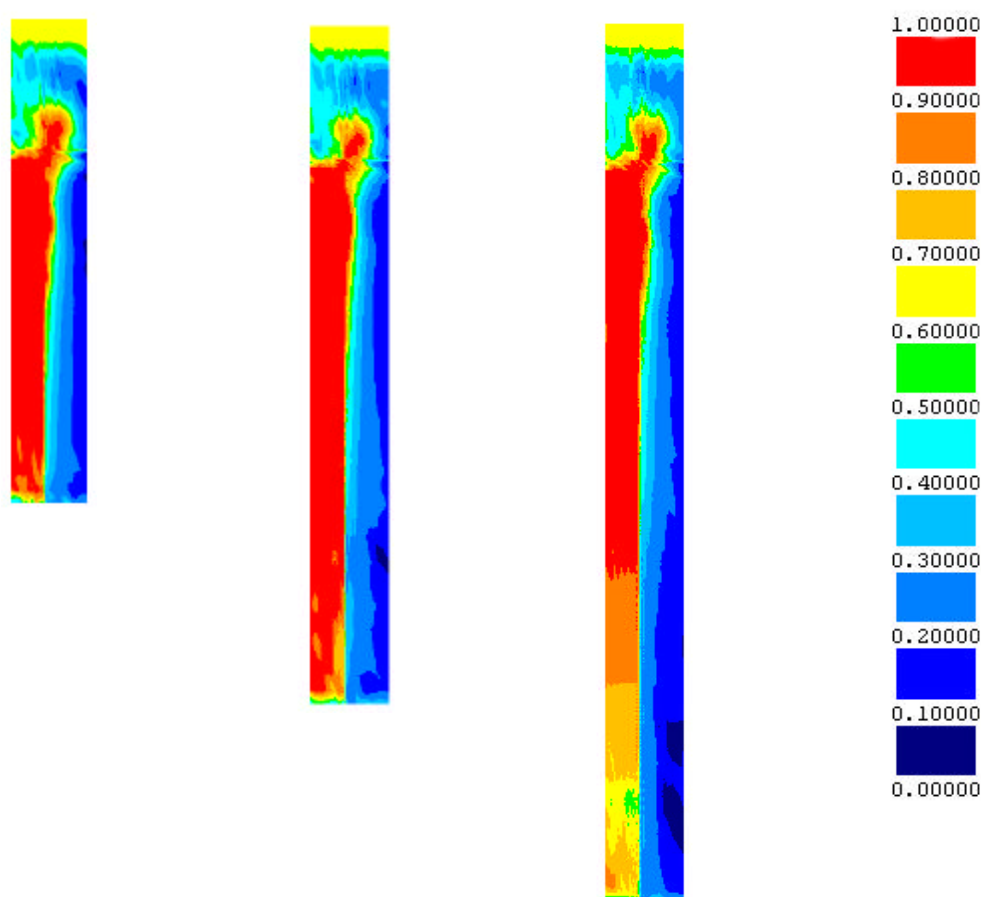


Figura 5.18 – Níveis de tensão,  $SL$ , mobilizados no final da consolidação para os cálculos H0, H1 e H2

O efeito do aumento da espessura em termos do nível de tensão mobilizado reflecte-se sobretudo no facto de a zona inferior da coluna, especialmente no caso de  $H=11\text{m}$ , se situar mais longe do estado crítico, com certeza associado ao facto de nessas profundidades o confinamento da coluna ser mais elevado, diminuindo a expansão radial da mesma, o que está em consonância com o referido anteriormente. Este efeito de maior confinamento reduz obviamente a tensão de desvio, pelo que os pontos aí situados afastam-se mais da situação de estado crítico.

Não parece haver alterações significativas do nível de tensão no aterro, o que aponta para que a mobilização do efeito de arco neste não seja afectada pela espessura do estrato, ao contrário da área de influência de cada coluna, como se viu no ponto 5.2.

Passando ao factor de concentração de tensões propriamente dito, apresenta-se nas Figuras 5.19 e 5.20 a evolução de  $FC$  em profundidade, e o valor de  $FC$  médio respectivamente, para os diferentes valores da espessura do estrato, no final da consolidação.

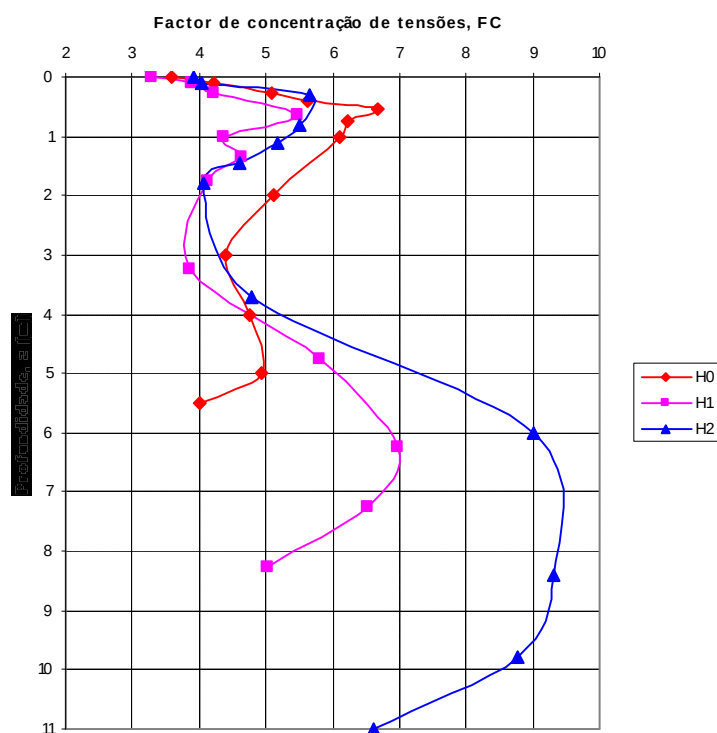


Figura 5.19 - Evolução do factor de concentração de tensões,  $FC$ , em profundidade, para vários valores da espessura do estrato, no final da consolidação

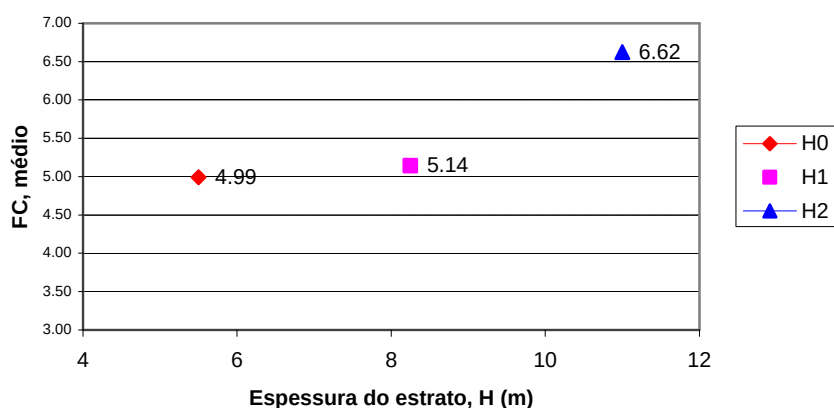


*Figura 5.20 - Variação do factor de concentração de tensões médio com a variação da espessura do estrato, H, no final da consolidação.*

Ao analisar a primeira das figuras verifica-se que à medida que a espessura do estrato, H, aumenta, existe uma tendência para haver um aumento do valor de  $FC$  em profundidade, uma vez que, pelo que foi exposto anteriormente, o maior confinamento que o solo introduz à coluna torna-a mais rígida, logo com mais capacidade para chamar parte das tensões verticais.

Constata-se que no cálculo H0 o comprimento da coluna não é suficiente para que o fenómeno da redução das expansões laterais seja realmente efectivo tal como se discutiu no capítulo 4. À medida que o comprimento do estrato/coluna aumenta esse efeito de confinamento ganha importância – de tal modo que, por exemplo para o cálculo H2, os deslocamentos laterais reduzem-se para profundidades crescentes, com a consequente maior rigidez da coluna e o aumento do valor de  $FC$ .

Verifica-se inclusive que no cálculo H0 o valor máximo de  $FC$  é obtido próximo da superfície uma vez que o confinamento lateral que se gera no pequeno comprimento da coluna não permite que nesta se desenvolvam factores de concentração de tensões maiores. Por outro lado nos cálculos H1 e H2 o comprimento da coluna já é tal que o confinamento na sua parte inferior rigidifica-a de tal forma que o factor de concentração de tensões toma os seus valores máximos nessas zonas, já depois do bolbo de expansões máximas.

Este efeito também conduz a que o factor de concentração médio (ao longo da coluna) aumente, tal como ilustrado na Figura 5.20.

A evolução do acréscimo de carregamento vertical que é suportado apenas pela coluna em função do comprimento desta, e que se encontra representada na Figura 5.21, revela um andamento

muito próximo da evolução de  $FC$  em profundidade para cada um dos cálculos efectuados, tal como não podia deixar de ser.

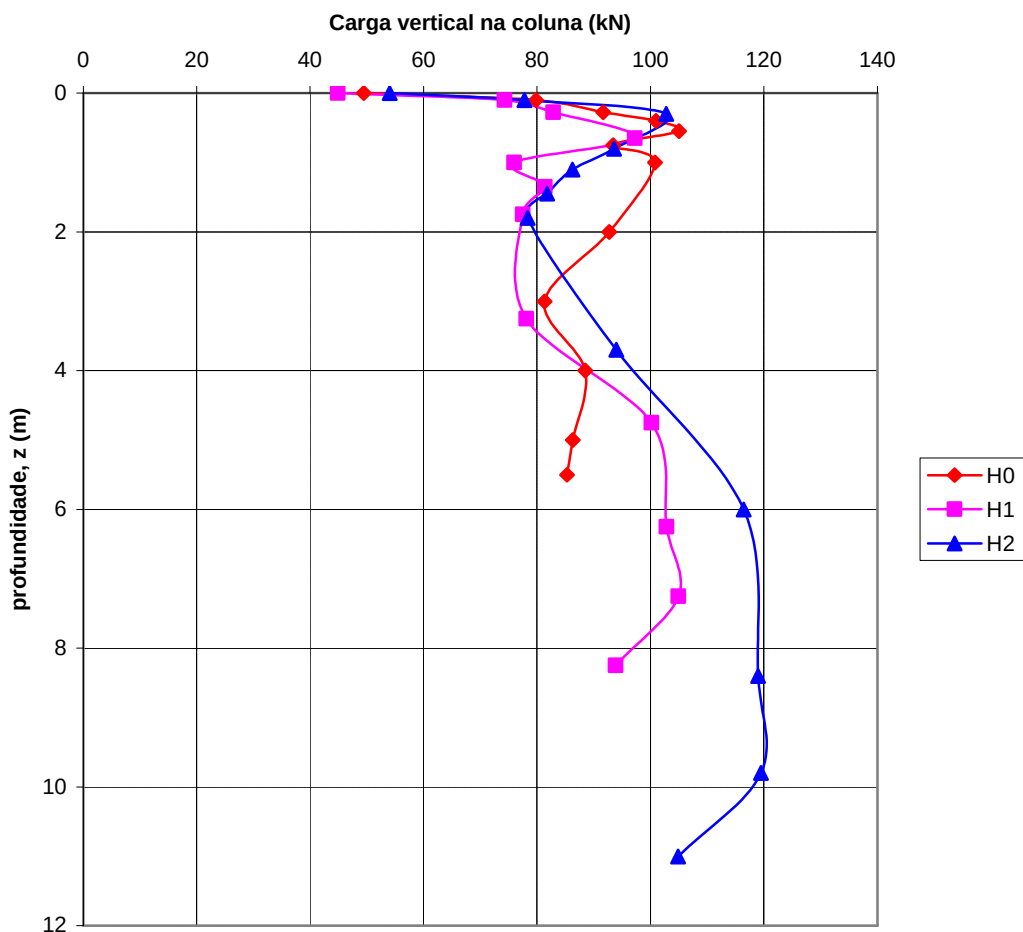


*Figura 5.21 - Variação do acréscimo de carga vertical na coluna de brita em profundidade, para vários valores da espessura do estrato, no final da consolidação*

Verifica-se que o valor da carga axial no final da consolidação suportada pela coluna não é constante. Para os casos de maior espessura do estrato, H1 e H2, a carga axial é menor na zona das maiores expansões laterais e tende a aumentar em profundidade.

A título de curiosidade, o valor do acréscimo axial máximo de compressão instalado na coluna, no caso H2, é cerca de 120 kN, a que corresponde uma tensão efectiva de cerca de 150 kPa (o aterro solicita o sistema coluna/solo com 40 kPa).

### 5.3.4 – Conclusões

Como conclusão deste sub-capítulo pode afirmar-se que o confinamento que o solo circundante induz à coluna aumenta claramente com o aumento da profundidade do estrato (e da coluna associada), e que esse confinamento provoca alterações ao nível da transferência das tensões efectivas, nomeadamente na evolução de  $FC$  em profundidade.

Nas condições em estudo, o aumento do confinamento da coluna de brita com a consequente redução dos deslocamentos radiais começa a sentir-se apenas para profundidades do estrato superiores a cerca de 8 metros.

Em termos comportamentais podemos afirmar que, quanto mais confinada estiver a coluna, menores deslocamentos horizontais apresenta, mais se afasta do estado crítico, mais rígida se torna e mais tende a captar carga vertical, melhorando o seu desempenho em termos de redução de deslocamentos verticais.

Por outras palavras, à medida que o confinamento aumenta (em profundidade), a coluna tende a alterar o seu comportamento passando a funcionar mais como uma estaca rígida.

No entanto, em termos práticos, a eficiência das colunas de brita medida pelo factor de melhoramento,  $n$ , nas condições em estudo, não se altera significativamente com a variação da espessura do estrato mole, uma vez que para os três cálculos realizados com diferentes valores de  $H$ , a variação de  $n$  não é significativa. Chama-se novamente a atenção para a limitação numérica anteriormente referida, nomeadamente no que se refere a conclusões de carácter mais quantitativo.

Em relação ao efeito da variação da espessura do estrato mole,  $H$ , no tempo necessário para se processarem os assentamentos, verifica-se que este se mantém praticamente constante para diferentes valores de  $H$ , uma vez que o principal factor de que depende, a área de influência da coluna de brita, não é alterado.

## 5.4 – Ângulo de atrito da brita

### 5.4.1 – Considerações iniciais

O ângulo de atrito do material constituinte da coluna - a brita - foi amplamente discutido no Capítulo 4. Foi então referido que o valor que se adoptou,  $38^\circ$ , era considerado um valor conservativo. As actuais técnicas de execução de colunas de brita, nomeadamente a vibrosubstituição, conseguem graus de compactação da brita extremamente elevados, que conduzem a ângulos de atrito mais elevados do que o considerado. Com vista a avaliar o seu efeito na resposta do solo reforçado com colunas de brita, consideraram-se mais três valores, superiores, e que constam do Quadro 5.8.

Quadro 5.8 – Diferentes ângulos de atrito da brita considerados na análise paramétrica

| Cálculo                               | B0         | B1         | B2         | B3         |
|---------------------------------------|------------|------------|------------|------------|
| Ângulo de atrito da coluna, $f_{col}$ | $38^\circ$ | $41^\circ$ | $44^\circ$ | $47^\circ$ |

Foi concluído no Capítulo 4 que para as condições do problema base, praticamente todos os pontos da coluna se aproximam do estado crítico, ou seja da linha  $q = Mp$ . A consideração de valores mais altos para  $f_{col}$  tem influência no parâmetro  $M$  da linha de estado crítico. O objectivo deste capítulo é o de avaliar o grau de influência do ângulo de atrito da coluna, ou seja, da sua maior ou menor resistência ao corte, na resposta coluna de brita/solo circundante.

### 5.4.2 – Análise aos deslocamentos

Na Figura 5.22 apresenta-se a evolução do assentamento médio calculado numericamente para valores do ângulo de atrito da coluna a variar entre  $35^\circ$  e  $50^\circ$ , na base do aterro e para um tempo correspondente ao final da consolidação. Observando a figura, salienta-se uma diminuição – ainda que ligeira - do assentamento médio do sistema coluna/solo com o aumento do ângulo de atrito da brita constituinte da coluna. Este facto seria de esperar pois quanto maior for o ângulo de atrito da brita, maior será o declive da linha de estado crítico no referencial  $p-q$ , e, para um determinado

ponto sujeito a um mesmo estado de tensão, menor será o seu nível de tensão e mais longe se encontrará da deformação a volume constante.

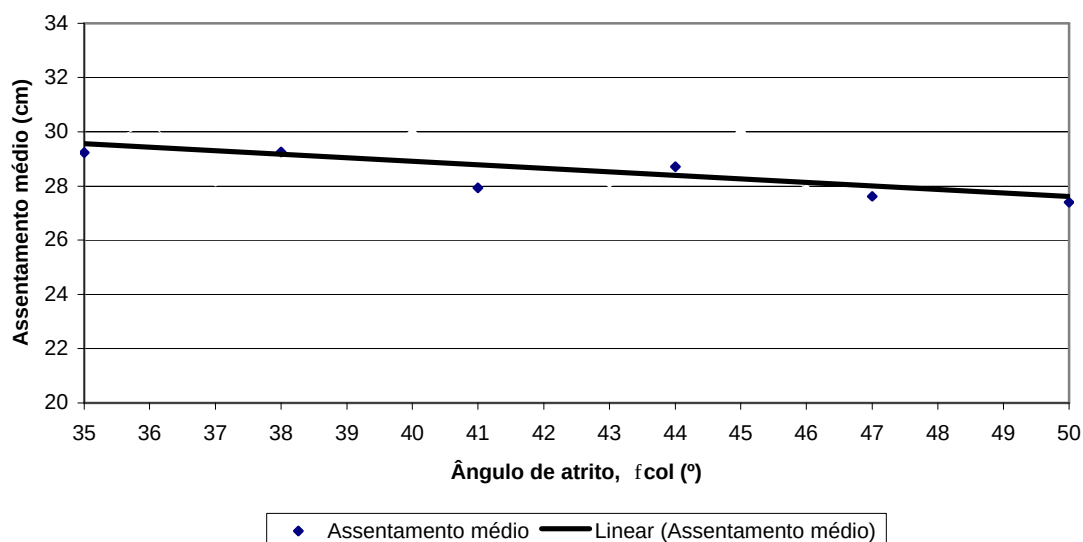


Figura 5.22 - Influência do ângulo de atrito no assentamento médio na base do aterro, no final da consolidação

Não obstante, verifica-se no entanto que essa diminuição não é significativa pois, para a gama do ângulo de atrito considerada ( $35 \leq f_{col} \leq 50$ ), a máxima diferença de assentamentos registada não chega a atingir os 2cm, o que representa apenas cerca de 7% da ordem de grandeza do valor do assentamento.

Continuando a análise aos deslocamentos, apresenta-se na Figura 5.23 o perfil de assentamentos normalizados em relação à média respectiva, obtido para os quatro cálculos efectuados, no final da consolidação.

Verifica-se que à medida que o ângulo de atrito da coluna aumenta, e independentemente do valor do assentamento médio, a diferença entre o assentamento na zona da coluna ( $x < 0.5m$ ) e o assentamento na zona do solo envolvente ( $0.5m < x < 1.15m$ ) aumenta, o que está de acordo com o que seria de esperar.

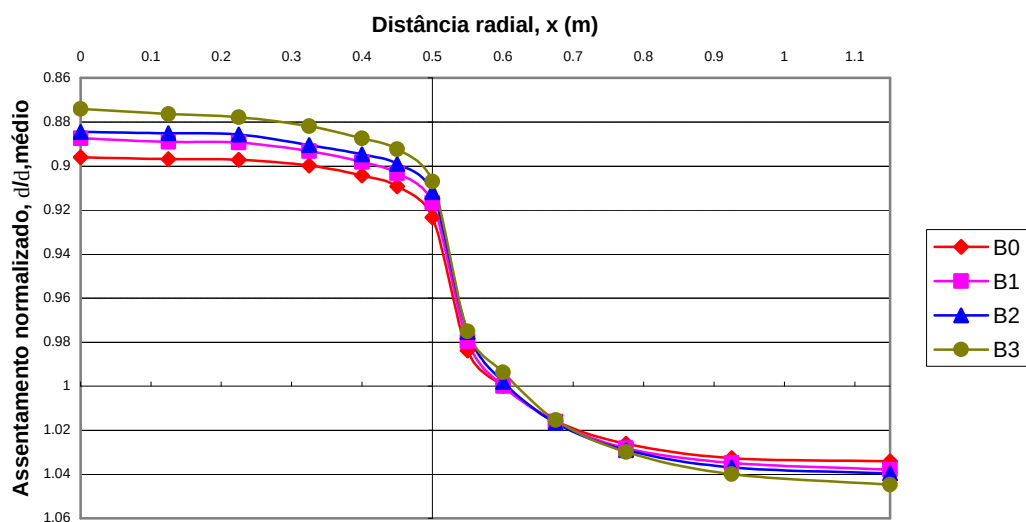


Figura 5.23 – Influência do ângulo de atrito da brita,  $f_{col}$ , no perfil de assentamentos normalizados,  $d/d_{médio}$ , no final da consolidação e na base do aterro.

Em termos da resposta assentamento *versus* tempo decorrido, verificou-se que a influência do ângulo de atrito da coluna é insignificante. A título de exemplo, apresenta-se no Quadro 5.9, para um tempo correspondente a 5 semanas após o início da construção do aterro e para os quatro cálculos considerados, o assentamento na base do aterro e o grau de consolidação médio obtido.

Quadro 5.9 – Influência do ângulo de atrito da coluna no assentamento médio na base do aterro 5 semanas após o início da construção do aterro, e o respectivo grau de consolidação médio.

| Cálculo | $f_{col}$ | $d_{5semanas}$ | $d_{t=\infty}$ | $\bar{U}$ |
|---------|-----------|----------------|----------------|-----------|
|         | (°)       | (cm)           | (cm)           | (%)       |
| B0      | 38        | 15.69          | 29.25          | 53.5      |
| B1      | 41        | 15.53          | 27.94          | 55.6      |
| B2      | 44        | 15.38          | 28.71          | 53.6      |
| B3      | 47        | 14.51          | 27.62          | 52.5      |

Constata-se que a influência do ângulo de atrito da coluna é praticamente nula, não se detectando nenhum padrão de variação.

### 5.4.3 – Análise de tensões

Na Figura 5.24 apresenta-se a evolução em profundidade do factor de concentração de tensões, para os quatro cálculos efectuados. A análise da figura permite identificar, para além do carácter de certa forma errático dos diagramas (derivado do relativamente pequeno comprimento do estrato mole considerado), os seguintes aspectos:

- o valor do factor de concentração de tensões máximo aumenta com o aumento de  $f_{col}$  e a zona onde ocorre esse valor situa-se dentro do primeiro metro de profundidade;
- em termos globais, pode-se dizer que quanto maior for o ângulo de atrito da coluna, maior será o factor de concentração de tensões médio.

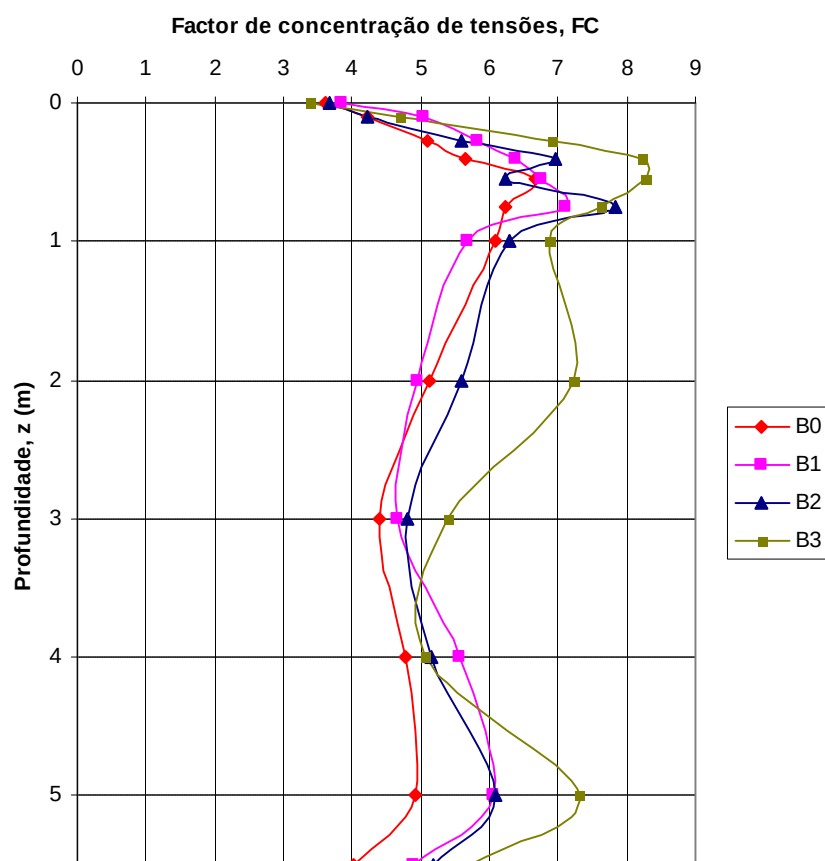


Figura 5.24 - Evolução de do factor de concentração de tensões em profundidade, para vários valores do ângulo de atrito da coluna, no final da consolidação.

Representa-se na Figura 5.25 a relação entre o ângulo de atrito da coluna e o factor de concentração de tensões médio, resultante da média ponderada dos valores dos diagramas ilustrados na Figura 5.24. Detecta-se uma tendência para o aumento da concentração das tensões verticais na coluna quanto maior for o ângulo de atrito da mesma, o que se encontra de acordo com o esperado uma vez que a resistência ao corte aumenta.

Comprova-se por outro lado, que a influência do ângulo de atrito da coluna ao nível da concentração das tensões é, percentualmente, superior à influência ao nível das deformações, o que não deixa de ser lógico, uma vez que os parâmetros de deformabilidade não foram alterados.

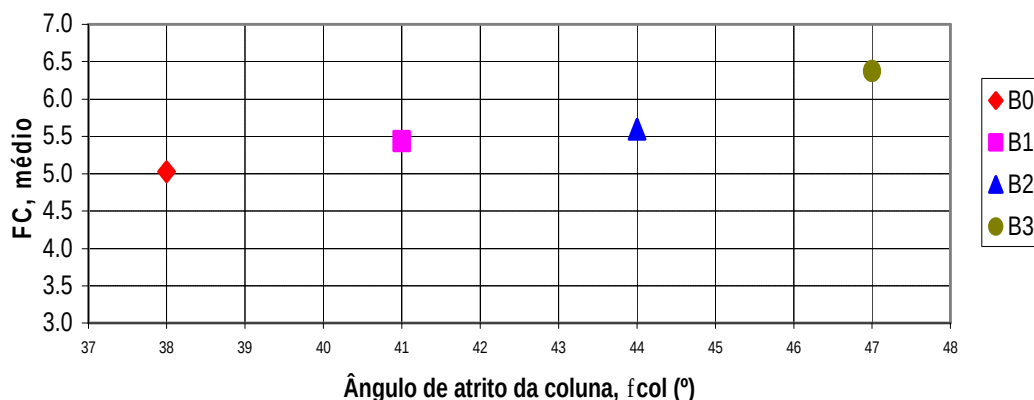


Figura 5.25 - Influência do ângulo de atrito da coluna,  $f_{col}$ , no factor de concentração de tensões médio.

Constata-se igualmente, da análise da Figura 5.24, que a parcela das tensões verticais que migra para a coluna através do próprio aterro não é afectada por  $f_{col}$ , uma vez que na base do mesmo o factor de concentração de tensões se mantém praticamente inalterado.

Referiu-se, anteriormente, que quase toda a coluna se encontrava muito próxima do estado crítico nas condições do problema base. Apresenta-se na Figura 5.26 colorações com o nível de tensão,  $SL$ , no final da consolidação para os quatro cálculos efectuados. Constata-se que o aumento da resistência ao corte da coluna, para os valores do ângulo de atrito considerados, não impede que praticamente toda a coluna chegue ao estado crítico, exibindo apenas distorções e passando a deformar-se a volume constante. Ou seja, pode-se finalmente concluir que a resposta do sistema coluna/solo não é grandemente afectada pela resistência ao corte (entenda-se aumento do ângulo de atrito) do material constituinte da coluna – a brita – pois devido ao mecanismo de expansão

lateral – pouco confinamento lateral - a coluna entra sempre em estado crítico. Esta conclusão apenas é válida para as condições em estudo, nomeadamente para o relativamente pequeno comprimento da coluna.

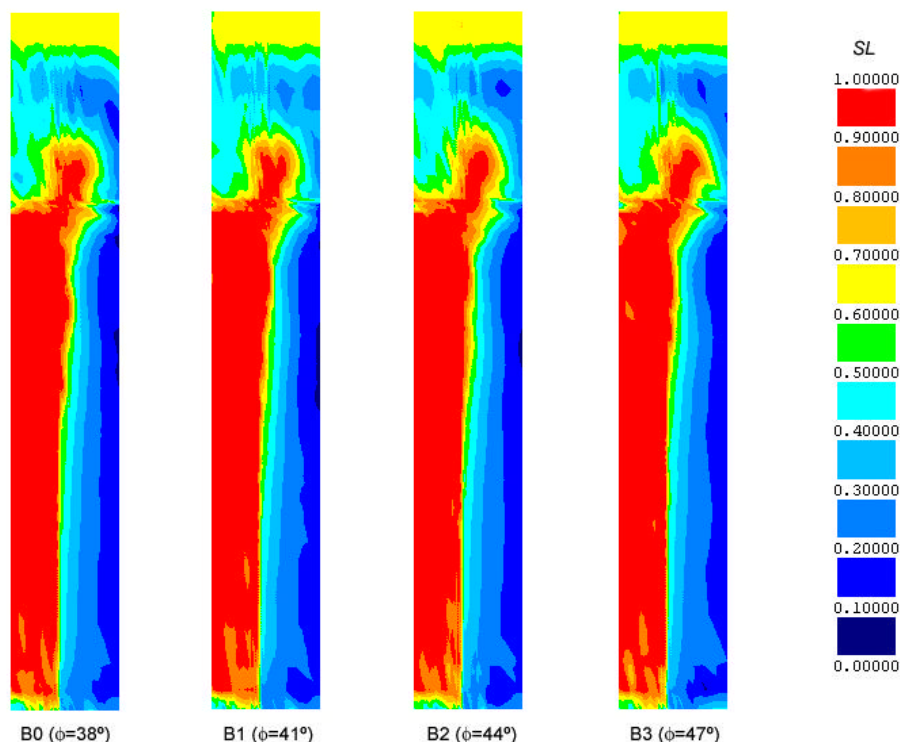


Figura 5.26 – Níveis de tensão mobilizados no final da consolidação para os cálculos B0 a B3.

## 5.5 – Deformabilidade do material de aterro

### 5.5.1 – Considerações iniciais

A maior ou menor deformabilidade do material de aterro em primeira carga, isto é, o valor do parâmetro  $I_{\text{aterro}}$ , pode influenciar a resposta do conjunto coluna/solo, uma vez que o efeito de arco que se mobiliza no aterro supostamente sofre alterações. O estudo paramétrico que se efectuou para estudar este aspecto compreendeu a variação do parâmetro em causa em mais dois cálculos além do problema-base descrito no capítulo anterior (ver quadro 5.10), ajustando-se os restantes parâmetros da seguinte maneira: adoptou-se a mesma relação entre  $I$  e  $k$

considerada no problema base ( $l/k = 6$ ), admitiu-se o mesmo valor do parâmetro  $N$  em todos os cálculos e o parâmetro  $\Gamma$  foi obtido impondo que a elipse de cedência, como no problema-base, passasse no início do sistema de eixos. Os restantes parâmetros geométricos e mecânicos mantiveram-se inalterados.

Quadro 5.10 – Diferentes valores do parâmetro  $l_{aterro}$  considerados no estudo paramétrico.

| Cálculo      | A0   | A1    | A2   |
|--------------|------|-------|------|
| $l_{aterro}$ | 0.03 | 0.015 | 0.06 |

### 5.5.2 – Análise dos resultados

Apresenta-se na Figura 5.27 a influência da deformabilidade do aterro no valor do assentamento médio no final da consolidação, e na Figura 5.28 a influência do mesmo parâmetro no perfil de assentamentos. Como se pode constatar, quanto maior for a rigidez do aterro – menores valores de  $l_{aterro}$  - o assentamento médio no final da consolidação é menor. Essa redução não parece ser muito significativa, da ordem dos 6.5% para um aumento de 4 vezes da rigidez do aterro.

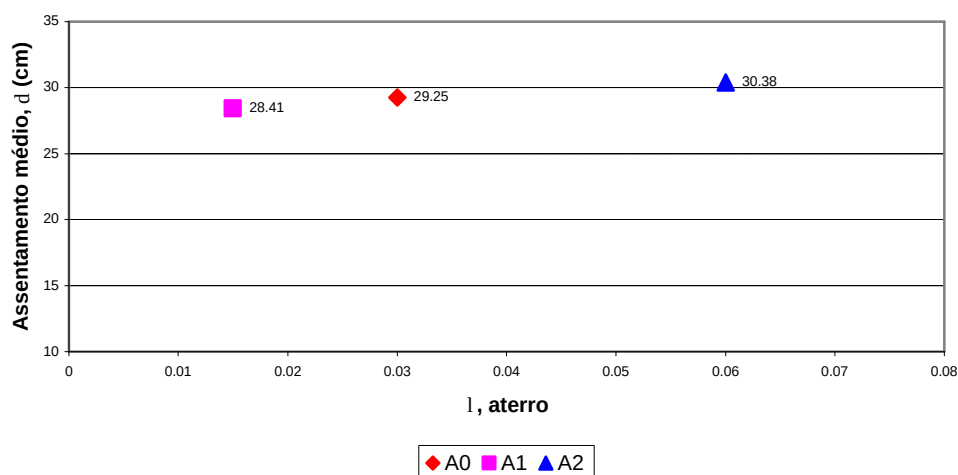


Figura 5.27 - Influência da deformabilidade do aterro no valor do assentamento médio na base do aterro, no final da consolidação.

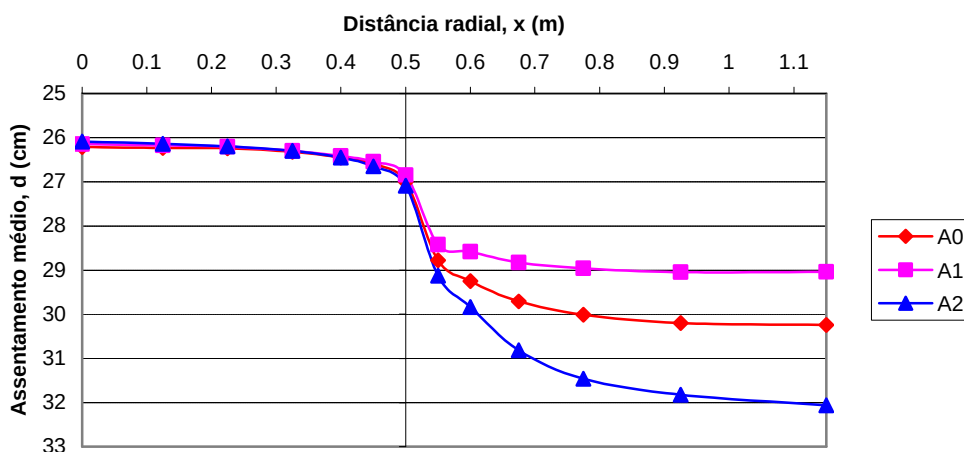


Figura 5.28 - Influência da deformabilidade do aterro no perfil de assentamentos na base do aterro e no final da consolidação.

Analisando a Figura 5.28 com maior detalhe, verifica-se que:

- como seria de esperar, quanto mais rígido for o aterro menor é o assentamento diferencial entre a coluna e o solo circundante;
- a forma do perfil de assentamentos varia com a rigidez do aterro e quanto mais rígido for este último, mais uniforme é o deslocamento vertical do solo envolvente;
- o assentamento da coluna é praticamente independente da deformabilidade do aterro, o mesmo não se passando com o assentamento do solo circundante, que aumenta com aquela deformabilidade.

Destas observações conclui-se que a diminuição do assentamento médio no final da consolidação pelo facto da rigidez do aterro aumentar se deve exclusivamente à diminuição do assentamento do solo envolvente e não ao assentamento da coluna em si.

A alteração do assentamento médio traduz-se, logicamente, na alteração do factor de melhoramento, tal como ilustrado na Figura 5.29.

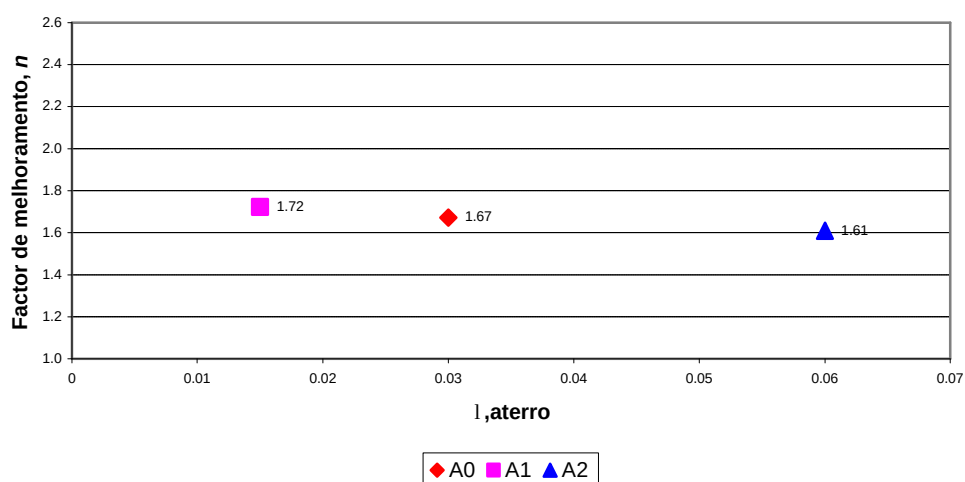


Figura 5.29 - Influência da deformabilidade do aterro no factor de melhoramento, *n*.

Em relação à velocidade de processamento dos deslocamentos, esta não é condicionada pela deformabilidade do aterro, como se pode verificar na Figura 5.30. Para os três cálculos efectuados, o andamento da curva assentamento normalizado *versus* tempo é praticamente idêntico.

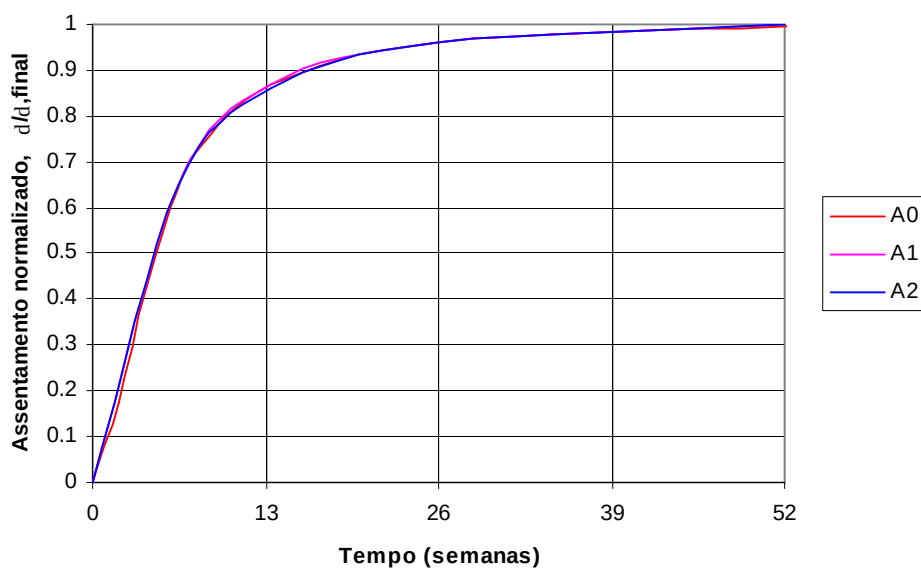


Figura 5.30 - Influência da deformabilidade do aterro na evolução do assentamento com o tempo

A existência da camada de aterro permite então que, por efeito de arco, haja uma migração dos esforços directamente para a cabeça da coluna e que esse efeito aumente com a rigidez do aterro.

Este efeito de migração de esforços é responsável pelo aliviar das tensões directamente aplicadas ao solo. Por este facto é crível que o factor de concentração de tensões, cuja evolução em profundidade se apresenta na Figura 5.31, aumente com o aumento da rigidez do aterro. Com efeito, verifica-se pois que:

- o valor máximo de  $FC$  aumenta com o aumento da rigidez do aterro;
- a zona onde ocorre o valor máximo de  $FC$  não é influenciada pela rigidez do aterro;
- em média, o valor de  $FC$  aumenta com o aumento da rigidez do aterro.

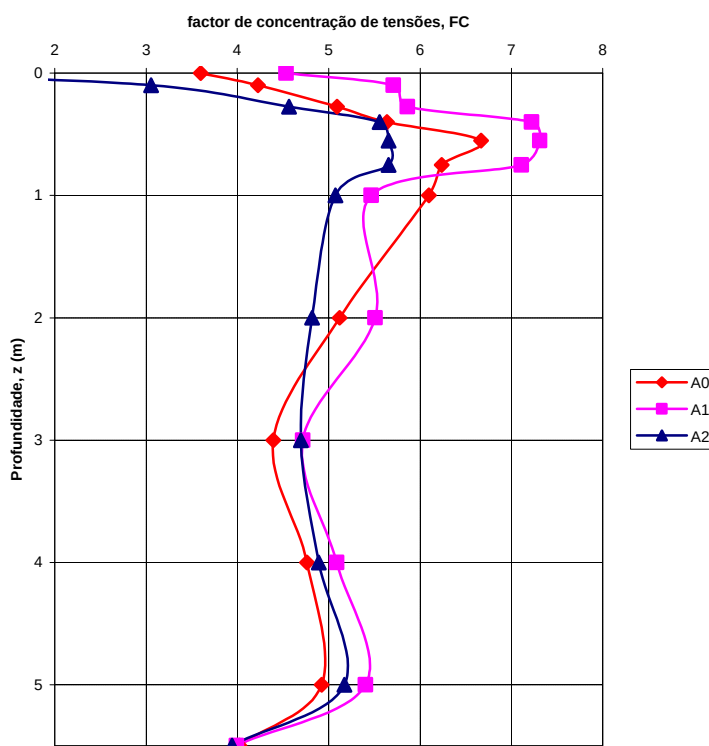


Figura 5.31 - Influência da deformabilidade do aterro na evolução de  $FC$  em profundidade

Complementarmente, ilustra-se na Figura 5.32 a variação com  $l_{\text{aterro}}$  do factor de concentração de tensões médio e na base do aterro ( $z=0$ ). É visível que quanto menos rígida é a camada de aterro, menor é o factor de concentração de tensões na base do aterro ( $z=0\text{m}$ ). Hipoteticamente, se o carregamento fosse considerado como infinitamente flexível – o que em termos práticos é impossível de materializar com um aterro – o factor de concentração de tensões na base do aterro seria naturalmente unitário.

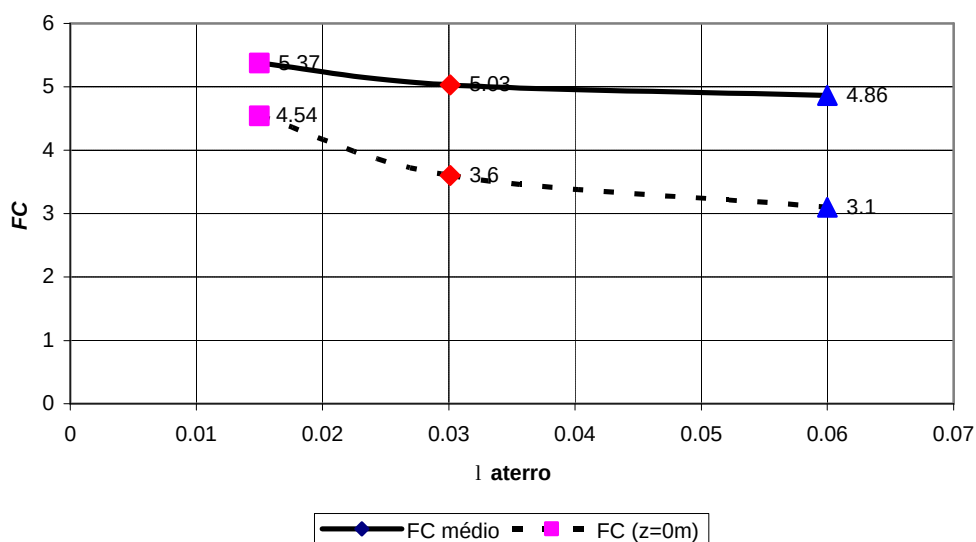


Figura 5.32 - Influência da deformabilidade do aterro no factor de concentração de tensões médio, e na base do aterro

### 5.5.3 – Conclusões

A influência da rigidez da camada de aterro na resposta do sistema coluna/solo parece ser reduzida. No entanto, pode dizer-se que quanto mais rígida for a camada:

- menores serão os assentamentos finais, bem como os assentamentos diferenciais entre os dois materiais, aumentando pois o factor de melhoramento;
- maior será o efeito de arco na camada de aterro;
- maior será o factor de concentração de tensões médio, bem como o seu valor na base do aterro.

A maior ou menor deformabilidade da camada de aterro não parece influenciar a velocidade de processamento dos deslocamentos verticais.

## 5.6 – Deformabilidade da brita

### 5.6.1 – Considerações iniciais

A deformabilidade da brita em primeira carga, ou seja, o valor do parâmetro  $l_{col}$  (tratando-se do modelo  $p-q-q$ ) é sem dúvida um dos parâmetros mecânicos mais importante da resposta do sistema coluna/solo. Foi amplamente discutido no Capítulo 4 a grande dispersão de valores encontrados na bibliografia para a deformabilidade da brita.

A variação paramétrica apresentada nesta secção compreende 4 cálculos em que se variou o parâmetro  $l_{col}$  (ver quadro 5.11), ajustando-se os restantes parâmetros da brita do seguinte modo: adoptou-se uma relação constante entre  $l$  e  $k$  ( $l/k = 4$ ), admitiu-se o mesmo valor do parâmetro  $N$  e o parâmetro  $\Gamma$  foi obtido impondo que a elipse de cedência passasse, como no problema base, no início do sistema de eixos. Considerou-se o ângulo de atrito da coluna também constante ( $f_{col} = 38^\circ$ ). Mais uma vez, e para todos os cálculos, os restantes parâmetros mantiveram-se constantes.

Quadro 5.11 – Diferentes valores de  $l_{col}$  considerados no estudo paramétrico

| Cálculo                 | D0    | D1    | D2     | D3     |
|-------------------------|-------|-------|--------|--------|
| $l_{col}$               | 0.011 | 0.022 | 0.0055 | 0.0022 |
| $m = l_{sol} / l_{col}$ | 20    | 10    | 40     | 100    |

### 5.6.2 – Deslocamentos verticais

Apresenta-se na Figura 5.33 o assentamento médio, no final da consolidação, obtido para os cálculos D0 a D3, na base do aterro. Verifica-se claramente uma enorme dependência do assentamento médio final da relação de deformabilidades entre a coluna e o solo. Quanto menos deformável for a coluna – maiores valores de  $m$  – menor será o assentamento do conjunto.

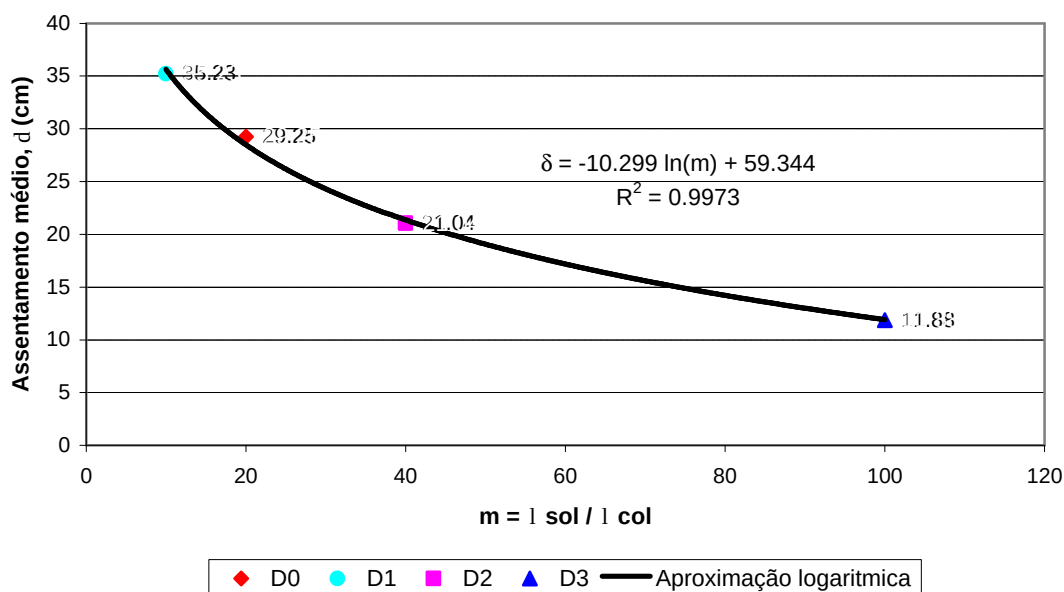


Figura 5.33 – Influência da relação de deformabilidade entre o solo e a brita,  $m = l_{sol} / l_{col}$ , no valor do assentamento médio, no final da consolidação na base do aterro.

Essa dependência do assentamento em função de  $m$ , para as condições em estudo, parece seguir uma lei logarítmica que se encontra representada na mesma figura, cuja equação é:

$$d \text{ (cm)} = -10.299 \ln(m) + 59.344 \quad (5.1)$$

Conclui-se desde já, que a adopção de um valor realista de  $l$  da brita (ou de  $m$ ) é fundamental para uma correcta previsão do assentamento expectável. Por exemplo, a adopção de um valor de  $m=40$  conduz a um assentamento final de 21.04cm, que representa uma diferença, em relação ao problema base (cálculo D0), de menos quase 30% em termos de assentamento.

Na tentativa de avaliar se a maior ou menor rigidez da coluna afecta a forma do perfil de assentamentos na base do aterro, apresentam-se nas Figuras 5.34 e 5.35 os resultados obtidos nos cálculos D0 a D3 para o final da consolidação (na Figura 5.35 os resultados do assentamento foram normalizados em relação à média respectiva de cada cálculo). Analisando as figuras, ressaltam os seguintes aspectos:

- com o aumento da rigidez da coluna, é notória a diminuição dos assentamentos, não só na zona da coluna, mas também no solo circundante (Figura 5.34);
- no entanto, tal como seria de esperar, sobretudo porque diminui o assentamento médio, quanto mais rígida for a coluna em relação ao solo, mais aumentam os assentamentos diferenciais, em termos relativos, entre as duas zonas (por exemplo, para  $m=20$  e  $m=100$ , tem-se, pela observação directa da Figura 5.35, um

assentamento diferencial máximo de cerca de 14% e 57% do valor do assentamento médio, respectivamente);

- independentemente da relação de rigidez considerada, o assentamento da coluna é praticamente igual em qualquer dos seus pontos, ou seja, para valores de  $x$  compreendidos entre 0 e 0.5m o deslocamento vertical é aproximadamente constante;
- por outro lado, a forma da curva dos assentamentos no solo circundante não é independente da relação de rigidez entre os dois materiais; se, para valores de  $m$  baixos o assentamento do solo circundante é relativamente uniforme, já para valores de  $m$  crescentes o assentamento aumenta à com o afastamento à coluna.

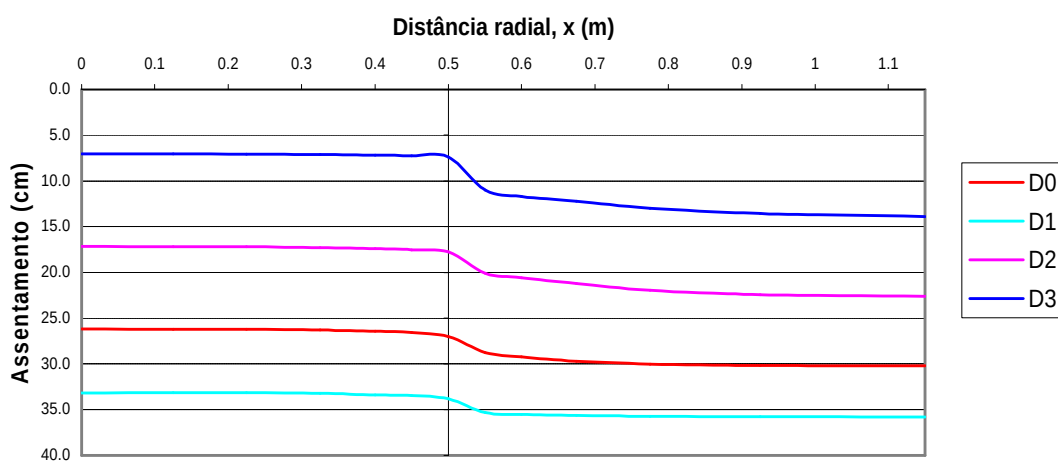


Figura 5.34 - Influência da relação de deformabilidade entre o solo e a brita,  $m$ , no perfil de assentamentos na base do aterro

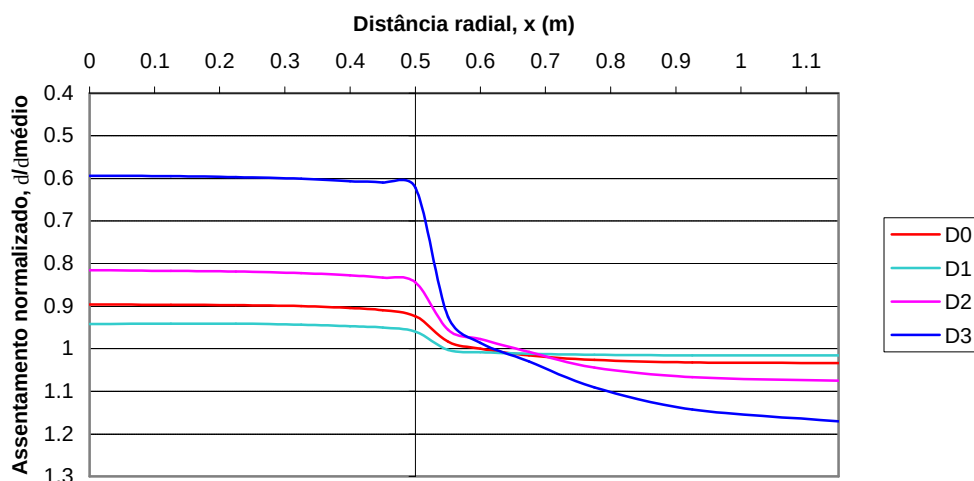


Figura 5.35 - Influência da relação de deformabilidade entre o solo e a brita,  $m$ , no perfil de assentamentos normalizado na base do aterro

Estes resultados, de certo modo esperados, espelham a enorme influência que a relação entre a rigidez dos dois materiais provoca na resposta do sistema coluna/solo. Representando os mesmos resultados em termos mais genéricos, recorrendo ao factor de melhoramento  $n$ , obtêm-se a Figura 5.36.

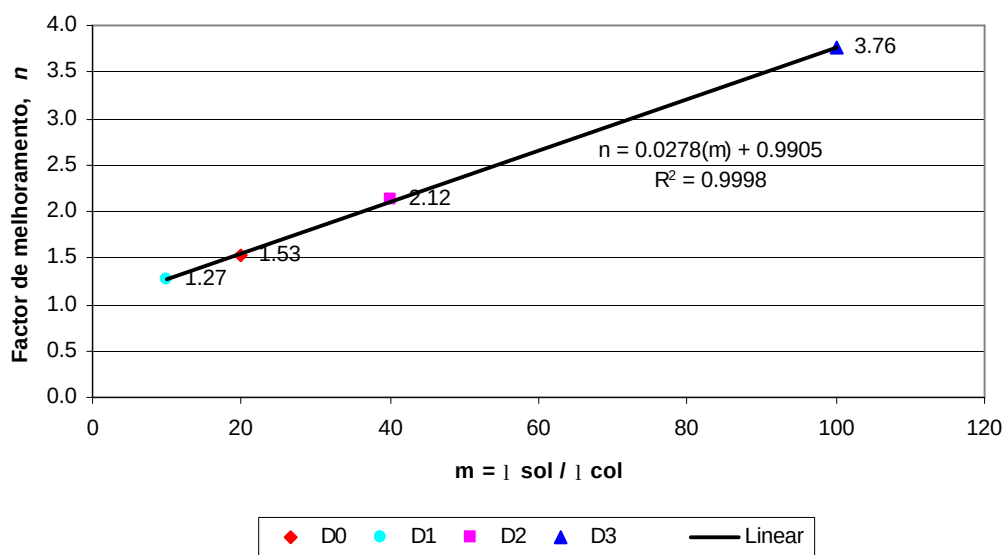


Figura 5.36 - Influência da relação de deformabilidade entre o solo e a brita,  $m = l_{sol} / l_{col}$ , no factor de melhoramento,  $n$ .

Como é obvio, quanto maior for a rigidez da brita – maiores valores de  $m$  – maior será o factor de melhoramento,  $n$ . Para as condições do problema, a curva que melhor aproxima os resultados numéricos, com um excelente coeficiente de correlação, é dada pela recta:

$$n = 0.0278 (m) + 0.9905 \quad (5.2)$$

No que se refere ao processamento dos assentamentos (na base do aterro) com o decorrer do tempo, apresenta-se a Figura 5.37, em que se representa o assentamento médio, calculado em determinados instantes, normalizado em relação ao assentamento médio no final da consolidação. Deste modo  $d / d_{final}$  representa igualmente o grau de consolidação médio do conjunto coluna/solo.

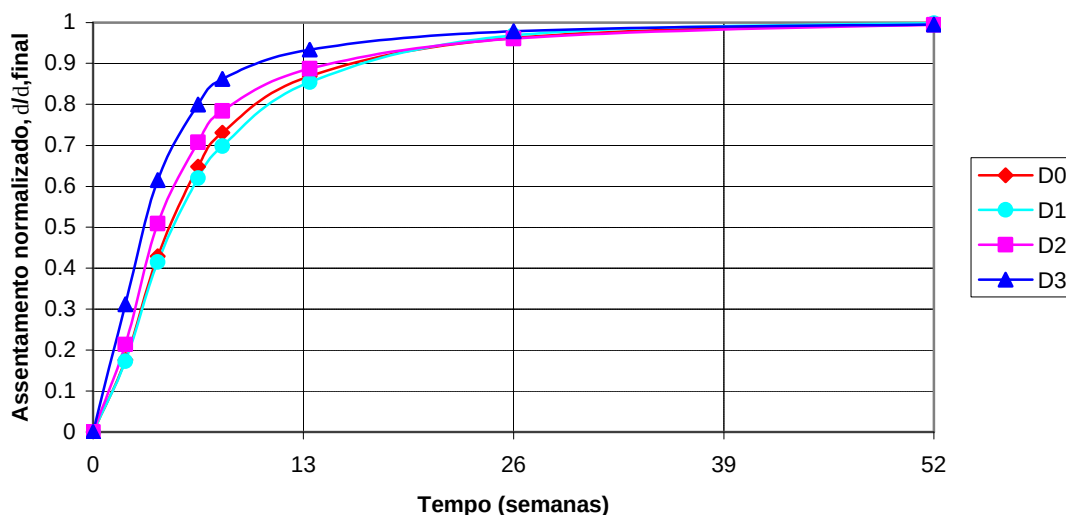


Figura 5.37 - Influência da relação entre a deformabilidade do solo e da brita na evolução do assentamento médio com o tempo

Verifica-se que a deformabilidade da brita influencia a velocidade de processamento dos assentamentos. Constata-se que quanto mais rígida for a brita em relação ao solo mais rápido se processam os deslocamentos verticais. Por outras palavras, aumenta o grau de consolidação médio do sistema.

Por exemplo, para que se tenha processado 90% do assentamento médio final, é-se conduzido a um tempo de cerca de 16 semanas e de 10 semanas para  $m=20$  e  $m=100$  respectivamente, o que se traduz numa diminuição de tempo da ordem dos 40%, o que não é negligenciável.

De modo a melhor ilustrar este efeito, apresenta-se na Figura 5.38 colorações com o excesso da pressão neutra existente 5 semanas após o início da construção do aterro (ou seja, 1 semana após a sua conclusão) para os 4 cálculos efectuados. Para este instante de tempo – 5 semanas –

é claramente visível a diminuição dos valores dos excessos de pressão neutra no solo envolvente à coluna com o aumento da relação de rigidez entre os dois materiais.

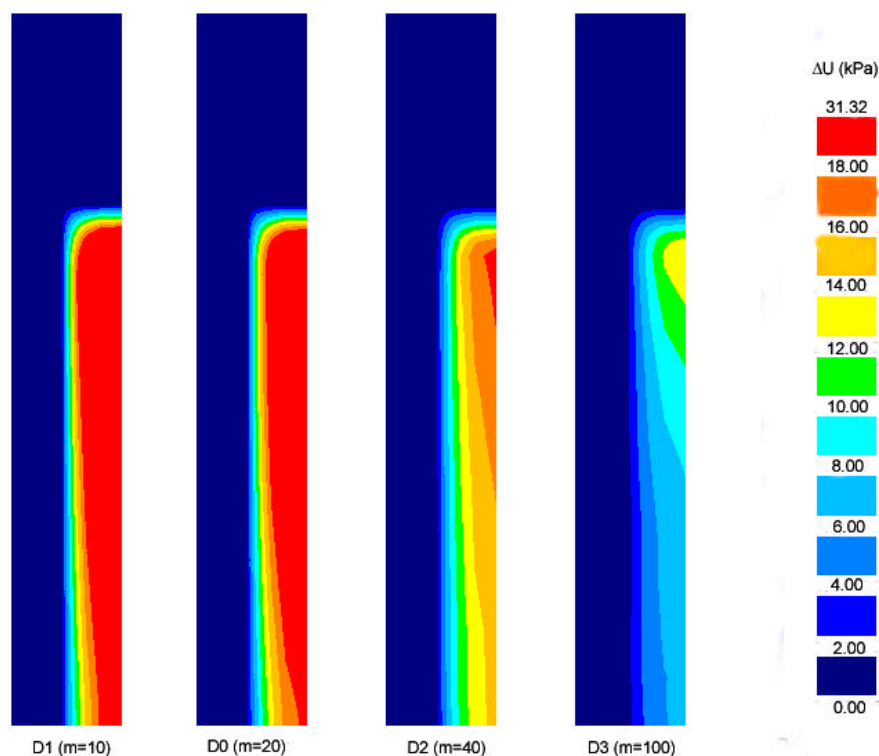


Figura 5.38 – Excesso de pressão neutra 5 semanas após o início da construção do aterro para os cálculos D0 a D3.

Este efeito é explicado, como se verá à frente na análise do factor de concentração de tensões, pelo facto da coluna, quanto mais rígida for, maior parcela de carga vertical atrair, aliviando a carga no solo circundante, isto é, determinando neste menores excessos de pressão neutra. Nestas condições, é a velocidade de processamento dos deslocamentos da coluna que ganha maior importância na velocidade global. Ora, devido às características de muito alta permeabilidade da brita, esses deslocamentos tendem a ser quase instantâneos, o que, em termos globais do conjunto, conduz a um acelerar do assentamento médio.

Fazendo o raciocínio inverso, quanto mais deformável for a coluna, mais o solo circundante é solicitado, isto é, maiores excessos de pressão de água nos poros, e a velocidade dos assentamentos é então comandada mais pela velocidade de consolidação do solo envolvente à coluna.

### 5.6.3 – Deslocamentos horizontais

No que se refere aos deslocamentos horizontais, apenas se analisou a influência da deformabilidade da coluna ao longo da interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ), no final da consolidação. Esses resultados estão representados na Figura 5.39. Da observação da figura salientam-se os seguintes aspectos:

- quanto mais rígida for a coluna, menor é a sua expansão radial da coluna em direcção ao solo;
- quanto mais rígida for a coluna, maior é a uniformidade dos deslocamentos horizontais ao longo da mesma.

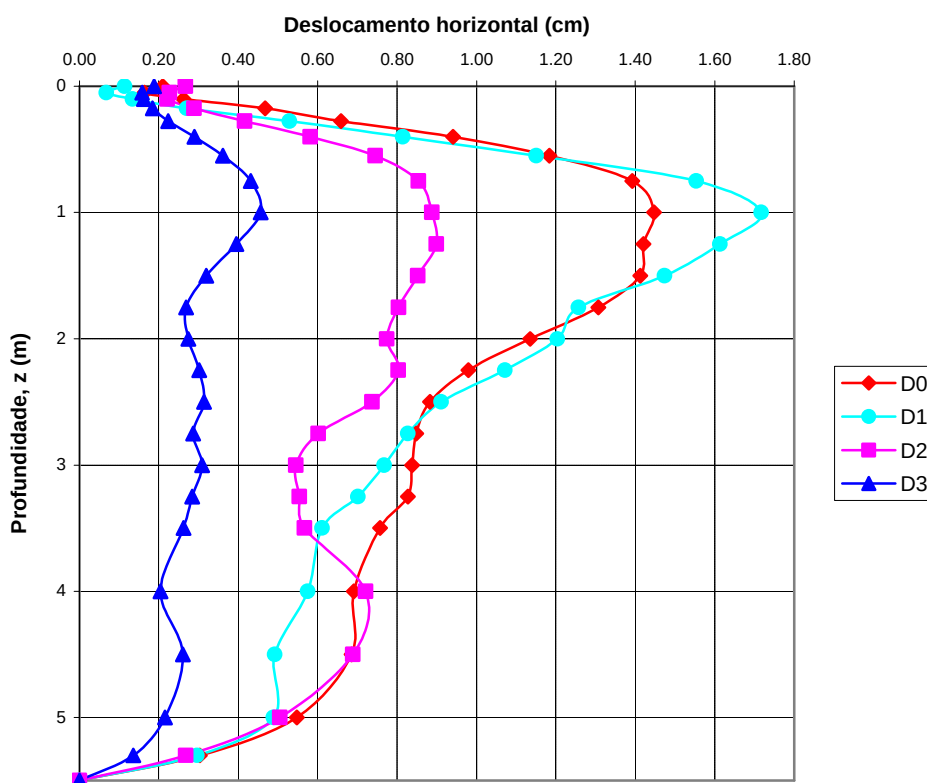


Figura 5.39 - Influência da deformabilidade da brita no deslocamento horizontal ao longo da interface coluna/solo ( $x=0.5m$ ) no final da consolidação.

Logicamente, estes resultados traduzem o expectável, isto é, existência de menores deformações na coluna – quer verticais quer horizontais – para maiores valores da rigidez da mesma, traduzindo-se este facto na observância quer de menores assentamentos (como se viu no ponto 5.6.2) quer de menores deslocamentos horizontais (como se mostra neste ponto).

### 5.6.4 – Análise de tensões

Em termos de tensões efectivas, como já referido, é de esperar que quanto maior for a rigidez da coluna maior será o acréscimo de carga vertical que esta atrairá e menor será a parcela a ser suportada directamente pelo solo. Assim, apresenta-se na Figura 5.40 a influência da relação entre a deformabilidade do solo e da brita na evolução do factor de concentração de tensões,  $FC$ , em profundidade, e na Figura 5.41 a influência da mesma relação no factor de concentração médio, cuja definição já foi anteriormente apresentada. A análise de ambas as figuras permite identificar claramente os seguintes aspectos:

- existe um aumento do factor de concentração de tensões máximo à medida que a relação entre a deformabilidade dos dois materiais aumenta;
- o factor de concentração de tensões máximo ocorre na zona superior da célula;
- o factor de concentração de tensões médio aumenta com o aumento da rigidez relativa entre os dois materiais.

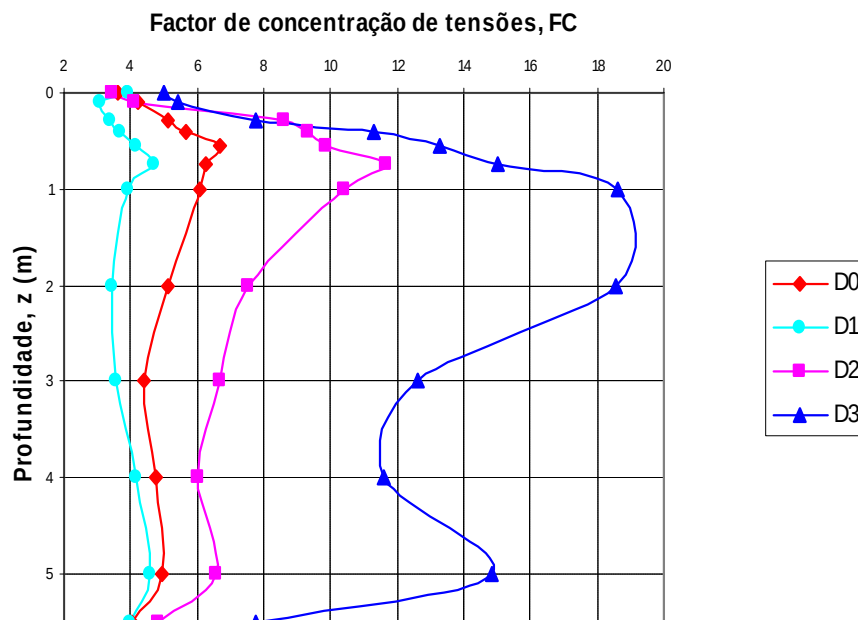


Figura 5.40 - Influência da relação entre a deformabilidade do solo e da brita na evolução do factor de concentração de tensões,  $FC$ , em profundidade, no final da consolidação

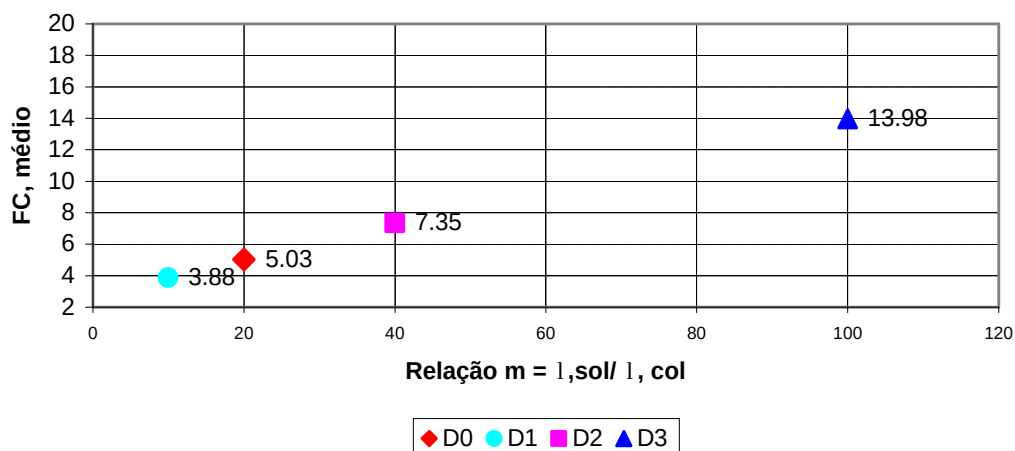


Figura 5.41 - Influência da relação entre a deformabilidade do solo e da brita no factor de concentração de tensões médio,  $FC$  médio, no final da consolidação.

Os resultados estão pois de acordo com o que seria de esperar, ou seja a uma maior rigidez relativa da coluna corresponde uma maior concentração de tensões efectivas na mesma.

Por fim, apresenta-se na Figura 5.42, os níveis de tensão mobilizados no final da consolidação para os 4 cálculos efectuados. Observando a figura cuidadosamente, constata-se que:

- independentemente da relação entre deformabilidades, toda a coluna se encontra muito próxima do estado crítico; a única excepção ocorre para o valor de  $m$  igual a 10;
- o aterro que materializa o carregamento é mais solicitado – aumentam as tensões de corte - quanto maior for a rigidez da brita.

Este último aspecto é explicado pelo facto de quanto maior for  $m$ , maiores são os assentamentos diferenciais na base do aterro entre a coluna e o solo circundante e, consequentemente, maiores as tensões de corte a que o aterro está sujeito.

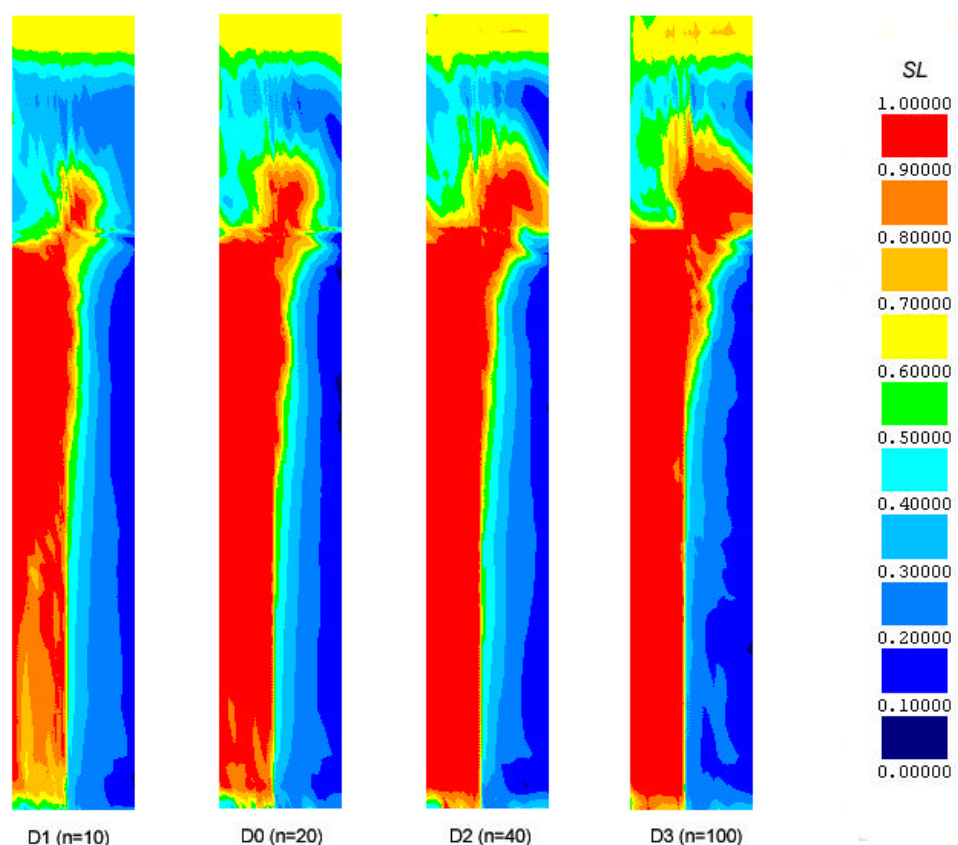


Figura 5.42 – Influência da relação entre a deformabilidade do solo e da brita no nível de tensão,  $SL$ , no final da consolidação

### 5.6.5 – Conclusões

Pela análise efectuada conclui-se que a relação entre o parâmetro  $I$  do solo e da brita desempenha um papel muito importante na resposta do sistema coluna de brita/solo circundante, verificando-se haver grandes benefícios quanto maior for a rigidez da coluna em comparação com a do solo.

Esses benefícios traduzem-se principalmente na redução do assentamento médio no final da consolidação e na redução do tempo necessário para que estes se processem.

Logo, o processo construtivo adoptado deverá garantir que a compactação da brita seja o mais eficaz, de modo a que esta apresente a mais baixa deformabilidade possível.

A correcta estimativa dos parâmetros de deformabilidade da brita, em fase de projecto, toma assim uma grande importância. No caso do presente trabalho, e pelas razões já expostas, procurou-se salientar a dificuldade que essa estimativa envolve.

## 5.7 – Considerações finais. Correlação entre $n$ , $m$ e $CS$

Até este ponto, de todas as análises paramétricas efectuadas, as que revelaram maior sensibilidade na resposta do solo reforçado, concretamente no efeito que têm no factor de melhoramento,  $n$ , são o coeficiente de substituição, ou seja, a área de influência de cada coluna, e a relação entre a deformabilidade da brita constituinte da coluna e a do solo que a envolve.

Os restantes parâmetros, a saber, profundidade do estrato mole, ângulo de atrito da brita e rigidez da camada de aterro, desempenham um papel menor comparados com aqueles dois.

Assim, resolveu-se realizar uma análise conjunta destes dois factores de modo a poderem tirar-se conclusões um pouco mais genéricas do efeito benéfico em termos de redução de assentamentos – afinal, o efeito prático que mais interessa em termos de dimensionamento – derivado da introdução de colunas de brita num solo compressível.

Portanto, partindo do problema-base descrito no Capítulo 4, fez-se variar a relação de deformabilidade entre o solo e a brita,  $m$ , nos valores indicados no Quadro 5.11, para diferentes valores da relação de  $1/CS$ , os mesmos que estão discriminados no Quadro 5.2.

Comparando o assentamento médio calculado através da simulação numérica - na base do aterro e no final da consolidação - para todos os casos descritos, com o assentamento calculado numericamente para a situação do solo não reforçado, consegue-se então estimar o factor de melhoramento  $n$  que será expectável que ocorra. Apresenta-se na Figura 5.43 os resultados obtidos. A análise da figura permite destacar mais uma vez a grande influência que a deformabilidade dos materiais desempenha. Conclui-se igualmente que quanto maior for  $m$ , maior é a influência do coeficiente de substituição.

Na Figura 5.43 também se encontra representada, para cada valor de  $m$ , a equação que melhor aproxima os resultados numéricos, e que se constatou ser do tipo:

$$n = k_1 (1/CS)^{k_2} \quad (5.3)$$

em que  $k_1$  e  $k_2$  são parâmetros função da relação de deformabilidade  $m$ . A aproximação das várias curvas aos resultados numéricos é bastante satisfatória em todos os casos ( $R^2$  é sempre superior a 0.967). O resumo dos cálculos efectuados encontra-se resumido no Quadro 5.11.

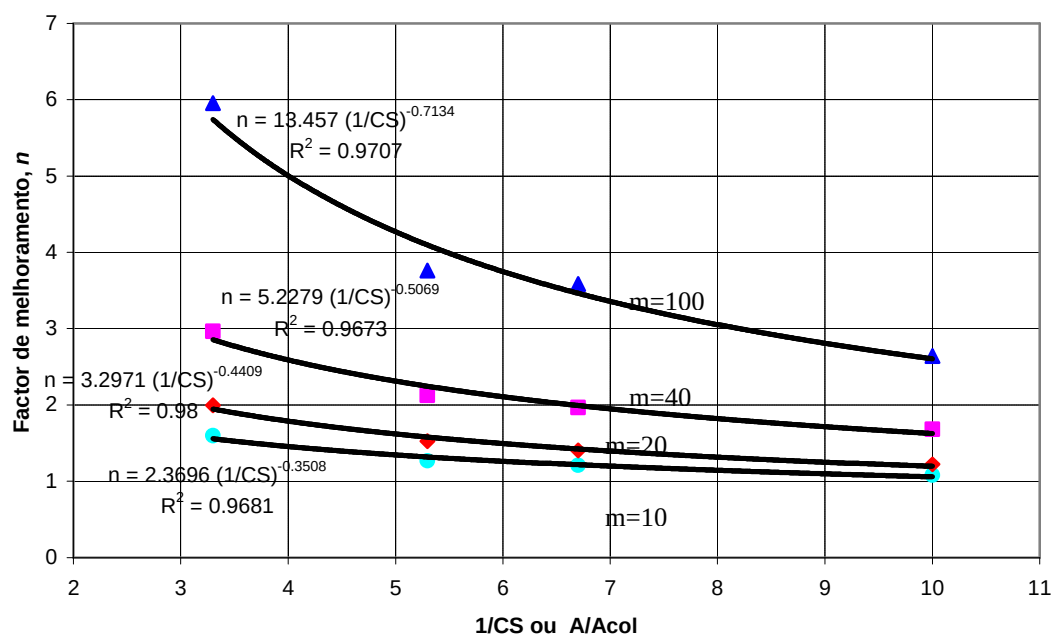


Figura 5.43 - Evolução do factor de melhoramento,  $n$ , com o coeficiente de substituição  $1/CS$ , para diferentes relações entre a deformabilidade do solo e da brita,  $m = l_{sol} / l_{col}$

Quadro 5.11 – Influência da relação entre a deformabilidade do solo e da brita,  $m$ , nos parâmetros  $k_1$ ,  $k_2$  (de acordo com a equação  $n = k_1 (1/CS)^{k_2}$ ) e respectivo coeficiente de correlação  $R$ .

| $m = l_{sol} / l_{col}$ | $k_1$   | $k_2$   | $R^2$  |
|-------------------------|---------|---------|--------|
| 10                      | 2.3696  | -0.3508 | 0.9681 |
| 20                      | 3.2971  | -0.4409 | 0.9800 |
| 40                      | 5.2279  | -0.5069 | 0.9673 |
| 100                     | 13.4570 | -0.7134 | 0.9707 |

Com vista a generalizar a equação (5.3) tentou-se definir a equação de variação de  $k_1$  e  $k_2$  com a relação entre deformabilidades,  $m$ . Deste modo, usando os valores constantes no quadro citado, traçaram-se os gráficos  $k_1 = k_1(m)$  e  $k_2 = k_2(m)$ , que se encontram representados nas Figuras 5.44 e 5.45, respectivamente.

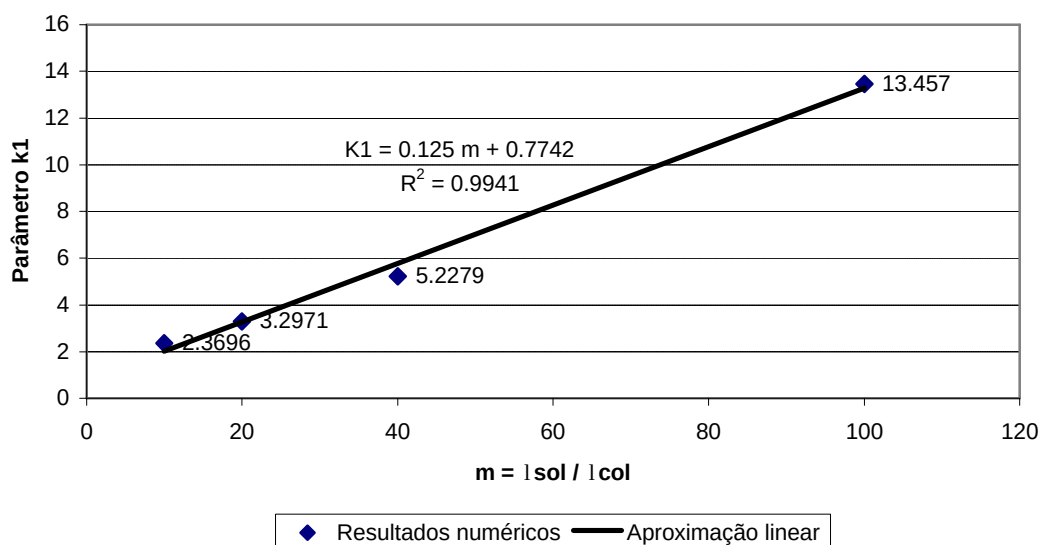


Figura 5.44 – Relação entre o parâmetro  $k_1$  e a relação entre a deformabilidade do solo e a da brita,  $m$

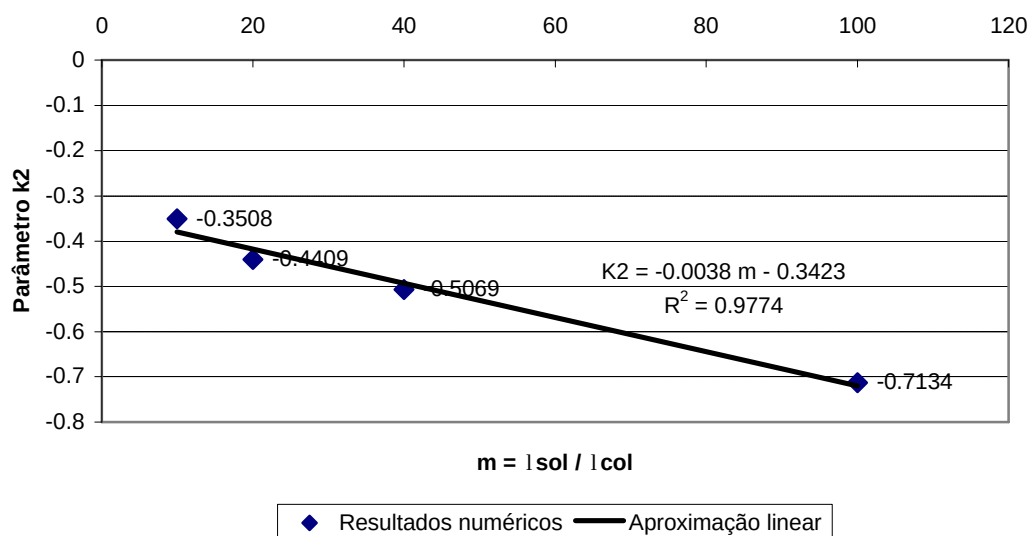


Figura 5.45 – Relação entre o parâmetro  $k_2$  e a relação entre a deformabilidade do solo e a da brita,  $m$

Analisando os valores constantes no Quadro 5.11, traduzidos graficamente nas Figuras 5.44 e 5.45, chega-se à conclusão, com uma aproximação razoável, que os parâmetros  $k_1$  e  $k_2$  variam linearmente com  $m$ . As equações obtidas são:

$$k_1 = 0.125 (m) + 0.7742 \quad (5.4)$$

$$k_2 = -0.0038(m) - 0.3423 \quad (5.5)$$

Finalmente, substituindo (5.4) e (5.5) em (5.3), chega-se à expressão mais geral

$$n = \left( 0.125 \cdot \frac{l_{sol}}{l_{col}} + 0.7742 \right) \cdot (1/CS)^{\left( -0.0038 \cdot \left( \frac{l_{sol}}{l_{col}} \right) - 0.3423 \right)} \quad (5.6)$$

que relaciona o factor de melhoramento com o coeficiente de substituição e com os parâmetros  $l$  do solo e da brita.

Nesta fase é importante voltar a chamar a atenção para o facto de a equação (5.6) ser apenas válida para as condições em estudo, mantendo-se os restantes parâmetros fixos. No entanto, tal como foi discutido, pelos resultados da análise paramétrica efectuada, a influência dos outros parâmetros é reduzida e será da ordem de grandeza do erro cometido nas aproximações que se tiveram que fazer para se obter a equação (5.6). Esse erro, derivado exclusivamente das aproximações que foram feitas no estabelecimento das equações (5.3) a (5.5), pode ser quantificado comparando os valores obtidos numericamente (e que se encontram representados na Figura 5.43) com os resultantes da aplicação da equação (5.6) para os mesmos valores de  $1/CS$  e de  $m$ . Os erros assim calculados, expressos em percentagem, encontram-se resumidos no quadro 5.12

Quadro 5.12 – Erros associados à determinação do factor de melhoramento pela equação 5.6

| $m = l_{sol} / l_{col}$ | $1/CS=A/A_{col}$ |            |            |           |
|-------------------------|------------------|------------|------------|-----------|
|                         | <b>3.3</b>       | <b>5.3</b> | <b>6.7</b> | <b>10</b> |
| <b>10</b>               | 20%              | 15%        | 19%        | 22%       |
| <b>20</b>               | 0%               | -7%        | -5%        | -2%       |
| <b>40</b>               | -8%              | -19%       | -15%       | -10%      |
| <b>100</b>              | 6%               | 6%         | 6%         | 5%        |

Verifica-se que o erro máximo cometido pela utilização da equação (5.6), em comparação com o resultado numérico, é 22% deste último e que o erro médio cometido, em valor absoluto, é de 10%, valores que se julgam aceitáveis para se propor uma relação do tipo

$$n = n(CS, l_{sol}, l_{col}) \quad (5.7)$$

Voltando à equação (5.6), pode-se expressá-la em termos de um ábaco geral, cujos eixos são  $1/CS$  e  $m = l_{sol} / l_{col}$  para as abcissas e ordenadas, respectivamente. Neste sistema de eixos, pode-se então traçar as linhas de igual valor do factor de melhoramento,  $n$ , que se apresentam na Figura 5.46.

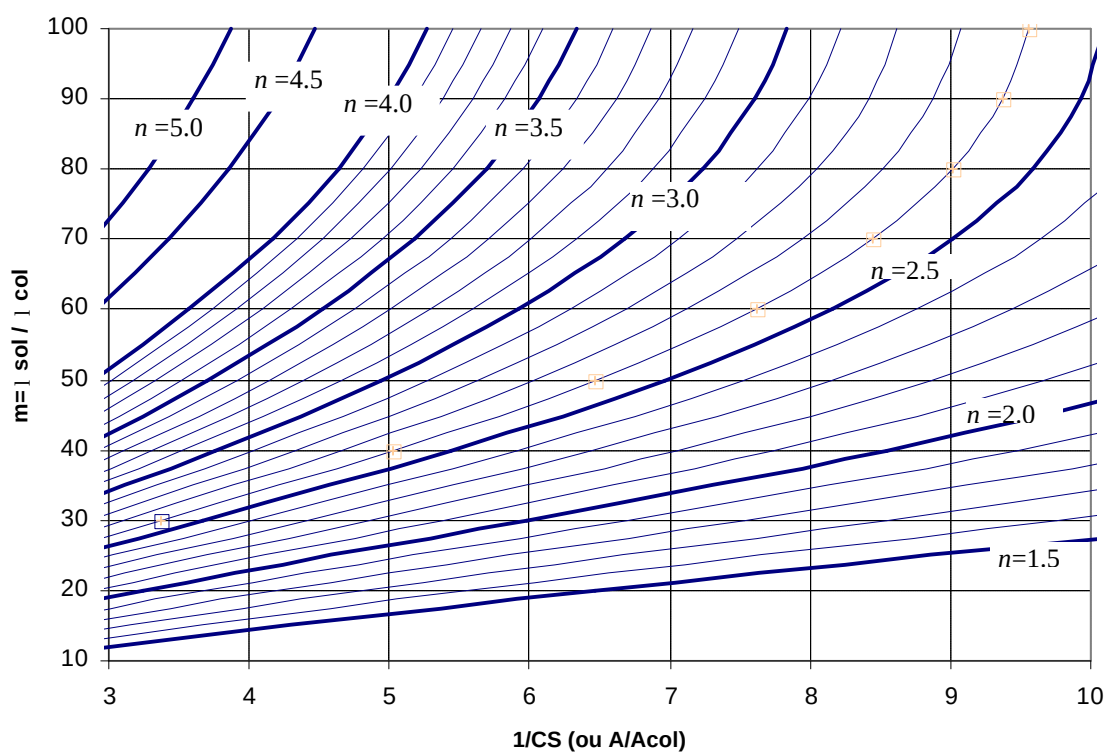


Figura 5.46 – Linhas de igual valor do factor de melhoramento

Este ábaco, que se propõe para ser empregue para efeitos de pré-dimensionamento, será então usado da seguinte forma: sabendo ou estimando a relação entre a deformabilidade do solo e da brita  $m = l_{sol} / l_{col}$ , o valor da ordenada do ábaco fica definido; conhecendo o critério de projecto em termos do assentamento máximo admissível, determina-se o factor de melhoramento que se pretende impor; a abcissa da intercepção entre as duas linhas referidas dá então a relação  $1/CS$  (ou  $A/A_{col}$ ) que tem que adoptar-se de modo a cumprir as imposições do projecto.

## Capítulo 6

### APLICAÇÃO DO MODELO A UM CASO REAL

#### 6.1 – Preâmbulo

A utilização de modelos numéricos constitui hoje em dia uma ferramenta fundamental para a previsão do comportamento de um grande número de obras. Dada a cada vez maior capacidade computacional disponível, grandes evoluções ao nível dos modelos teóricos foram sendo introduzidas. Torna-se pois necessário, sempre que possível, fazer a validação destes modelos, comparando resultados numéricos com resultados de instrumentação de obras.

Neste capítulo é modelado o comportamento de uma obra real, correspondente a um aterro sobre solos moles, em que se executaram colunas de brita para reforço da fundação; trata-se de uma obra que foi instrumentada, dispondo-se de alguns resultados de observação.

Na pesquisa bibliográfica realizada com vista à selecção do caso real a estudar, algumas dificuldades foram encontradas, designadamente no que se refere:

- à escassa informação sobre a caracterização geológico-geotécnica dos solos a tratar, necessária à estimativa dos parâmetros do modelo numérico usado;
- à escassa ou insuficiente informação sobre resultados de observação.

Por isso, a escolha do caso real não foi a ideal mas sim a possível. Procurou-se que fosse o mais completo possível, no que se refere quer à caracterização geotécnica quer aos dados de observação.

Importa referir, no entanto, que o grau de incerteza associado principalmente aos dois factores atrás descritos é seguramente maior do que o grau de precisão associado ao modelo numérico usado, facto que deve impor, naturalmente, cautelas especiais na análise das comparações entre os resultados numéricos e os instrumentados.

## 6.2 – Apresentação da obra

O caso escolhido recaiu sobre a obra de fundação de um aterro construído na linha ferroviária do Norte, na zona de Aveiro, no ano de 1995. De modo a aumentar a velocidade de exploração da referida linha, foi necessária a construção de uma variante ao traçado na zona envolvente à ribeira de Canelas, ao Km 283, com comprimento total de cerca de 800m, dos quais 70m em viaduto. Essa variante, que se encontra afastada cerca de 22m em relação ao eixo da via original, obrigava à execução de aterros com espessuras da ordem dos 5 metros, sobre uma fundação constituída por solos moles. Na Figura 6.1 encontra-se representado um corte esquemático da situação descrita.

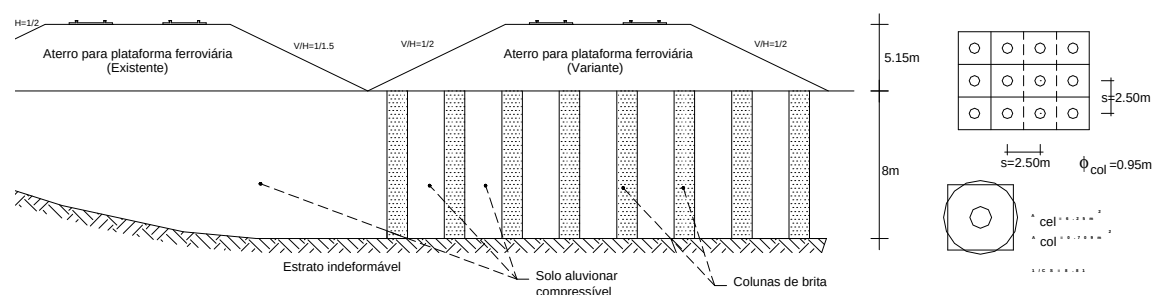


Figura 6.1 –Caso real – corte esquemático

Foram os seguintes os elementos de consulta a que se teve acesso sobre a obra em questão:

- “Tratamento de lodos por vibrosubstituição (colunas de brita), variante da ponte de canelas, Linha do Norte, Aveiro” – Cristóvão, A.F., Machado, F., Barros, P.A., comunicação apresentada ao 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa, Set. 1997;
- “Substituição da ponte de Canelas – ao Km 282.944 da Linha do Norte da C.P.- Resultados da medição dos assentamentos e dos deslocamentos horizontais – Relatório final” – Emitido pelo Instituto da Construção (FEUP) em Janeiro de 1996;
- campanha de Prospeção Geológica-Geotécnica (parcial) – Constituída pelos “log’s” das sondagens e por um ensaio de corte rotativo “vane-test”, disponibilizada pela empresa Keller Grundbau (Portugal).

O tratamento dos solos moles de fundação foi feito com colunas de brita, realizadas através da técnica da vibrosubstituição pela empresa Keller Grundbau (Portugal).

### 6.3 – Caracterização geotécnica e instrumentação

A campanha geotécnica efectuada envolveu a realização de sondagens mecânicas com realização do ensaio SPT em cada 1.5m, ensaios de corte rotativo (“vane test”), ensaios com penetrómetro estático (CPT), ensaios edométricos, de identificação e de caracterização física. Como referido atrás, só foi possível ao autor aceder à informação relativa aos ensaios SPT e ao resultado de um ensaio de corte rotativo.

A prospecção efectuada permitiu identificar um depósito aluvionar recente com espessura máxima de 18m, assente num substrato xistoso. O depósito aluvionar pode ser dividido basicamente em duas formações com comportamento distinto: i) camada superior de espessura média de cerca de 8m, de composição fina quase exclusiva, com componente orgânica (lodosa) muito desenvolvida; ii) camada inferior com composição arenosa, com seixo disperso e compacidade média, em geral.

Uma vez que, em termos globais, é a camada superior que basicamente condiciona o comportamento da fundação, apresentam-se para essa camada os parâmetros geotécnicos deduzidos dos ensaios e que constam do primeiro documento referido anteriormente:

- solos siltosos finamente micáceos, muito moles e moles ( $0 \leq N_{SPT} \leq 3$ ), geralmente solos OH, da classe A7-5 com índices de grupo entre 10 e 20;
- resistência não drenada,  $c_u$ , entre 20 e 24kPa;
- índice de compressibilidade,  $C_c$ , entre 0.60 e 0.92;
- coeficiente de compressibilidade vertical,  $C_v$ , entre  $2.8$  a  $3.6 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ ;
- índice de vazios,  $e$ , entre 2.1 a 2.87;
- coeficiente de permeabilidade vertical,  $k_v$ ,  $1.6$  a  $3.8 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ .

O nível freático encontra-se próximo da superfície, aproximadamente a cerca de 2 metros de profundidade.

A solução adoptada para reforço da fundação consistiu na execução de colunas de brita por vibrosubstituição pelo método da via seca (“dry process”). O vibrador usado, de forma cilíndrica, tinha 4m de comprimento e 0.4m de diâmetro para um peso total de cerca de 80kN. O material de enchimento foi brita com dimensões entre 10 e 30mm, que foi conduzida às profundidades

desejadas através de um tubo acoplado lateralmente ao vibrador, alimentado por uma tremonha superior.

O comprimento das colunas dependeu da espessura dos estratos moles. Com o tipo de equipamento e processo usados, a profundidade de penetração é limitada pelos estratos com  $N_{SPT}$  até cerca de 5 pancadas, pelo que o comprimento executado das colunas coincide aproximadamente com o início da camada arenosa referida anteriormente. As colunas realizadas apresentam diâmetros entre 0.8 e 1.0m e uma disposição planimétrica em malha quadrada de 2.5m de lado.

A altura do aterro variou entre 4.5 e 6.2m. O comportamento do aterro foi observado através de:

- 6 inclinómetros verticais;
- 11 marcas de nivelamento superficiais;
- 3 marcas de nivelamento profundas.

A observação dos deslocamentos horizontais dos inclinómetros foi realizada pelo Instituto da Construção e a colocação das marcas de nivelamento e respectivo registo de assentamentos pelo empreiteiro Keller Grundbau (Portugal). As marcas de nivelamento superficiais utilizadas neste estudo para comparação com o obtido pelo modelo numérico, foram todas colocadas na base dos aterros. Não foram instaladas células de medição de pressão neutra.

Na simulação numérica do problema optou-se por um perfil tipo correspondente à marca superficial número 6 (MS6'), a que corresponde uma altura de aterro de 5.15m e uma espessura do estrato aluvionar de 8m (Figura 6.1). O diâmetro médio das colunas de brita nessa zona foi considerado de 0.95m, face às características do solo aluvionar nas proximidades da marca MS6'.

## 6.4 – Modelação numérica da obra

### 6.4.1 – Hipóteses gerais de cálculo

Apresentam-se no Quadro 6.1 os valores dos parâmetros mecânicos e hidráulicos adoptados para os diferentes materiais (os símbolos têm o significado já referido nos capítulos anteriores).

Quadro 6.1 – Características mecânicas e hidráulicas dos materiais

|                 | <b>k</b> | <b>l</b> | <b>G</b> | <b>f'</b><br>(°) | <b>n'</b> | <b>N</b> | <b>g</b><br>(kN/m <sup>3</sup> ) | <b>kx</b><br>(m/s)   | <b>ky</b><br>(m/s)   | <b>OCR</b> |
|-----------------|----------|----------|----------|------------------|-----------|----------|----------------------------------|----------------------|----------------------|------------|
| Coluna de brita | 0.000953 | 0.003813 | 1.91355  | 40               | 0.3       | 1.916    | 22                               | -                    | -                    | 1          |
| Solo envolvente | 0.033    | 0.33     | 4.739    | 25               | 0.25      | 4.945    | 15                               | 1.6x10 <sup>-9</sup> | 1.6x10 <sup>-9</sup> | 1          |
| Aterro          | 0.005    | 0.03     | 1.8      | 35               | 0.3       | 1.81733  | 20                               | -                    | -                    | 1          |

Na definição das características mecânicas algumas simplificações e hipóteses tiveram de ser consideradas. No caso do solo mole, dada a variabilidade dos resultados dos ensaios e a incerteza sobre a correspondência entre os seus limites e a localização dos mesmos (quer em planta, quer em profundidade), adoptaram-se os valores médios dos intervalos conhecidos, designadamente no que se refere ao peso específico,  $g$ , ao ângulo de atrito,  $f'$ , e ao parâmetro  $l$  (relacionável directamente com o índice de compressibilidade,  $C_c$ , pela expressão  $l = C_c / \ln 10$ ). O parâmetro  $k$  foi estimado a partir de  $l$ , considerando  $l/k = 10$ , relação considerada adequada, em termos médios, neste tipo de solos (note-se que o valor de  $k$  é pouco relevante na simulação do presente problema, já que se trata de um solo normalmente consolidado, isto é, OCR=1). Para estimar o valor de  $K_0$  aplicou-se a expressão de Jaky (4.1). Relativamente ao parâmetro  $\Gamma$  recorreu-se à expressão (4.9), da mecânica do solo dos estados críticos, que relaciona a resistência não drenada com os parâmetros do modelo p-q- $\theta$ , e à expressão (3.47c), que permite calcular o valor de  $M$ . Assim, considerando um índice de vazios inicial  $e_0 = 2.485$  e  $c_u = 22 \text{ kPa}$ , obteve-se  $\Gamma = 4.739$ . O valor de  $N$  foi calculado

considerando o parâmetro  $b$  (ver expressão 3.51) igual a 1, o que significa que se admitiu que a superfície de cedência do modelo p-q- $\theta$ , no referencial p-q, passa pela origem dos eixos.

Não sendo conhecido o seu valor na direcção horizontal, considerou-se a permeabilidade igual nas direcções vertical e horizontal. Seleccionou-se o valor da permeabilidade que melhor traduzia a evolução no tempo dos resultados numéricos quando comparados com os medidos, tendo-se constatado que tal acontecia para  $k_v = k_h = 1.6 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ , valor no limite do intervalo apontado no relatório geológico-geotécnico.

Para estimar as características mecânicas da brita partiu-se do valor do módulo de deformabilidade confinado indicado pela Keller,  $D = 100 \text{ MN/m}^2$ , e de um ângulo de atrito de  $40^\circ$ . O coeficiente de impulso em repouso foi calculado de acordo com a expressão proposta por Jacky anteriormente referida. Por outro lado, adoptaram-se valores típicos para este tipo de material no que diz respeito ao peso específico,  $g$ , e ao índice de vazios inicial,  $e_0$  (Quadro 6.1).

Para determinação do parâmetro  $I$ , fundamental para uma correcta previsão dos deslocamentos, recorreu-se à expressão apresentada no Capítulo 4, que permite relacionar o módulo de deformabilidade confinado,  $D$ , com o índice de compressibilidade,  $C_c$ :

$$D = \frac{(1 + e_0) \cdot s'_{va}}{0.435 \cdot C_c} \quad (6.1)$$

em que, para um determinado acréscimo de tensão,  $s'_{va}$  representa a tensão efectiva vertical média entre os estados de tensão inicial e final. No caso presente, dada a variação em profundidade do estado de tensão na coluna, avaliou-se  $s'_{va}$  a uma profundidade correspondente a metade do comprimento da coluna.

A determinação de  $s'_{va}$  pressupõe pois o conhecimento da tensão efectiva instalada na brita após o carregamento. Um modo aproximado de o fazer é supor um determinado factor de concentração de tensões,  $FC$ . Considerou-se  $FC = 4$ . Deste modo, para um carregamento correspondente a  $\Delta s = 5.15 \cdot 20 = 103 \text{ kPa}$ , materializado pelo peso do aterro, fazendo o equilíbrio de forças verticais chega-se a

$$\Delta s'_{sol} = 77.0 \text{ kPa}$$

$$\Delta s'_{col} = 306.2 \text{ kPa}$$

Para um ponto situado a 4m de profundidade

$$s'_{v, inicial} = 48 kPa$$

pelo que

$$s'_{va} = \frac{48 + 354.2}{2} = 201.1 kPa$$

Deste modo, aplicando a expressão 6.1,

$$100000 = \frac{(1 + 0.9) \cdot 201}{0.435 \cdot C_c}$$

pelo que

$$C_c = 0.00878$$

Relacionando o índice de compressibilidade com o parâmetro  $I$ , vem finalmente

$$I = \frac{0.00878}{\ln 10} = 0.003813$$

Na determinação do parâmetro  $k$  da brita, considerou-se  $\frac{I}{k} = 4$ , relação considerada adequada, em termos médios, neste tipo de material, obtendo-se  $k = 0.0009532$

Por fim, tendo por base o estado de tensão e o índice de vazios no ponto situado a 4m de profundidade, por um lado, e introduzindo os parâmetros anteriormente definidos, por outro, obtiveram-se os valores dos parâmetros  $N$  e  $\Gamma$  por aplicação das expressões da mecânica dos solos de estados críticos (admitiu-se, como no solo mole, que a superfície de cedência do modelo p-q- $\theta$  passa pela origem dos eixos no referencial p-q)

Não existindo nenhuma informação acerca das características mecânicas do material de aterro, consideraram-se características médias para este tipo de solos. Importa recordar que, de acordo com o analisado no Capítulo 5, as características mecânicas do aterro não influenciam significativamente, por regra, o comportamento geotécnico deste tipo de obras, facto que minimiza a importância do desconhecimento dessas características no caso presente.

No que se refere ao faseamento da construção do aterro também não foi possível obter informação muito detalhada. No entanto, face à informação recolhida, considerou-se adequado estabelecer que o aterro total foi construído de modo contínuo numa semana.

À semelhança do que foi feito nos Capítulos 4 e 5, no presente problema recorreu-se ao conceito de célula unitária, cujas características se resumem na Figura 6.2.

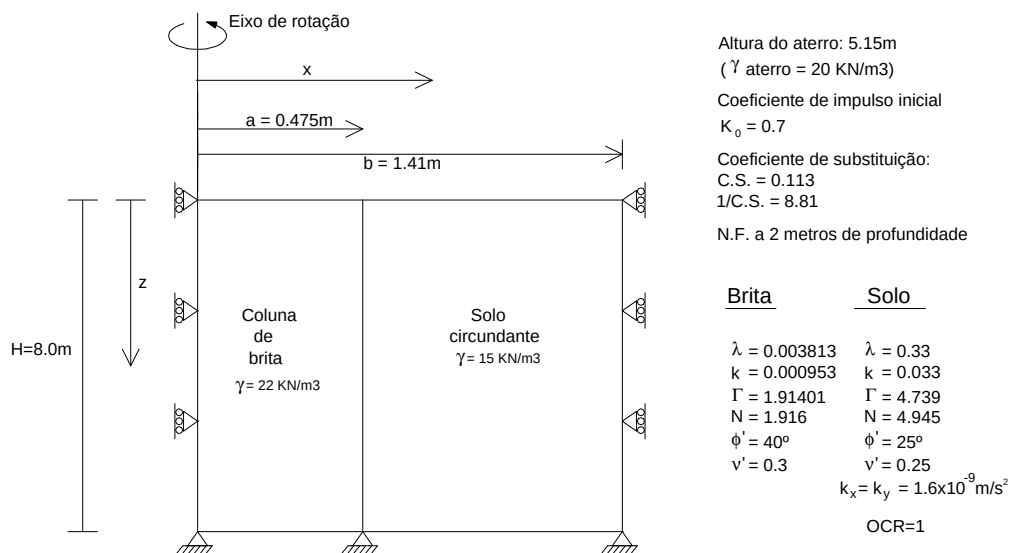


Figura 6.2 – Caso real – célula unitária

Para aplicação do modelo numérico foi naturalmente preciso discretizar o meio contínuo através de elementos finitos. Na Figura 6.3 pode observar-se a malha de elementos finitos triangulares considerada. A malha apresenta um total de 820 elementos e 462 nós. 580 elementos constituem a coluna e o solo envolvente e os restantes 240 o aterro.

Como nos casos estudados nos capítulos anteriores, os elementos triangulares usados na simulação acoplada do solo mole apresentam 6 pontos nodais para deslocamentos (nos vértices e a meio dos três lados) e 3 pontos nodais para o excesso de pressão neutra (nos vértices). Os elementos triangulares que foram usados na simulação drenada da coluna e do aterro apresentam apenas 6 pontos nodais para deslocamentos, nos vértices e a meio dos lados.

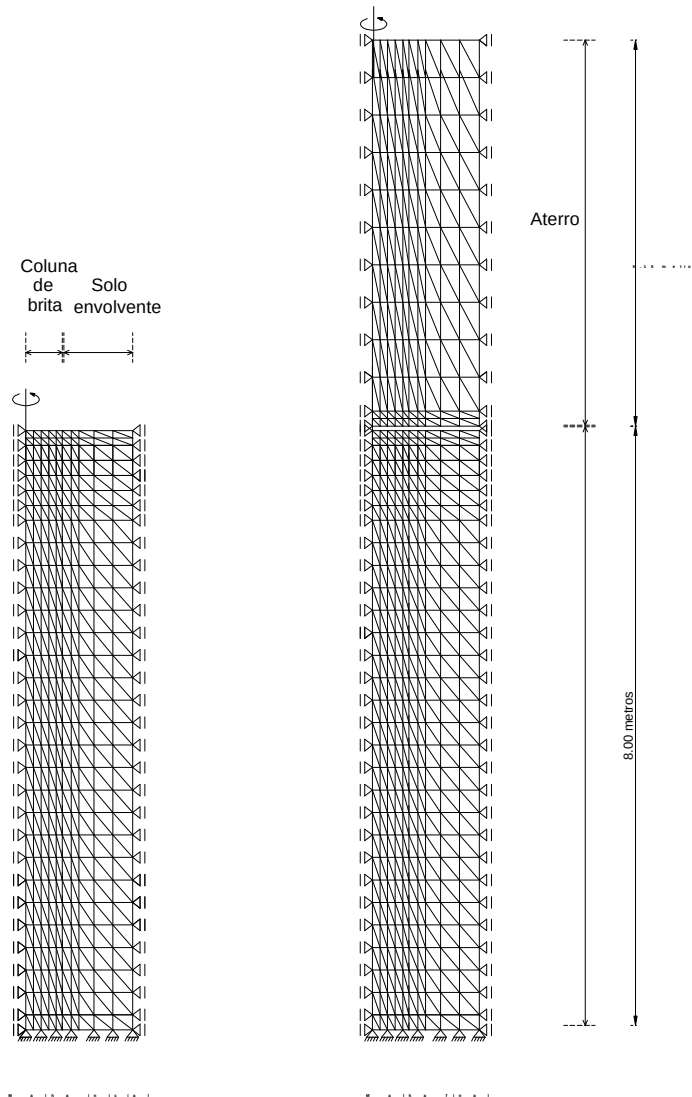


Figura 6.3 – Malha de elementos finitos considerada no estudo do caso real

## 6.4.2 – Análise de resultados

### 6.4.2.1– Deslocamentos

Compara-se na Figura 6.4 a evolução no tempo do assentamento calculado médio na base do aterro com a evolução do assentamento medido da marca superficial MS6'. Como primeiro comentário, verifica-se que cerca de 90% da consolidação está terminada por volta da semana 14.

Ao fim de uma semana, que corresponde ao final da construção do aterro, já se processou um assentamento de cerca de 10cm, que corresponde a cerca de 33% do total.

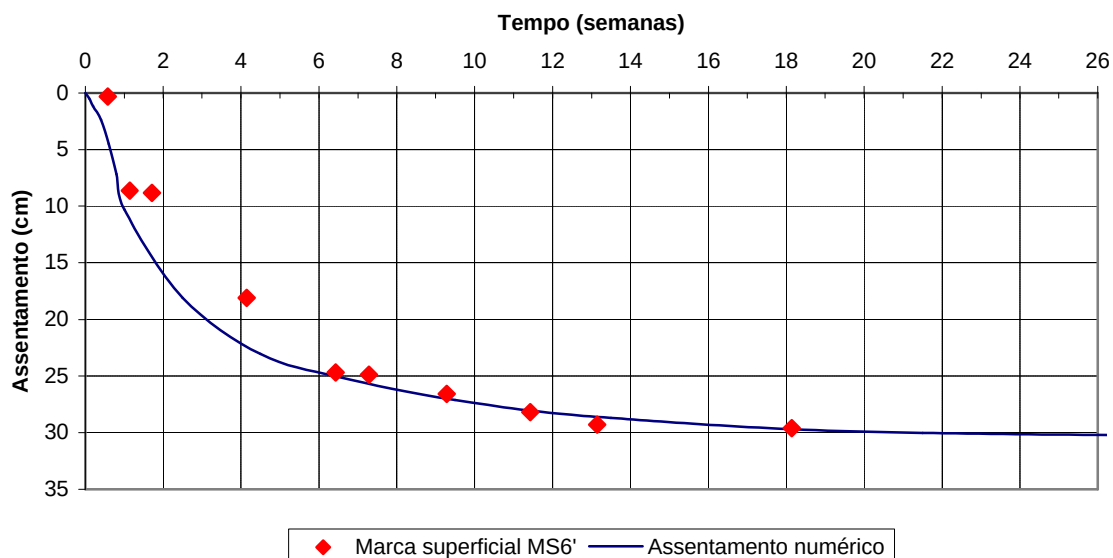


*Figura 6.4 – Evolução no tempo do assentamento médio na base do aterro – comparação dos resultados numéricos com os instrumentados*

Por outro lado, é de salientar a muito boa aproximação entre os resultados numéricos e medidos, quer no que diz respeito ao valor do assentamento final, quer no tocante à sua evolução no tempo. Em cada instante de tempo a máxima diferença entre o assentamento observado e o calculado nunca chega a atingir os 20% - por volta das 4 semanas – e é muito inferior a este valor a partir das 6 semanas.

Note-se que, em termos comparativos, a percentagem de assentamento processado no final da construção (33%) é inferior ao do problema base estudado no Capítulo 4 (43%), o que pode ser explicado pelo tempo de construção do aterro, agora muito menor, bem como pelo igualmente menor coeficiente de permeabilidade.

Representa-se na Figura 6.5 o perfil de assentamentos obtido no cálculo numérico, para os instantes correspondentes ao final da construção e ao final da consolidação, na base do aterro. De acordo com o constatado e explicado nos capítulos anteriores, não sendo expressivas, também neste caso, em termos absolutos, as diferenças entre os assentamentos na brita e no solo mole, verifica-se, no entanto, que logo após o final da construção já se notam claramente essas diferenças. No final da consolidação existe uma diferença máxima entre os assentamentos na coluna e no solo envolvente da ordem dos 4.6cm, valor igual a cerca de 15% do assentamento médio final. Este valor é superior ao do problema base do Capítulo 4 (11%), o que se compreende pelo facto de se ter um coeficiente de substituição mais baixo e, portanto, uma maior área de influência de cada coluna.

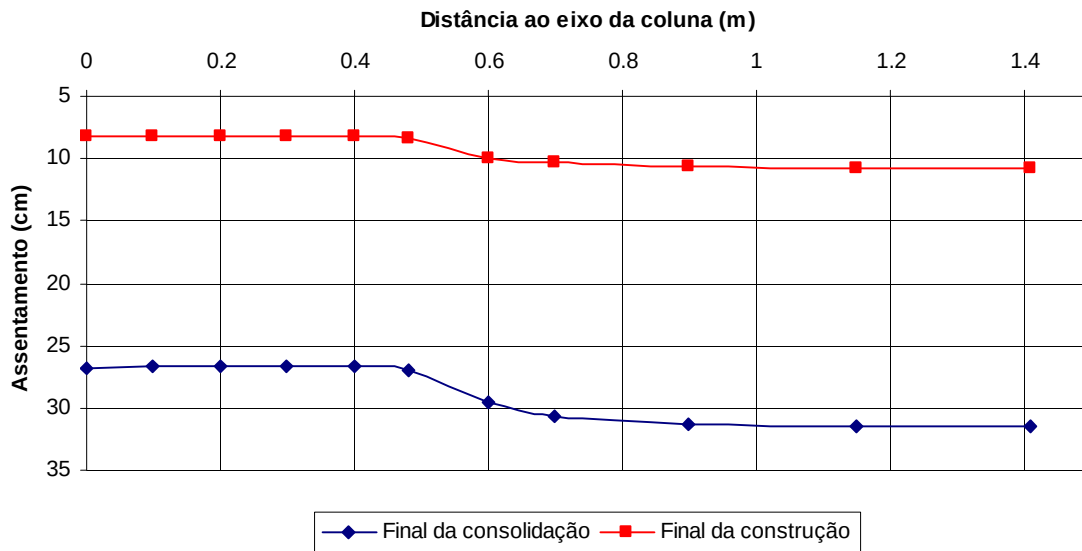


Figura 6.5 – Caso real- Assentamentos na base do aterro no final da construção do mesmo e no final da consolidação.

Em relação aos deslocamentos horizontais, apresenta-se na Figura 6.6 o perfil de deslocamentos horizontais na interface coluna/solo ( $x=0.475\text{m}$ ), no final da construção e no final da consolidação. Existe, na interface coluna/solo, um movimento radial da coluna de brita, no sentido do solo, devido ao mecanismo de expansão lateral, que não se restringe apenas à zona mais superficial. No entanto, é na zona até cerca de 3.5 metros de profundidade que se concentram os maiores deslocamentos, o que, tal como referido no Capítulo 2, está de acordo com o sugerido por alguns autores relativamente ao facto de que é até à profundidade de 4 diâmetros de coluna que os deslocamentos horizontais tomam expressão mais significativa.

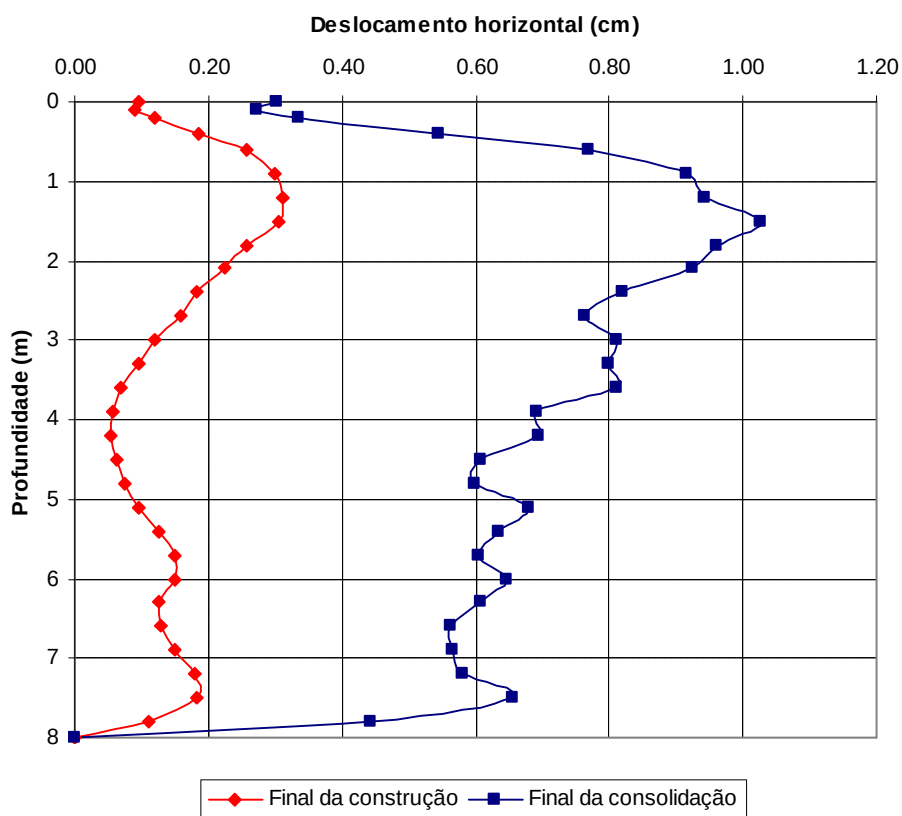


Figura 6.6 – Resultados numéricos dos deslocamentos horizontais na interface coluna/solo ( $x=0.475m$ ), no final da construção e no final da consolidação

#### 6.4.2.2– Tensões

Apresenta-se na Figura 6.7 os resultados numéricos dos excessos de pressão neutra durante a fase de construção do aterro e no período pós-construtivo. É visível a muito rápida evolução do excesso de pressão neutra com o tempo. No final da construção do aterro, ou seja, após ter decorrido apenas 1 semana, o excesso de pressão neutra máximo é cerca de 87.25kPa, 15% inferior aos 103kPa correspondente ao peso dos 5.15 metros de aterro, que teoricamente se obteriam supondo o solo carregado instantaneamente. Verifica-se que 1.5 semanas após o final da construção do aterro já se dissipou uma boa parte do excesso de pressão neutra, de tal modo que o valor máximo é da ordem dos 35kPa.

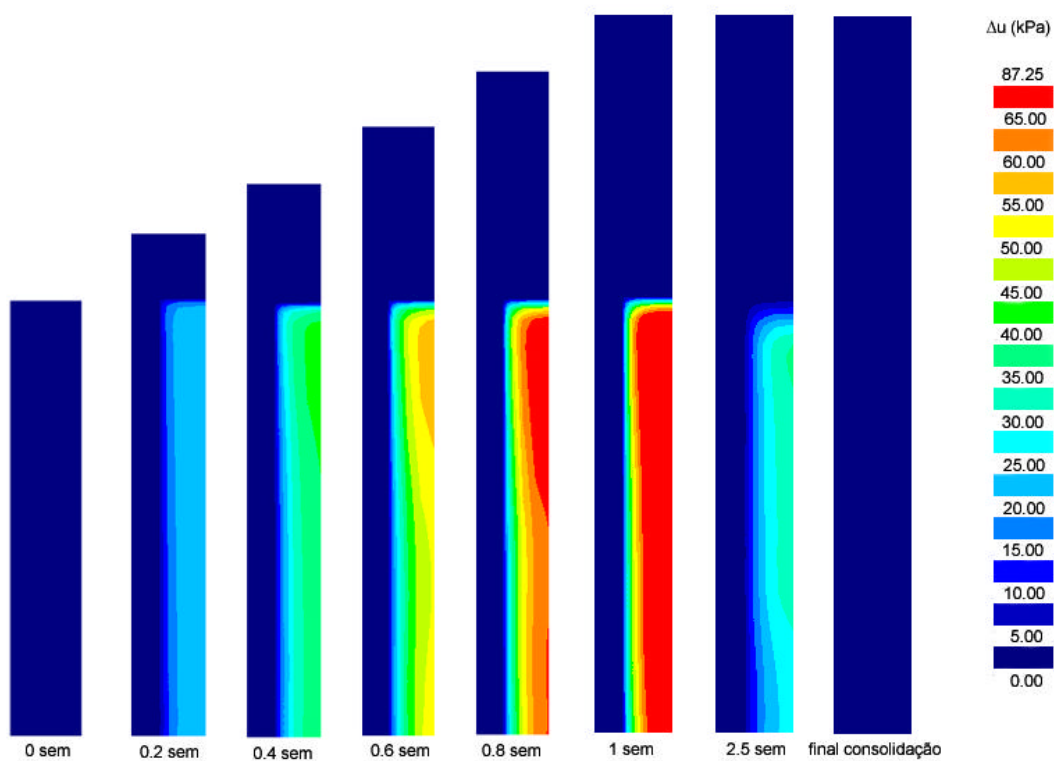


Figura 6.7 – Resultados numéricos dos excessos de pressão neutra durante e após a construção

Este facto pode ser explicado pelos elevados gradientes do excesso de pressão neutra devido ao grande peso do aterro. Na Figura 6.8 estão representados, através de um mapa de colorações, os resultados numéricos dos acréscimos da tensão efectiva vertical, no final da consolidação. Tal como no problema base do Capítulo 4, existe uma concentração de tensões efectivas verticais na coluna, principalmente na zona da coluna mais periférica.

Tal como referido no Capítulo 4, o fenómeno da concentração das tensões efectivas verticais pode ser avaliado pelo factor de concentração de tensões,  $FC$ . Deste modo apresenta-se na Figura 6.9 um diagrama com a variação em profundidade de  $FC$  no final da consolidação. Observa-se que  $FC$ , partindo de um valor igual a 4, aumenta rapidamente até que, a uma profundidade de cerca de 1m, atinge o seu valor mais elevado, não chegando a 10. A partir de 2 metros de profundidade o valor de  $FC$  decresce mais moderadamente e estabiliza num valor da ordem dos 7 a 8. O factor de concentração de tensões médio é cerca de 8, superior ao admitido para estimar o parâmetro  $l$  da brita.

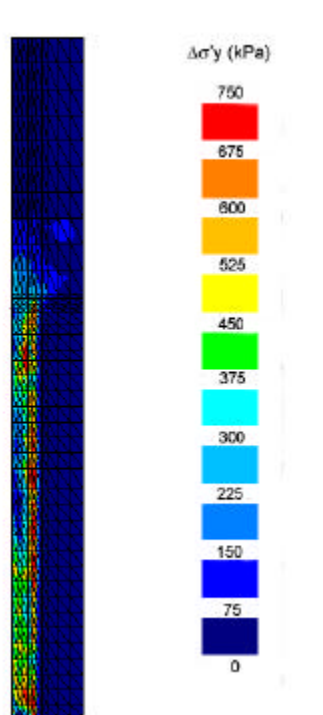


Figura 6.8 – Resultados numéricos do acréscimo de tensão efectiva vertical,  $\Delta\sigma'y$ , no final da consolidação.

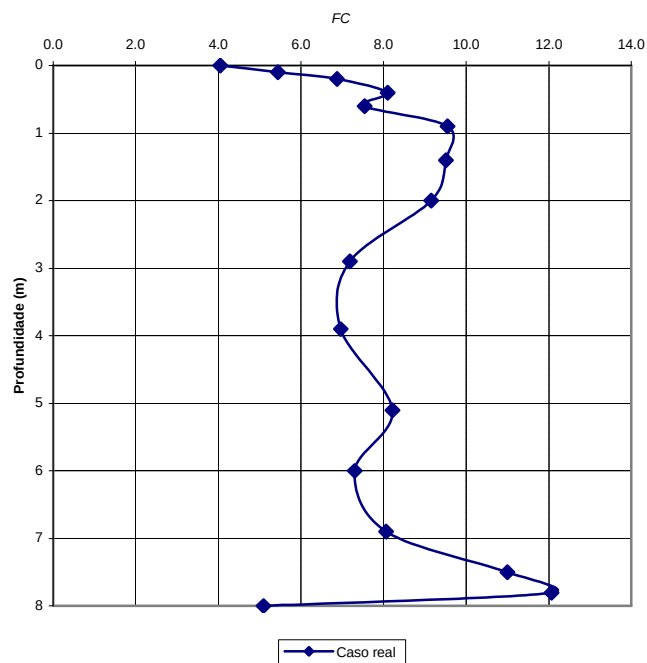


Figura 6.9 – Resultados numéricos da variação em profundidade do factor de concentração de tensões, no final da consolidação.

É de salientar que à superfície o valor de  $FC$  é cerca de metade do valor máximo, tal como observado no estudo do problema base. O valor máximo é atingido a uma profundidade superior, o que pode ser explicado pelo maior coeficiente de substituição.

O facto do valor de  $FC$  médio ser da ordem dos 8, mais elevado do que o do problema base, é explicado pela maior relação  $m = l_{sol} / l_{col}$ , o que aliás está de acordo com o estudo da influência desta relação, efectuado no Capítulo 5 e que se encontra ilustrado nas Figuras 5.44 e 5.45.

Por último, apresenta-se na Figura 6.10 os níveis de tensão,  $SL$ , mobilizados em diferentes instantes durante e após a construção. Pela observação da figura constata-se que no final da consolidação quase toda a coluna se encontra em estado crítico, bem como a zona do solo envolvente mais próxima da mesma. Este resultado está em consonância com o facto das expansões laterais ocorrerem em praticamente toda a profundidade da coluna. Verifica-se igualmente a diminuição do nível de tensões no solo envolvente à medida que a consolidação se processa.

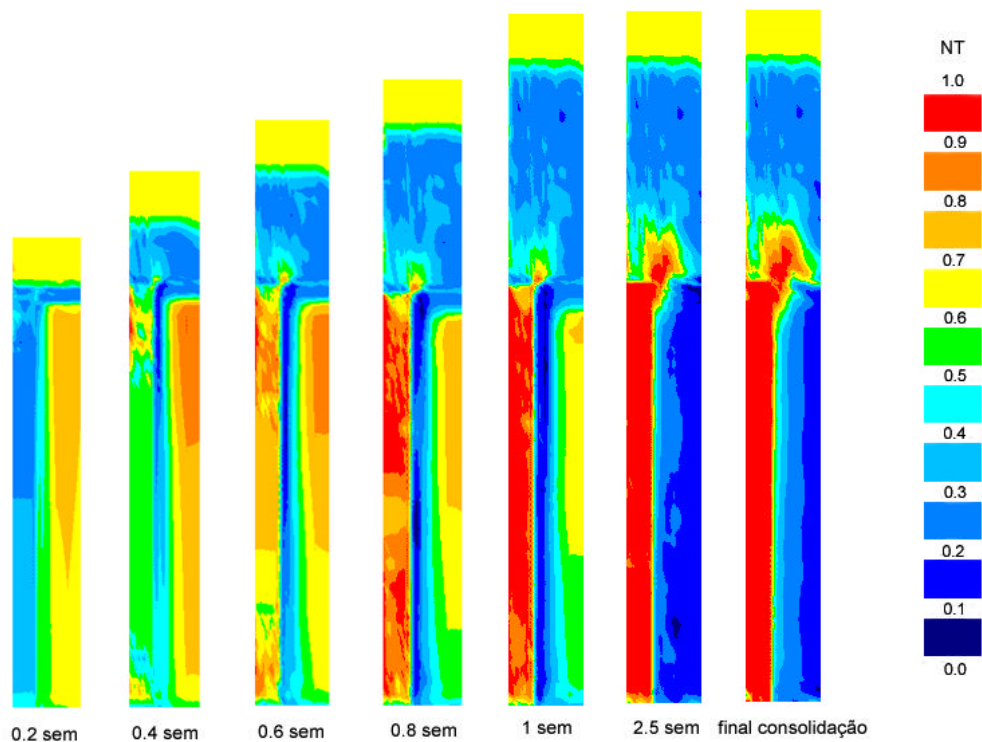


Figura 6.10 – Níveis de tensão durante e após a construção.

### 6.4.2.3 – Factor de redução de assentamentos

De modo a avaliar o factor de redução de assentamentos modelou-se o caso real anteriormente descrito, mas não considerando a presença das colunas de brita. Foi adoptado para o solo compressível um valor de  $k_0$  igual a 0.5, correspondente ao estado de repouso inicial. Apresenta-se na Figura 6.11 a evolução do assentamento médio ao longo do tempo na base do aterro para ambas as situações (com e sem colunas de brita). Verifica-se que, pela introdução do reforço com colunas de brita, há uma diminuição do valor do assentamento máximo de 80.3 cm para 30.5 cm, que corresponde a uma redução de cerca de 62%. O factor de redução de assentamentos,  $FRA$ , ou seja, a relação entre o assentamento do solo reforçado e não reforçado, é então de 0.38, e o factor de melhoramento,  $n$ , de aproximadamente 2.63.

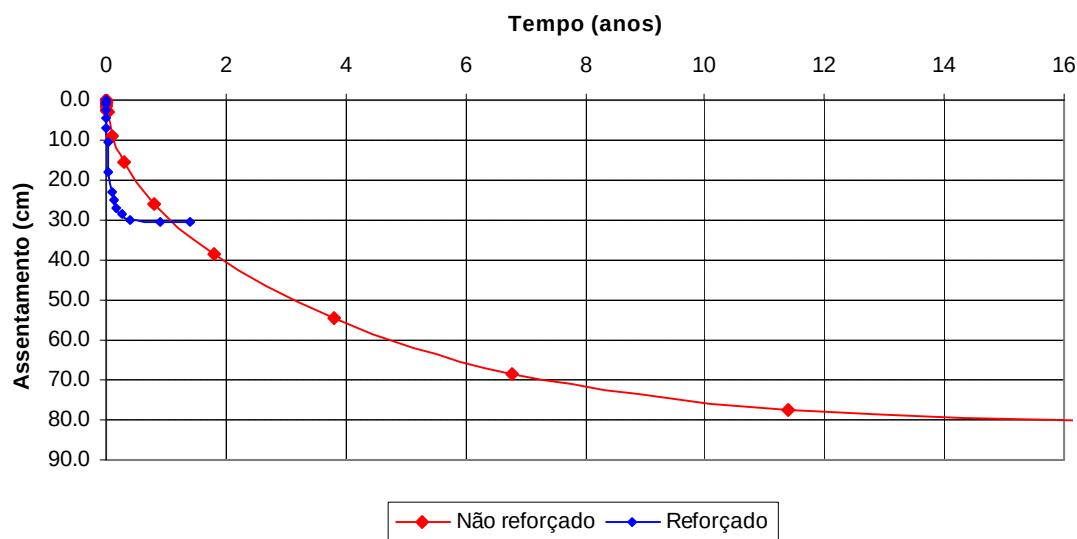


Figura 6.11 – Resultados numéricos dos assentamentos médios na base do aterro ao longo do tempo para as situações com e sem reforço com colunas de brita

A título de comparação com a proposta de pré-dimensionamento apresentada no capítulo anterior, pela aplicação da expressão (5.6) ou pela consulta do ábaco da Figura 5.50, chega-se a um valor de  $n = 2.69$ . Esta pequena diferença, entre a simulação numérica completa e a proposta de pré-dimensionamento, é cerca de 2.3%, inferior aos cerca de 10% estimados no capítulo anterior.

## 6.5 – Considerações finais

Neste capítulo aplicou-se o modelo numérico descrito no Capítulo 3 ao caso real de um aterro com fundação reforçada com colunas de brita. A instrumentação foi limitada ao registo de assentamentos, não contemplando infelizmente o registo de pressões neutras nem de assentamentos diferenciais (entre a zona da coluna e do solo envolvente).

No entanto, os dois parâmetros com significado prático mais relevante, o assentamento propriamente dito e a sua evolução temporal, foram registados e serviram de base para comparação com o modelo numérico.

Pela análise dos documentos disponíveis, constata-se que o assentamento registado nas várias marcas superficiais se situa entre os 25 e os 40 cm. O caso real simulado, correspondente à marca superficial MS6', conduziu a uma diferença bastante pequena entre o assentamento real e o calculado numericamente.

Os resultados obtidos permitem afirmar que o modelo numérico, no caso concreto, permite prever com elevada aproximação alguns aspectos do comportamento geotécnico do aterro reforçado.

Não obstante, é de salientar que a boa aproximação verificada deve ser olhada com realismo, dada a incerteza associada a diversos factores, dos quais se destaca a adopção dos parâmetros geotécnicos estimados dentro de intervalos, tendo sido assumidos valores médios, a inevitável variabilidade geotécnica real, que nunca é perfeitamente simulada, e algumas características geométricas, de que se destaca o correcto diâmetro da coluna.

Por outro lado, o exemplo real serviu igualmente para avaliar o grau de precisão da proposta de pré-dimensionamento apresentada no Capítulo 5, tendo-se verificado que a diferença entre a simulação numérica completa e a proposta de pré-dimensionamento é muito pequena, o que, em conjunto com a comparação com os dados da instrumentação, reforça a validade da última.

## Capítulo 7

### CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar este trabalho, com o qual se pretendeu contribuir para uma melhor compreensão dos fenómenos associados à construção de aterros sobre solos moles reforçados com colunas de brita, entende-se ser pertinente tecer algumas sintéticas considerações finais e apontar algumas vias para prosseguimento de estudos.

Numa primeira fase, foi realizada uma apresentação geral sobre a fenomenologia e comportamento de colunas de brita inseridas num solo mole compressível, tendo-se realçado as vantagens e limitações da sua aplicação. Passaram-se em revista alguns métodos de dimensionamento.

Recorrendo a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, foi modelado um problema-base usando o conceito de célula unitária, composto por uma coluna, pelo seu solo envolvente e pelo carregamento correspondente à construção de um aterro, em condições axissimétricas, tendo como objectivo a compreensão do comportamento da obra, durante e após a construção. O modelo numérico baseia-se numa formulação acoplada das equações de equilíbrio e de escoamento, tendo em conta as relações constitutivas do solo em termos de tensões efectivas. Para a simulação constitutiva do solo adoptou-se o modelo  $p-q-\theta$ , baseado na Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.

Interpretou-se o comportamento do sistema analisando detalhadamente diversas grandezas, tais como deslocamentos (verticais e horizontais), tensões efectivas, pressão neutra, factor de concentração de tensões (efeito de arco) e factor de redução de assentamentos.

O problema-base e as análises paramétricas efectuadas permitiram avaliar o comportamento destas obras e a influência de alguns parâmetros na resposta do sistema coluna/solo circundante, cujas principais conclusões se passam a enunciar.

- A técnica de reforço com colunas de brita em solos moles, sob acção de um carregamento exterior, reduz claramente os assentamentos. Este efeito é principalmente influenciado pela área de influência da coluna e pela deformabilidade da brita.

- Devido à elevada permeabilidade do material constituinte da coluna, que funciona como um dreno vertical, resulta drasticamente reduzido o tempo necessário para a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a aplicação da carga, não sendo mesmo negligenciáveis os assentamentos por consolidação que se processam durante o período construtivo.
- Existe um mecanismo de transferência de tensões efectivas do solo (mais deformável) para a coluna (menos deformável), por efeito de arco, quer na camada de aterro propriamente dito quer no solo envolvente à coluna.
- Não obstante serem influenciados pela rigidez do aterro, pela área de influência de cada coluna e pela relação de rigidez entre a brita e o solo envolvente, não são significativos, em termos absolutos, os assentamentos diferenciais, na base do aterro, entre a coluna e o solo circundante.
- A um maior acréscimo de carga na coluna corresponde uma maior expansão lateral da mesma. Esta expansão lateral varia em profundidade em função do confinamento induzido pelo solo circundante.
- O factor de concentração de tensões não é constante em profundidade, tomando valores significativos à superfície, fruto da migração de tensões por efeito de arco no aterro propriamente dito. Diminuindo com o tempo devido aos efeitos de consolidação, o factor de concentração de tensões atinge o seu valor mais baixo no final da consolidação.

Em resultado das análises paramétricas foi apresentado um ábaco de pré-dimensionamento, no qual se avalia o factor de melhoramento do sistema de reforço em função do coeficiente de substituição e da relação de rigidez entre o solo e a brita.

Por fim, aplicou-se o modelo de cálculo a um caso real, tendo-se comparado os resultados numéricos com os resultados de observação disponíveis na bibliografia. Embora estes últimos tenham sido limitados, da sua confrontação com os resultados numéricos foi possível concluir que a aplicação do modelo conduziu a resultados muito próximos dos observados em obra.

Em termos de desenvolvimentos futuros dentro do âmbito deste tema, sugere-se um estudo mais aprofundado sobre os seguintes aspectos:

- i) a monitorização completa de casos de obra que possam posteriormente ser comparados com resultados numéricos;
- ii) a realização de estudos com vista a avaliar o grau de alteração do estado de tensão inicial provocado pelo processo construtivo utilizado na realização das colunas;

- iii) a realização de estudos paramétricos versando outros parâmetros não objecto de estudo do presente trabalho, tais como a consideração de colunas flutuantes, anisotropia de permeabilidade, etc.;
- iv) a análise dos fenómenos inerentes à execução de colunas de brita em solos sobreconsolidados;
- v) a realização de análises numéricas bidimensionais e tridimensionais de forma a melhor simular o comportamento real de certas obras, tendo em conta as dimensões finitas do aterro em planta.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABOSHI, H., ICHIMOTO, E., ENOKI, M. e HARADA, K. (1979). The Compozer. A method to improve characteristics of soft clays by inclusion of large diameter sand columns. International Conference on soil reinforcement. Reinforced earth and other techniques. Vol I. Paris. pp. 221-216.

ADALIER, K. e ELGAMAL, A. (2004). Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns. Engineering Geology 72. pp 275-291.

ALAMGIR, M. e MIURA, N. (1997). Time-Dependent response of Soft Ground Improved by Granular Columns. Int. Conf. on Ground Improvement Techniques. 7-8 May 1997. Macau.

ALAMGIR, M., MIURA, N. e POOROOSHASB, H.B. (1996). Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions. Computers and Geotechnics-Vol.18 No 4 pp 267-290.

BALAAM, N.P. e BOOKER, J.R. (1981). Analysis of rigid rafts supported by granular piles. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. Vol. 5. pp. 379-403.

BALAAM, N.P. e BOOKER, J.R. (1985). Effect of stone column yield os settlement of rigid foundations in stabilized clay. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. vol. 9. pp. 331-351.

- BALAAM, N.P., POULOS, H.G. (1983). The behavior of foundations supported by clays stabilized by stone columns. C.R. 8th european confrence on SMFE. Helsinki. Mai 1983, Vol.1. pp. 199-204.
- BAEZ, J.I. e MARTIN, G.R. (1993). Advances in the design of vibro systems for the improvement of liquefaction resistance. Proc. of Symposium of ground improvement, Vancouver Geotechnical Society. Vancouver, BC.
- BARKSDALE, R.D. e BACHUS (1983). Design and Construction of Stone Columns. Report SCEGIT-83-10 submitted to the Federal Highway Administration. School of Civil Engineering. Georgia Institute of Technology. Atlanta. Georgia. USA.
- BARKSDALE, R.D. e GOUGHNOUR, R.R. (1984). Settlement performance of stone columns in the US. Renforcement en place des sols et des roches. Paris.
- BESANÇON et al. (1984). Analyse des paramètres de calcul intervenant dans le dimensionnement des colonnes ballastées. Renforcement en place des sols et des roches. Outubro. Paris.
- BIOT, M.A. (1935). Les problemes de la consolidation des matieres argileuses sous une charge. Annales de la Société Scientifique de Bruxelles. Series B. pp. 110-113.
- BIOT, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation. Journal of Applied Physics. Vol. 12. Nº2. pp. 155-164.
- BISHOP, A.W. (1996). The strength of soils as engineering material. 6<sup>th</sup> Rankine Lecture. Géotechnique. Vol.16. Nº2.

- BOOKER, J.R. e SMALL, J.C. (1975). An investigation of the stability of numerical solutions of Biot's equations of consolidation. *Int. J. Solids and Structures*.
- BORGES, J.L. (1995). Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos. Análise e dimensionamento. Dissertação de doutoramento. Faculdade de Engenharia. Porto.
- BRITTO, A.M. e GUNN, M.J. (1987). *Critical soil mechanics via finite elements*. Ellis Horwood limited. England.
- CANDEIAS, M. (2004). Comunicação transmitida pessoalmente.
- CARDOSO, A.S. (1987). A técnica das pregagens em solos aplicada a escavações. Métodos de análise e dimensionamento. Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil, na FEUP. Porto.
- CARRILLO, N. (1942). Simple two or three dimensional cases in the theory of consolidation of soils. *Journal of Mathematics and Physics*. Vol. 21. pp. 85-107.
- CEN. (2003). Execution of special geotechnical Works. Ground treatment by deep vibration. CEN/TC 288 N 270. (ainda não aprovada)
- CHANG, M. F.; TEH, C. I. e CAO, L. (1999). Critical state strength parameters of saturated clays from the modified Cam Clay model. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol 36, pp.876-890.

- COSTA, P.M. (2005). Escavações escoradas em solos argilosos moles. Análise do comportamento considerando o efeito da consolidação. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica na FEUP. Porto.
- CRISTÓVÃO, A.F., MACHADO, F. e BARROS, P.A. (1997). "Tratamento de lodos por vibrosubstituição (colunas de brita), variante da ponte de canelas, Linha do Norte, Aveiro" . Comunicação apresentada ao 6º Congresso Nacional de Geotecnia. 15 a 18 Setembro de 1997. Instituto Superior Técnico. Lisboa
- DAYTE, K.R. (1982). Settlement and bearing capacity of foundation system. Symposiom on recent developments in ground improvement techniques. Bangkok.
- DIMAGGIO, J.A. (1978). Stone columns: A foundation treatment, demonstration project nº 46. June 1978. Federal Highway Administration. Washington DC. pp. 1-69.
- FERNANDES, M.M. (1995). Sebenta da disciplina de Mecânica dos solos leccionada na FEUP. 1995. (reimpressão de 2003).
- FHWA (1983). Design and construction of stone columns. Vol 1. Report FHWA/RD-83/027. Barksdale, R.D. e Bachus R.C. Federal Highway Administration.
- FOLQUE, J. (1986). Melhoria de solos. Memória nº 673. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- GIBSON, R.E. e ANDERSON, W.F. (1961). In situ measurments of soil properties with the pressuremeter. Civil Engineering and public works revue. Vol 56. N. 658.

- GOUGHNOUR, R.R. e BAYUK, A.A. (1979). A field study of long-term settlement of loads supported by stone columns in soft ground. Proc. Int. Conf. Soil Reinfor. Paris. Vol. 1. pp. 279-286.
- GREENWOOD, D.A. (1970). Mechanical improvement of soils below ground surface" C.R. Conference on Ground Engineering. Institution of Civil Engineers. London. paper II. pp. 11-22.
- GREENWOOD, D.A. e KIRSCH, K. (1983). Specialist ground treatment by vibratory and dynamic methods. State of the art. C.R. int. Conf. Advances in piling and ground treatment for foundations. Londres. Março 1983. Versão provisória. pp.17-45.
- GUNN, M. J. (1996). Determination of Critical State Soil Parameters Using Laboratory Tests. Crisp Consortium.
- HUGHES, J.O. e WITHERS, N.J. (1974). Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns. Ground Engineering. pp 42-49.
- HUGHES, J.O., WITHERS, N.J. e GREENWOOD, D. (1975). A field trial of the reinforcing effect of stone column in soil. Ground treatment by deep compaction. Geotechnique. Vol XXV. No 1 March 1975. pp 31-44.
- INSTITUTO DA CONSTRUÇÃO (1996) "Substituição da ponte de canelas – ao Km 282.944 da linha do Norte da C.P. – Resultados da medição dos assentamentos e dos deslocamentos horizontais – Relatório final"- FEUP, 1996

JAKY, J. (1944). The coefficient of earth pressure at rest. Journal for society of Hungarian Architects and Engineers. Budapest. Hungary.

KELLER GROUP. (2004). Processos de vibração profunda de solos. Catálogo 10-2 PT. Keller Grundbau GmbH.

LADE, P.V. e DUNCAN, J.M. (1973). Cubical triaxial tests on cohesionless soil. Journal of the Soil Mech. And Found. Div., ASCE. Vol 99. SM10.

LAMBE e WHITMAN. (1979). Soil Mechanics. SI version. Jonh Wiley and Sons, Inc.

LEE, J.S. e PANDE, G.N. (1998). Analysis of stone-column reinforced foundations. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. vol. 22. pp. 1001-1020.

LEWIS, R.W. e SCHREFLER, B.A. (1987). The finite element method in deforming and consolidation of porous media. Jonh Wiley and sons. Chichester.

LOPES, M.L. (1992). Muros reforçados com geossintéticos. Dissertação para Doutorado em Engenharia Civil. FEUP. Porto.

MADHAV, M.R. (1982). Recent development in the use and analysis of granular piles. Symposium on Recent Developments in Ground Improvement Techniques. Bangkok.

- MASSARSCH, R. (2004). Deep compaction of granular soils. Chapter 4. Deep soil compaction methods. Vibroflotation. Geo texts & publications. [www.geoforum.com/knowledge/texts/compaction/viewpage.asp?ID=30](http://www.geoforum.com/knowledge/texts/compaction/viewpage.asp?ID=30).
- MATTES, N.S. e POULOS, H.G. (1969). Settlement of single compressible pile. J. Soil Mech. Found. Div.. ASCE. Vol. 95. SM1. pp 189-207.
- MAYNE, P. W. e KULHAWY, F. H. (1982).  $K_0$  – OCR Relationship in Soils. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 108, No. 6, pp. 851-872.
- MEDEIROS, L.V. e EISENSTEIN, Z. (1983). A deep retaining structure in till and sand. Part I: stress path effects. Canadian Geot. Journal. Vol.20. Nº1.
- MITCHELL e KATTI (1981). Soil improvement. State-of-the-art. report X Int. Conf. Soil Mech. Stocolm.
- MOREAU, N. e MOREAU, M. (1935). Foundations. Emploi du Sable. Annales des ponts et chaussées. Memoires. No 224 pp. 171-214.
- NAYAK, N.V. (1982). Recent innovations on ground improvement by stone columns. Symposiom on recent developments in ground improvement techniques. Bangkok.
- OISHI, H. e TANAKA, Y. (1993). Densification of surrounding soils due to gravel drain construction. Proc., 4th U.S.-Japan workshop on earthquake resistant Design of lifeline facilities and countermeasures against soil liquefaction. Buffalo NY.

- POTTS, D. M. e ZDRAVKOVIC, L. (1999). Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering - Theory. Thomas Telford, London.
- PRIEBE, H. J. (1976). Abschätzung des Setzungsverhaltens eines durch Stopfverdichtung verbesserten Baugrundes. Die Bautechnik, 5. pp 160-162.
- PRIEBE, H. J. (1995). The design of vibro replacement. Ground Engineering. Vol. 28, nº 10.
- PRIEBE, H. J. (1998). Vibro replacement to prevent earthquake induced liquefaction. Ground Engineering Review.
- RENDULIC, L. (1935). Der hydrodynamische Spannungsausgleich in zentral entwässerten Tonzylindern. Wasserwirtschaft und technich. Jahrgang.
- RENDULIC, L. (1936). Porenziffer und Porenwasserdruck in Tonen. Der Bauingenieur, Vol. 17, No. 51/53, pp. 559-564. [citado por Borges (1995)].
- ROSCOE, K. e BURLAND, J.B. (1968). On the generalised stress-strain behaviour of wet clay. Engineering plasticity. Cambridge Univ. press. pp. 535-609.
- ROSCOE, K., SCHOFIELD, A.N. e THURAIRAJAH, A. (1963). Yielding of clays in states wetter than critical. Géotechnique. 13(3). pp.211-240.
- SCHLOSSER, F., JACOBSEN, H.M. e JURAN, I. (1983). Soil-reinforcement. General report. C.R. 8<sup>th</sup> European conference on SMFE. Helsinki. mai 1983. Speciality session 5. Vol. 3. pp. 1159-1180.

- SCHMIDT, B. (1966). Discussion: Earth Pressures At Rest Related to Stress History. Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Canada, Vol. 3, No. 4, pp. 239-242. [citado por Chang et al. (1999)].
- SCHOFIELD, A.N. e WROTH, C.P. (1968). Critical state soil mechanics. McGraw-Hill.
- SCHULZE, G. (1978). Consolidation des sols par vibration profonde et par compactage dynamique. C.R. Séminaire sur la consolidation des sols et des roches in situ dans le génie civil. Stresa. Mai 1978. pp. 83-115.
- SCHWEIGER, H.F. (1989). Finite element analysis of stone column reinforced foundations. PhD thesis. Dept. Civil Eng. Univ. Coll. Swansea. U.K.
- SEED, H.B., IDRIS, I.M. e ARANGO, I. (1983). Evaluation of liquefaction potencial using field performance data. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. vol. 109.
- SILVA PEREIRA, J. C. (1983). Tratamento de solos de fundação – Uma introdução à estaca de brita injectada e à estaca de betão vibrado. Keller Portugal.
- SOYEZ, B. (1985). Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées. Boletim do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Jan/Fev 1985. ref. 2954.
- STARK, T.D. e OLSON, S.M. (1995). Liquefaction Resistance Using CPT and Field case Histories. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 121.

STEURMAN, S. (1939). A new soil compaction device. Engineering news record, July 20<sup>th</sup>.

TERZAGHI, K. (1943). Theoretical soil mechanics. John Wiley and Sons. New York.

THORBURN, S. (1975). Building structures supported by stabilized ground. Géotechnique. Vol. 25 1975. n°1. pp. 83-94.

VAN IMPE, W. e DE BEER, E. (1983). Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. C.R. 8<sup>th</sup> European Congress on S.M.F.E. Vol I pp. 309-312. Helsinki. Finland.

VOUTRAIN, J. (1977). Mur en terre armée sur colonnes ballastées. Proceedings. International Symposium on soft clay. Bangkok. Thailand.

VOUTRAIN, J. (1980). Comportement et dimensionnement des colonnes ballastées. Revue française de géotechnique. n° 11.

WANG, J.G. et al (2002). A simplified homogenisation method for composite soil. Computers and geotechnics 29. pp. 477-500

WOOD, D.M. e HU, W. (1997). Mechanisms of load transfers deduced from failure modes of model stone column foundations. International Symposium on deformation and progressive failure in Geomechanics. 5-7 Oct 1997. Nagoya. Japan. pp.799-804

ZIENKIEWICZ, O.C. (1997). The finite element method. McGraw-Hill. London.

