

COLUNAS DE BRITA E PRÉ-CARGA EM SOLOS DE FUNDAÇÃO DE RESERVATÓRIOS DE BETÃO ARMADO

BERNARDINO ALEXANDRE NUNES BRANDÃO DA COSTA ASSUNÇÃO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES

Orientador: Professor Doutor José Manuel Leitão Borges

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2010.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

Para sabermos bem as coisas, é preciso sabermos os pormenores, e como estes são quase infinitos, os nossos conhecimentos são sempre superficiais e imperfeitos.

François de La Rochefoucauld

AGRADECIMENTOS

Deseja o autor expressar o seu agradecimento a todos os que de algum modo contribuíram para a concretização do presente trabalho, em especial:

- Ao Professor José Manuel Leitão Borges, orientador desta tese, pela inextinguível disponibilidade e apoio e pelo interesse e entusiasmo que sempre demonstrou durante a elaboração da mesma;

- Aos meus colegas e amigos, pelo companheirismo, pela amizade, pelo ânimo e pela partilha de conhecimentos que contribuíram para tornar esta tarefa mais leve e assim poder atingir os objectivos e tornar este trabalho melhor;

- À minha família, em especial aos meus Avós, pelos afectos e apoio ao longo de toda a minha formação e que culmina com este trabalho;

Finalmente, o meu profundo agradecimento aos meus Pais, que sempre foram e sempre serão os meus modelos, pelo imenso esforço que fizeram para me proporcionar esta oportunidade, e pelo incentivo e confiança nas minhas capacidades ao longo de todo este caminho já percorrido.

RESUMO

O presente trabalho pretende contribuir para um melhor conhecimento sobre a aplicação em simultâneo de duas técnicas, as colunas de brita e a pré-carga, no reforço de solos moles de fundação de reservatórios de betão armado.

Assim descreve-se as técnicas referidas, e respectivos campos de aplicação e 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, baseado no método 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 e recorrendo ao conceito de célula unitária, estuda-se numericamente um aterro fundado sobre solos moles reforçados com colunas de brita, com o objectivo de perceber os mecanismos que ocorrem no solo mole reforçado quando carregado.

Posteriormente, recorrendo à mesma metodologia, e a partir dos resultados obtidos no primeiro estudo, procede-se ao estudo base com o objectivo de perceber o funcionamento do solo mole reforçado com colunas de brita e pré-carga, quando sujeito a variações de carregamento, e a forma como este funcionamento se reflecte na laje de fundo do reservatório de betão armado.

Finalmente, com o objectivo de se perceber a influência dos sistemas de reforço utilizados, realizam-se diversos estudos com a variação dos sistemas de reforço aplicados e compara-se os resultados com o problema base.

PALAVRAS-CHAVE: reforço de solos moles, colunas de brita, pré-carga, reservatórios, consolidação.

ABSTRACT

The aim of this paper is to contribute to a better understanding of the simultaneous use of two techniques, the gravel columns and the preload, in the reinforcement of soft soils as foundation of concrete reservoirs.

The mentioned techniques, their fields of application and some methods of analysis and design available in the literature are reviewed and described.

The main features of a two-dimensional numerical model, based on the finite element method, are described, which allows the analysis of consolidation through a mechanical-hydraulic coupled formulation (extension of Biot theory), in which the soil behavior is defined in terms of effective stresses.

The modeling of the soil behavior is made using a non-linear elastoplastic constitutive model ($p-q-\theta$ model), based on the Critical State Soil Mechanics.

Using the mentioned model, an embankment founded on soft soils reinforced with gravel columns is studied, using the concept of the unit cell, in order to understand the mechanisms that occur in the reinforced soft soil when loaded.

Later, using the same methodology, and with the results obtained in the first study, an illustrative case is analyzed, in order to understand the behavior of the soft soil reinforced with gravel columns and preload, when submitted to load variations, and how this behavior is reflected in the behavior of the concrete reservoir's bottom slab.

Finally, in order to understand the influence of the reinforcement systems used, several studies with variation of the reinforcement systems are performed, comparing the results with the illustrative case.

KEYWORDS: soft soil reinforcement, gravel columns, preload, reservoirs, consolidation.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
2. REFORÇO DE FUNDAÇÕES COM COLUNAS DE BRITA	3
2.1. INTRODUÇÃO	3
2.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS	3
2.3. BREVE INTRODUÇÃO À HISTÓRIA DAS COLUNAS DE BRITA	6
2.4. OBJECTIVOS DA APLICAÇÃO DE COLUNAS DE BRITA	7
2.5. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	9
2.5.1. SOLO A REFORÇAR	9
2.5.2. MATERIAL DE ENCHIMENTO	9
2.6. TECNOLOGIAS DE CONSTRUÇÃO	11
2.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	11
2.6.2. MÉTODOS NÃO VIBRATÓRIOS	11
2.6.3. MÉTODOS VIBRATÓRIOS	13
2.6.4. ASPECTOS CONSTRUTIVOS DIVERSOS	16
2.6.5. INSTRUMENTAÇÃO E CONTROLO	17
2.7. INTRODUÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE BRITA	18
2.7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	18
2.7.2. DISTRIBUIÇÃO DAS COLUNAS	19
2.7.3. MECANISMO DE ROTURA	19
2.7.4. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA	20
2.7.4.1. Método empírico de Thorburn (1975)	20
2.7.4.2. Método semi-empírico	20
2.7.5. AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS	21
2.7.5.1. Aplicação dos estudos de Mattes e Poulos (1969)	21
2.7.5.2. Método de Greenwood (1970)	21
2.7.5.3. Método simplificado de Aboshi et al.(1979)	21

2.7.5.4. Método de Balaam e Booker (1981)	21
2.7.5.5. Método de Balaam e Booker (1985)	21
2.7.5.6. Método de Priebe (1995)	22
2.7.6. MÉTODOS DE HOMOGENEIZAÇÃO	22
2.7.7. REDUÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO	23

3. ACELERAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO COM PRÉ-CARGA 25

3.1. INTRODUÇÃO	25
3.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS	25
3.3. OBJECTIVOS DA APLICAÇÃO DE PRÉ-CARGA	27
3.4. TECNOLOGIA CONSTRUTIVA	27
3.4.1. PRÉ-CARGA	27
3.4.2. RECURSO A DISPOSITIVOS DE DRENAGEM	28
3.5. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS DE PRÉ-CARGA	29

4. INTRODUÇÃO AO MODELO NUMÉRICO 31

4.1. INTRODUÇÃO	31
4.2. MODELO NUMÉRICO	31
4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	31
4.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS	31
4.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS/MODELO $P-Q-\theta$	33
4.3. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO $P-Q-\theta$	36
4.3.1. INTRODUÇÃO	36
4.3.2. ÂNGULO DE ATRITO ϕ'	36
4.3.3. PARÂMETROS λ E k	36
4.3.4. PARÂMETROS N E Γ	37

5. ATERRO SOBRE SOLO MOLE REFORÇADO COM COLUNAS DE BRITA 39

5.1. INTRODUÇÃO	39
5.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA	39
5.2.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO PROBLEMA	39
5.2.2. CARACTERÍSTICAS DA CÉLULA FUNDAMENTAL	40

5.2.3. CARACTERÍSTICAS DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	41
5.2.4. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS CONSTITUINTES	42
5.3. ANÁLISE DE RESULTADOS	43
5.3.1. INTRODUÇÃO	43
5.3.2. DESLOCAMENTOS	44
5.3.3. TENSÕES.....	52
5.3.4. FACTOR DE REDUÇÃO DE ASSENTAMENTOS.....	61
6. ESTUDO BASE: REFORÇO COM COLUNAS DE BRITA E PRÉ-CARGA.....	63
6.1. INTRODUÇÃO	63
6.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE.....	63
6.2.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO PROBLEMA.....	63
6.2.2. CARACTERÍSTICAS DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS	65
6.2.3. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS CONSTITUINTES	66
6.3. ANÁLISE DE RESULTADOS	67
6.3.1. INTRODUÇÃO	67
6.3.2. DESLOCAMENTOS	67
6.3.3. TENSÕES.....	77
7. AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS SISTEMAS DE REFORÇO	85
7.1. INTRODUÇÃO	85
7.2. INFLUÊNCIA DAS COLUNAS DE BRITA	86
7.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	86
7.2.2. ANÁLISE DE RESULTADOS	86
7.3. INFLUÊNCIA DA PRÉ-CARGA	92
7.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	92
7.3.2. ANÁLISE DE RESULTADOS	92
7.4. INFLUÊNCIA DA UTILIZAÇÃO DE COLUNAS DE BRITA E PRÉ-CARGA EM CONJUNTO.....	98
7.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	98
7.4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS	98

7.5. INFLUÊNCIA DO TEMPO DE PRÉ-CARGA	104
7.5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	104
7.5.2. ANÁLISE DE RESULTADOS.....	104
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	109
BIBLIOGRAFIA.....	111

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Planta de implantação de uma área de reservatórios de produtos petrolíferos e de água potável, reforçados com colunas de brita, na Nigéria (VGNL, 2004).....	4
Fig. 2.2 - Obra de reforço de fundações com colunas de brita e pré-carga de uma área de reservatórios de aço nos Estados Unidos; a) Vista aérea dos reservatórios; b) Planta da obra (Bhushan et al., 2004).	4
Fig. 2.3 - Pavilhão Multiusos <i>SPC</i> no Parque Industrial <i>Solvay</i> - Póvoa de Santa Iria, Portugal (Candeias, 2008).	5
Fig. 2.4 - Vista do complexo industrial <i>ThyssenKrupp</i> , em Santa Cruz, Brasil, a) vista geral da área de implantação (Candeias, 2008), b) vista durante os trabalhos (Quinalia, 2009)	5
Fig. 2.5 - Tanques de armazenamento de líquidos Fábrica de Biodiesel <i>Prio</i> e Parque de Tanques, Aveiro, Portugal, a) durante a construção, b) após a construção (Candeias, 2008)	6
Fig. 2.6 - a) Foto de uma das primeiras sondas vibratórias usadas na técnica de vibrocompactação (1937); b) Foto das primeiras obras de execução de colunas de brita na Alemanha (1950's); [1]	7
Fig. 2.7 - Fusos granulométricos propostos (FHWA, 1983).....	10
Fig. 2.8 - Relação entre o diâmetro das colunas e a resistência não drenada (Domingues, 2006).....	10
Fig. 2.9 - Método tradicional de execução de colunas de brita (Domingues, 2006).....	11
Fig. 2.10 - Método tradicional de execução de colunas de brita com encamisamento (Dayte e Nagaraju, 1975).....	11
Fig. 2.11 - Método “Compozer” de execução de colunas de areia (Bergado et al., 1991)	12
Fig. 2.12 - Método de execução de colunas de brita com trado contínuo, veio de alimentação interno e apiloamento (Adalier e Elgamal, 2004)	13
Fig. 2.13 - Diferentes fases do método húmido: a) penetração da sonda por vibração e injeção de água; b) introdução da brita através da abertura superior; c) compactação da coluna até à superfície [2].....	14
Fig. 2.14 - Método húmido ou “wet stone columns” (Candeias, 2008).	15
Fig. 2.15 - Diferentes fases do método seco: a) penetração da sonda por vibração e injeção de ar; b) introdução da brita através da <i>tremie</i> paralela à sonda; c) compactação da coluna até à superfície [3].....	15
Fig. 2.16 - Método seco por alimentação na ponta (Candeias, 2008).....	15
Fig. 2.17 - a) Constituição de uma sonda vibradora (Quinalia, 2009); b) Foto de uma sonda vibradora (Domingues, 2006).....	16
Fig. 2.18 - Diferentes distribuições em planta de colunas de brita (Domingues, 2006)	19
Fig. 2.19 - Mecanismos de rotura: a) expansão lateral excessiva; b) rotura por corte no topo da coluna; c) insuficiente resistência de ponta ou insuficiente atrito latera (Barksdale e Bachus, 1983) ..	20
Fig. 3.1 - Troço do antigo IP5, actual A25, durante a aplicação da pré-carga, Aveiro [4].	26
Fig. 3.2 - Reservatórios de combustível construídos após aplicação de pré-carga, Grécia [5].....	26

Fig. 3.3 - ETAR de Faro Noroeste, Faro [6].	26
Fig. 3.4 - Aceleração dos assentamentos pela aplicação de pré-carga (Correia, 1982)	27
Fig. 3.5 - Esquema de aplicação de drenos verticais (Borges, 1997)	28
Fig. 4.1 - Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excesso de pressão neutra	33
Fig. 4.2 - a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo p-q- θ no espaço das tensões principais efectivas; b) superfícies de cedência do modelo p-q- θ no referencial p-q; c) endurecimento (trajectória de tensões 1-2); d) amolecimento (trajectória de tensões 3-4) (Borges, 1995)	35
Fig. 5.1 – Representação esquemática do problema a estudar.	40
Fig. 5.2 - Representação esquemática da célula unitária.	41
Fig. 5.3 - Malha de elementos finitos (ao longo do processo).	42
Fig. 5.4 - Deformadas no fim da construção (2.5 semanas) e ao fim de 7 e 80 semanas (factor de ampliação de deslocamentos igual a 5)	45
Fig. 5.5 - Assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro (z=0m), em função do tempo decorrido	45
Fig. 5.6 - Assentamento na base do aterro (z=0m) durante a construção do mesmo.	46
Fig. 5.7 - Assentamentos na base do aterro (z=0m), após a construção da primeira camada de 0.50 m	46
Fig. 5.8 - Assentamentos na base do aterro (z=0m) no período pós-construtivo.	47
Fig. 5.9 - Efeito de arco no sistema coluna/solo e no aterro	48
Fig. 5.10 - Pormenor junto da base do aterro das cruzetas de tensões efectivas no final da consolidação (80 semanas)	48
Fig. 5.11 - Evolução temporal do assentamento no centro da coluna (x=0m), na periferia da célula (x=1.15m) e diferença entre as duas, para z=0m	49
Fig. 5.12 - Deslocamento vertical ao longo da interface coluna/solo (x=0.45m) para 3 instantes de tempo diferentes (2.5, 7 e 80 semanas)	50
Fig. 5.13 - Evolução ao longo do tempo dos deslocamentos horizontais ao longo da interface coluna/solo (x = 0.45 m) para 3 instantes (2.5, 7 e 80 semanas)	50
Fig. 5.14 - Deslocamentos verticais no final da construção (2.5 semanas) para profundidades z=0m, z=0.1m, z=0.45m, z=1.0m e z=2.1m	51
Fig. 5.15 - Deslocamentos verticais no final da consolidação (80 semanas) para profundidades z=0m, z=0.1m, z=0.45m, z=1.0m e z=2.1m	51
Fig. 5.16 - Excessos de pressão neutra gerados durante a construção	52
Fig. 5.17 - Excessos de pressão neutra para um tempo decorrido de 3, 4, 5, 7 e 11 semanas respectivamente	53
Fig. 5.18 - Acréscimo de tensão efectiva vertical (σ'_y) para um tempo decorrido de 2.5, 3, 5, 11 e 80 semanas respectivamente	54

Fig. 5.19 - Incrementos de tensão efectiva vertical a uma profundidade de 0.45 m: a) durante a construção do aterro; b) após a construção.....	55
Fig. 5.20 - Incrementos de tensão efectiva vertical a uma profundidade de 1.0 m: a) durante a construção do aterro; b) após a construção.....	55
Fig. 5.21 - Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade no final da consolidação.....	56
Fig. 5.22 - Evolução da tensão tangencial ao longo da interface coluna/solo, no final da consolidação.....	57
Fig. 5.23 - Evolução do factor de concentração de tensões, FC , em profundidade, para os instantes 2.5, 5, 11 e 80 semanas.....	58
Fig. 5.24 - Evolução ao longo do tempo do factor de concentração de tensões para duas profundidades diferentes, $z=0.45m$ e $z=1.0m$	58
Fig. 5.25 - Níveis de tensão mobilizados durante e após a construção	59
Fig. 5.26 - Comparação entre a evolução do deslocamento horizontal de um ponto situado na interface coluna/solo ($x=0.45m$) a uma profundidade $z=1.0m$ em percentagem do deslocamento horizontal máximo desse mesmo ponto no final da consolidação e a evolução em percentagem do valor máximo no final da consolidação, do assentamento médio na base do aterro ($z=0m$).....	60
Fig. 5.27 - Nível de Tensão, SL , em função da distância radial, para diversos instantes de tempo após a construção e a uma profundidade de $z=1m$	61
Fig. 5.28 - Comparação entre o assentamento médio do conjunto coluna/solo e do assentamento sem coluna, na base do aterro ($z=0m$), em função do tempo decorrido	62
Fig. 6.1 – Representação esquemática da fase final do problema base, após retirada a pré-carga e executada a laje de fundo do reservatório.	65
Fig. 6.2 - Malha de elementos finitos (ao longo do processo).	66
Fig. 6.3 - Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ($z=0m$), em função do tempo decorrido.....	67
Fig. 6.4 - Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo na base do aterro ($z=0m$) em percentagem do assentamento máximo antes de se retirar a pré-carga (15.25 semanas, Fase 6) e o Carregamento total sobre o conjunto em percentagem do carregamento máximo provocado pelo aterro de pré-carga.....	68
Fig. 6.5 - Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ($z=0m$) e na base da laje de fundo, em função do tempo decorrido, e a diferença entre as duas	69
Fig. 6.6 - Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base da laje de fundo do reservatório de betão armado, em função do tempo decorrido, (com indicações a tracejado do início das diferentes fases)	70
Fig. 6.7 - Assentamentos na base da laje de fundo no final de diferentes fases	71
Fig. 6.8 - Assentamentos na base do aterro e da laje de fundo no final da fase 19.....	71
Fig. 6.9 - Assentamentos na base do aterro ($z=0m$) em vários instantes	72

Fig. 6.10 - Assentamentos na base do aterro ($z=0m$) no período compreendido entre o fim da consolidação do aterro (15.25 semanas) e o início do último carregamento (43.2 semanas)	73
Fig. 6.11 - Deslocamentos verticais no final do da Fase 6 (15.25 semanas) para a base do aterro, base da laje sem regularização e para as profundidades $z=0.45m$ e $z=1.0m$	73
Fig. 6.12 - Deslocamentos verticais no final da Fase 19 (56.25 semanas) para a base do aterro, para a base da laje sem regularização e para as profundidades $z=0.45m$ e $z=1.0m$	74
Fig. 6.13 - Evolução temporal do assentamento na base da laje de fundo, na vertical do centro da coluna ($x=0m$) e da periferia da célula unitária ($x=1.15m$) e a diferença entre as duas	74
Fig. 6.14 - Evolução temporal do assentamento no centro da coluna ($x=0m$) e na periferia da célula unitária ($x=1.15m$) e a diferença entre as duas.....	75
Fig. 6.15 - Deslocamento vertical ao longo da interface coluna/solo ($x=0.45m$) em função da profundidade, para diferentes instantes de tempo, a partir da Fase 6.....	76
Fig. 6.16 - Evolução ao longo do tempo dos deslocamentos horizontais ao longo da interface coluna/solo ($x=0.45m$) para diferentes instantes de tempo	76
Fig. 6.17 - Excessos de pressão neutra gerados em diferentes instantes	77
Fig. 6.18 - Excessos de pressão neutra gerados durante as Fases 13 a 17	78
Fig. 6.19 - Excessos de pressão neutra gerados durante as Fases 18 e 19.....	79
Fig. 6.20 - Acréscimo de tensão efectiva vertical (σ'_y) durante as Fases 6 a 12	80
Fig. 6.21 - Acréscimo de tensão efectiva vertical (σ'_y) durante as Fases 12 a 19	81
Fig. 6.22 - Incrementos de tensão efectiva vertical a uma profundidade de 0.45m em diferentes instantes	82
Fig. 6.23 - Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade no final do tempo de estudo (56.25 semanas, final da Fase 19)	83
Fig. 6.24 - Evolução do factor de concentração de tensões, FC , em profundidade, para diferentes instantes	83
Fig. 7.1 – Evolução do assentamento médio na base do aterro em função do tempo decorrido.....	86
Fig. 7.2 - Evolução do assentamento médio na base do aterro, em função do tempo decorrido, no período após a construção da laje de betão armado.....	87
Fig. 7.3 - Evolução do assentamento médio na base da laje, em função do tempo decorrido	88
Fig. 7.4 - Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 12 a Fase 19) para o problema sem colunas de brita	89
Fig. 7.5 - Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 14 a 18) para o problema sem colunas de brita	89
Fig. 7.6 - Assentamentos na base do aterro em diferentes instantes.....	90
Fig. 7.7 - Excesso de pressão neutra em diferentes instantes, para o problema sem colunas de brita.....	91
Fig. 7.8 - Níveis de tensão mobilizados em diferentes fases, para o problema sem colunas de brita.....	91

Fig. 7.9 - Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro, em função do tempo.....	92
Fig. 7.10 - Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro, em função do tempo decorrido, a partir da construção da laje de fundo.....	93
Fig. 7.11 - Evolução do assentamento médio na base da laje, em função do tempo decorrido	94
Fig. 7.12 - Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 12 a Fase 19) para o problema sem pré-carga	95
Fig. 7.13 - Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 14 a 18) para o problema sem pré-carga	95
Fig. 7.14 - Assentamento na base do aterro, em função do tempo decorrido.....	96
Fig. 7.15 - Excesso de pressão neutra em diferentes instantes do problema sem pré-carga.....	96
Fig. 7.16 - Níveis de tensão mobilizados em diferentes instantes do problema sem pré-carga	97
Fig. 7.17 - Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo comparativamente com o sistema sem reforços, na base do aterro.....	98
Fig. 7.18 - Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo comparativamente com o sistema sem reforços, na base do aterro.....	99
Fig. 7.19 - Evolução do assentamento médio na base da laje, em função do tempo decorrido	100
Fig. 7.20 - Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 12 a Fase 19).....	101
Fig. 7.21 - Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 14 a 18).....	101
Fig. 7.22 - Evolução do assentamento médio, na base do aterro, para os dois casos em estudo	102
Fig. 7.23 - Excesso de pressão neutra em diferentes instantes, para o problema sem colunas de brita nem pré-carga	103
Fig. 7.24 - Níveis de tensão mobilizados em diferentes fases, para o problema sem colunas de brita nem pré-carga	105
Fig. 7.25 - Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ($z=0m$), em função do tempo decorrido, para diferentes tempos de aplicação de pré-carga.....	105
Fig. 7.26 - Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro, em função do tempo decorrido, para diferentes tempos de pré-carga, a partir do final do tempo de pré-carga ..	105
Fig. 7.27 - Evolução do assentamento médio na base da laje, em função do tempo decorrido	106

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 5.1 - Características do solo argiloso, da brita e do material de aterro	43
Quadro 5.2 - Valores de K_0 e OCR para a argila	43
Quadro 6.1 - Identificação das diferentes fases do problema	64
Quadro 7.1 - Resumo dos tempos de aplicação de pré-carga	104

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

C_c – índice de compressibilidade

C_r – índice de recompressibilidade

c_u – resistência não drenada

D, d, ϕ – largura da coluna

E - módulo de elasticidade

e – índice de vazios

e_0 – índice de vazios inicial

FRA – factor de redução dos assentamentos

FC – factor de Concentração de Tensões

G – módulo de deformabilidade distorcional

k – declive das linhas descarga-recarga no referencial v - $\ln p$

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

k_x, k_y – coeficientes de permeabilidade segundo as direcções x e y

M – declive da linha de estados críticos no referencial p - q

m_v – módulo de deformabilidade volumétrico

n – factor de melhoramento

N – parâmetro do modelo (p - q - θ) correspondente ao volume específico do solo sujeito a uma tensão p igual à unidade

OCR – grau de sobreconsolidação

p – tensão média efectiva

q – tensão de desvio

s – espaçamento entre colunas

SL – nível de tensão

t – tempo

x, y, z – coordenadas cartesianas

γ – peso específico total

Δu – excesso de pressão neutra

ε – deformação

ε_q – deformação distorcional

ε_v – deformação volumétrica

θ – invariante das tensões

λ – declive da linha de compressão isotrópica em primeira carga no referencial v - $\ln p$

v – volume específico

ν' – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas

$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$ – tensões principais efectivas (máxima, intermédia e mínima)

σ'_v, σ'_y – tensão vertical efectiva

τ – tensão tangencial

ϕ' – ângulo de atrito do solo definido em termos efectivos

Γ – parâmetro do modelo ($p-q-\theta$) correspondente ao volume específico do solo, em situação de estado crítico, sujeito a uma tensão p igual à unidade

1

INTRODUÇÃO

No passado, quando ainda não havia uma ocupação intensiva generalizada do solo, a sociedade procurava que as suas obras ocupassem preferencialmente zonas com boas características geotécnicas, evitando assim as zonas de difícil utilização, tais como 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. Os solos moles apresentam, por essa razão, deficiente comportamento mecânico, quer a curto quer a longo prazo, face às acções exteriores determinadas pelas necessidades de utilização humana.

Com o desenvolvimento económico-social das últimas décadas verificou-se um crescimento também da ocupação do solo e eventualmente surgiu a necessidade de ocupar as zonas, que até então se tinham evitado, correspondentes a maciços argilosos moles.

Tendo em vista a cada vez maior necessidade de ocupação destes solos, e confrontados com diversos constrangimentos por eles levantados, relacionados com a dificuldade de garantir a segurança relativamente à estabilidade global e com a existência de assentamentos, quer totais quer diferenciais, que se processam lentamente no tempo e assumem valores elevados a longo prazo, os engenheiros geotécnicos desenvolveram ao longo do tempo variadíssimas abordagens técnicas, sendo a escolha da solução a utilizar condicionada pelos objectivos a cumprir e, obviamente, muito dependente da relação custo/benefício que o seu uso acarreta.

De entre as várias técnicas de melhoramento e de reforço de solos moles em condições *in situ*, pode-se destacar a técnica de pré-carga ou sobrecarga temporal, a remoção-substituição do solo mole, o reforço com geossintéticos, a utilização de drenos verticais (geodrenos ou drenos de areia), o reforço com colunas de brita, construção de um aterro por fases, a construção de bermas laterais, o reforço com colunas “rígidas” e plataformas de transferência de carga, etc.

As vantagens da solução de reforço de solos moles através da técnica da pré-carga têm a ver essencialmente com a redução dos assentamentos da obra durante a sua vida útil, uma vez que esta técnica consiste na aplicação durante um determinado período de tempo, em fase de obra, de um carregamento superior ao carregamento máximo previsto para a vida útil da obra, permitindo assim que os carregamentos durante a vida da obra não resultem em assentamentos significativos.

Relativamente à técnica das colunas de brita que, de uma forma simples, consiste no 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.

A aplicação da pré-carga e a execução de colunas de brita são indicadas especialmente para fundações de aterros ou outras obras de terra sobre solos moles.

No presente trabalho procura-se contribuir para uma melhor compreensão do comportamento das fundações com colunas de brita e com a aplicação da pré-carga em simultâneo, mais concretamente em reservatórios de betão armado 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.

O Capítulo 2 apresenta a técnica de reforço de fundações com recurso a colunas de brita. É feita uma breve apresentação da história das colunas de brita e do seu objectivo e procede-se à caracterização dos métodos construtivos deste tipo de reforço de solos moles. São apresentados também de forma sucinta os diferentes métodos de dimensionamento de colunas de brita.

No Capítulo 3 é realizada a descrição do método de aceleração da consolidação através de aplicação de pré-carga, os seus objectivos e é ainda referida a metodologia de dimensionamento da pré-carga em exclusivo ou com recurso a drenagem vertical.

O Capítulo 4 é dedicado à apresentação geral do programa de cálculo baseado no método dos elementos finitos, desenvolvido por Borges (1995), que 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) e descrevem-se as propriedades gerais do modelo constitutivo adoptado, o modelo $p-q-\theta$.

No Capítulo 5, com o objectivo de conhecer o comportamento do solo mole mediante um carregamento, procede-se ao estudo de 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 e ao factor de concentração de tensões. 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.

O Capítulo 6 é destinado ao estudo do problema base, que tem por objectivo conhecer o comportamento de um solo mole reforçado com colunas de brita e pré-carga sujeito aos carregamentos de um reservatório de betão armado e o seu efeito na laje de fundo do reservatório. Para isso, e partindo do estudo realizado no capítulo anterior, que teve por objectivo determinar um tempo de pré-carga razoável para o problema em questão, simula-se o comportamento da obra desde o início da construção do aterro, posterior remoção da sobrecarga e construção da laje de fundo, e três carregamentos distintos.

No Capítulo 7 realizam-se variações ao estudo base, simulando o problema sem os diferentes métodos de reforço e para diferentes tempos de aplicação da pré-carga, procedendo-se posteriormente à discussão dos resultados relativos aos assentamentos verificados.

Por fim, no Capítulo 8 enunciam-se algumas conclusões julgadas pertinentes.

2

REFORÇO DE FUNDAÇÕES COM COLUNAS DE BRITA

2.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo pretende-se apresentar a tecnologia das colunas de brita como sistema de reforço. Inicialmente são feitas algumas considerações gerais sobre as colunas de brita e a apresentação de alguns exemplos de aplicação desta tecnologia. De seguida faz-se uma pequena introdução à história das colunas de brita e apresentam-se os objectivos para a sua construção. Posteriormente procede-se a uma breve apresentação das diferentes tecnologias de construção de colunas de brita. E finalmente apresenta-se um resumo do estudo feito por Domingues (2006) acerca do dimensionamento desta solução de reforço.

2.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS

De uma forma simplificada, o processo construtivo de uma coluna de brita consiste na execução de uma escavação circular de pequeno a médio diâmetro (furo) e determinado comprimento, e consequente preenchimento com material grosseiro de pequenas dimensões (brita) e sua compactação de baixo para cima.

A forma de execução de uma coluna de brita varia com a tecnologia de execução aplicada, principalmente na forma de execução do furo e na forma de compactação da brita, e será posteriormente objecto de estudo.

Normalmente, não se procede à remoção do material original, mas sim à introdução de um material (brita) com melhores características de resistência e deformabilidade, traduzindo-se num melhoramento das características do solo de fundação, e às quais se associa o efeito de compactação do solo natural em torno da coluna de brita, uma vez que a mesma quantidade de solo passa a ocupar um menor volume (Priebe, 1998).

As colunas de brita podem ser e são aplicadas com sucesso em diversos contextos, com o objectivo de aumentar a resistência e tirar partido da aceleração dos assentamentos processados nos solos de fundação, por exemplo, de aterros em baixas aluvionares, para assentamento de plataformas de vias de comunicação e em encontros de pontes, de edifícios, de aterros sanitários, diques marítimos e de reservatórios de aço ou de betão armado e destinados quer à reserva de produtos petrolíferos, água ou tratamento de efluentes. (Bhushan et al., 2004; FHWA, 2009; Raithel et al., 2005; VGNL, 2004).

No reforço de fundações com colunas de brita, pode-se usar esta técnica em exclusivo ou em conjunto com outras tecnologias, tais como colunas de brita envoltas em geotêxtil, aplicação de geossintéticos sobre o solo de fundação, plataformas de transferência de carga, entre outras.

São apresentadas de seguida algumas figuras relativas a obras de grande extensão em planta onde foram utilizadas colunas de brita, quer em exclusivo, quer em conjunto com outras tecnologias.

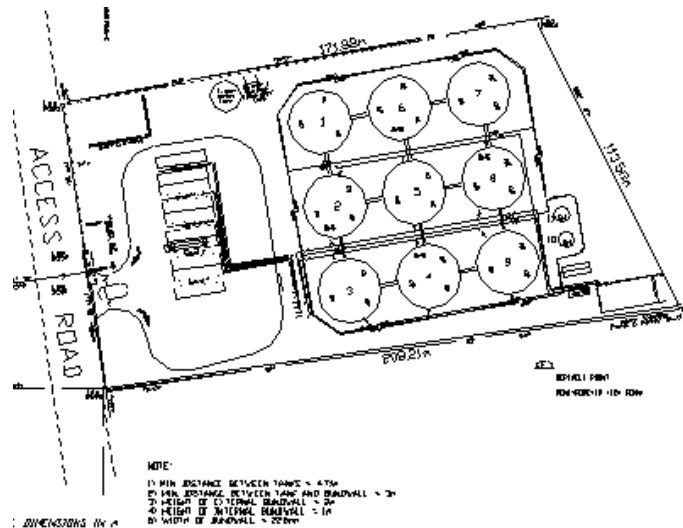
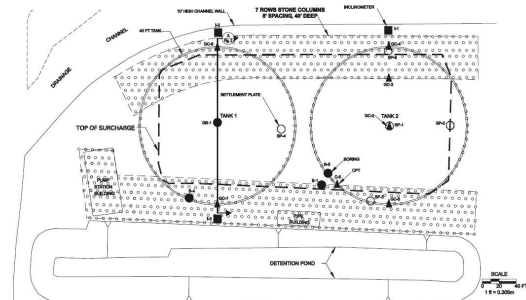


Fig. 2.1 – Planta de implantação de uma área de reservatórios de produtos petrolíferos e de água potável, reforçados com colunas de brita, na Nigéria (VGNL, 2004).



a)



b)

Fig. 2.2 – Obra de reforço de fundações com colunas de brita e pré-carga de uma área de reservatórios de aço nos Estados Unidos; a) Vista aérea dos reservatórios; b) Planta da obra (Bhushan et al., 2004).



Fig. 2.3 – Pavilhão Multiusos SPC no Parque Industrial Solvay - Póvoa de Santa Iria, Portugal (Candeias, 2008).



a)



b)

Fig. 2.4 – Vista do complexo industrial *ThyssenKrupp*, em Santa Cruz, Brasil, a) vista geral da área de implantação (Candeias, 2008), b) vista durante os trabalhos (Quinalia, 2009).



a)



b)

Fig. 2.5 – Tanques de armazenamento de líquidos Fábrica de Biodiesel *Prio* e Parque de Tanques, Aveiro, Portugal, a) durante a construção, b) após a construção (Candeias, 2008).

2.3. BREVE INTRODUÇÃO À HISTÓRIA DAS COLUNAS DE BRITA

A primeira utilização documentada de uma forma ancestral de colunas de brita foi na construção do Taj Mahal na Índia. Esta estrutura histórica tem sido suportada com sucesso, durante mais de 3 séculos, por poços escavados de forma manual em solos moles e enchidos com pedras (VGNL, 2004).

No entanto, a primeira aplicação moderna conhecida de colunas de brita, remonta a 1930 em França (Barksdale e Bachus, 1983), no reforço do solo de fundação do arsenal militar de Bayonne, em que foram usadas colunas apenas com 2 metros de profundidade e diâmetro de 20 cm. O processo consistia na cravação de estacas rígidas nos depósitos moles, e posteriormente na retirada das estacas e enchimento dos furos com agregados calcários. Cada uma destas “colunas de brita” suportava uma carga de 10 kN.

As colunas de brita ficaram 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 subaplicação 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.



Fig. 2.6 – a) Foto de uma das primeiras sondas vibratórias usadas na técnica de vibrocompactação (1937);
b) Foto das primeiras obras de execução de colunas de brita na Alemanha (1950's); [1].

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”, sendo redescoberta como uma técnica eficaz de melhoramento e reforço de solos coesivos e areias siltosas (Hughes et al., 1974; FHWA, 1983).

Actualmente existem muitos métodos de execução de colunas de brita e que serão posteriormente descritos de forma sucinta.

2.4. OBJECTIVOS DA APLICAÇÃO DE COLUNAS DE BRITA

As colunas de brita são na sua essência um sistema de reforço de solos. O facto de o solo circundante confinar a brita, conduz a que a coluna de brita desenvolva uma capacidade resistente superior à do solo que a confina. Existe uma interacção entre o solo e a coluna, que partilham as cargas aplicadas, levando a uma redistribuição de esforços nas zonas sujeitas a grandes concentrações de tensões.

Esta interacção e redistribuição de esforços traduz-se numa melhor resposta do solo de fundação, em termos do aumento da capacidade de carga, consequência do aumento da resistência, e da redução dos assentamentos, devido à redução das deformações.

A maior parte das aplicações de colunas de brita destina-se a reforçar solos moles, apesar de também terem grande aplicação na redução do potencial de liquefacção de solos siltosos/arenosos soltos.

Os solos moles apresentam normalmente uma média a elevada compressibilidade para a variação das tensões efectivas, e uma vez que têm uma grande percentagem de material fino na sua constituição são, normalmente, muito pouco permeáveis à água, o que os torna muito pouco compressíveis em carregamentos rápidos, ou seja, em condições aproximadamente não drenadas. Quando estes solos são

carregados superficialmente a redução do seu volume e consequente expulsão de água, devida à transferência de tensões incrementais instaladas no líquido intersticial do solo ou nos poros (pressão neutra) para o esqueleto sólido, ocorre de forma lenta, diferida no tempo, e depende do caminho a percorrer pela água até ser expulsa.

A instalação de uma coluna de brita, que tem uma elevada permeabilidade, num solo muito pouco permeável, irá funcionar como um dreno que recolhe radialmente a água que irá ser expulsa. Assim, a consolidação que se processava apenas com escoamento vertical para uma ou duas fronteiras drenantes, sem a presença de coluna de brita, passa-se a processar também com escoamento radial no sentido da coluna de brita. Uma vez que, normalmente, não existe apenas uma coluna de brita mas sim uma malha, a consolidação é acelerada, ocorrendo uma redução substancial do tempo necessário para que grande parte das deformações se processe (Domingues, 2006).

Pode-se então enumerar os três objectivos fundamentais para a execução de colunas de brita:

- Aumento da capacidade de carga (aumento da resistência);
- Redução dos assentamentos (diminuição das deformações);
- Aceleração da consolidação (diminuição do tempo necessário).

Conhecidos os objectivos para a execução de colunas de brita facilmente se identificam benefícios e casos concretos para a sua possível aplicação prática, tais como os identificados no subcapítulo 2.2.

Pode-se referir, por exemplo, a introdução de colunas de brita em solos moles, que é responsável pelo aumento da estabilidade de aterros executados sobre os mesmos, devido ao facto das superfícies de deslizamento passarem a intersectar as colunas que apresentam características mecânicas superiores.

Também o facto de se tirar partido da aceleração no processamento dos assentamentos, que ocorrem quase totalmente durante a construção das obras e antes da entrada em serviço, quer em vias, quer em sapatas corridas ou isoladas e, principalmente de grandes áreas carregadas uniformemente, como é o caso de reservatórios, entre outros.

Ainda, o facto de o mecanismo de colapso das colunas de brita ser mais progressivo, em comparação com outros tipos de fundações indirectas tais como estacas de betão, uma vez que uma coluna de brita sobrecarregada, automaticamente reduz a sua tensão transferindo-a para o solo envolvente à medida que se deforma (Dayte, 1982).

Outra utilização, que em certos casos pode ser bastante atractiva, é na redução do potencial de liquefacção de solos soltos com uma percentagem de finos superior a 15-25%, uma vez que a vibrocompactação não é eficaz nestes solos, bem como nos solos arenosos de baixa a média compacidade. Como as acções dinâmicas desencadeadas por um sismo promovem o rearranjo das partículas dos solos pouco densos, se o solo apresentar uma baixa permeabilidade ou caminhos de drenagem muito longos, não consegue dissipar o excesso de pressão intersticial levando ao aparecimento de pressões neutras quase instantâneas que podem igualar a tensão total, anulando a tensão efectiva e fazendo com que o solo perca as suas características mecânicas e se comporte como um fluido, perdendo a sua capacidade de carga (Domingues, 2006; Fernandes, 2006).

Pretende-se nestes casos, não aumentar a resistência, mas sim um aumento de densidade do solo, de modo que ele esteja suficientemente compacto durante a acção sísmica, para que um novo rearranjo das partículas não seja precedido de um grande aumento da pressão neutra.

2.5. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

2.5.1. SOLO A REFORÇAR

Para melhor se poder escolher o tipo de fundações a utilizar numa obra, avaliar os riscos e a relação custo/benefício ou se proceder à execução de qualquer melhoramento dos solos de fundação importa antes de mais conhecer as suas características geotécnicas. Este conhecimento reveste-se de particular importância quando se pretende realizar fundações profundas ou melhoramentos do solo de fundação.

Por estes motivos, é necessária a realização de diversos ensaios, quer *in situ*, quer em laboratório com o objectivo de melhor se definir os solos sobre os quais se pretende levar a cabo uma obra.

É fundamental a realização de sondagens de modo a conhecer os diferentes estratos de solo presentes, principalmente os de origem orgânica e as argilas e siltes, e as suas espessuras, sendo assim possível a determinação dos melhores métodos de melhoramento do solo.

São ainda aconselhados os ensaios de corte rotativo, “field vane test”, e com cone-penetrómetro, “CPT”, de modo a determinar a resistência não drenada do solo.

A realização do ensaio SPT é apenas aconselhado para a determinação do ângulo de atrito, do grau de compactidade e do potencial de liquefacção de solos não coesivos soltos.

Como habitual, é fundamental a realização dos ensaios clássicos de granulometria, limites de consistência e peso específico das diferentes camadas.

São aconselhados ensaios triaxiais não drenados para a determinação dos parâmetros de resistência e de deformação.

Relativamente aos coeficientes de consolidação vertical e horizontal e os índices de compressibilidade e recompressibilidade é aconselhada a realização de ensaios edométricos de consolidação uniaxial num número suficiente de amostras indeformadas.

Os solos naturais a reforçar com recurso a colunas de brita vão desde os solos argilosos com partículas inferiores a 0.002 mm a areias finas soltas com partículas até 0.6 mm.

Segundo a FHWA (1983), a aplicação de colunas de brita não é aconselhada em solos argilosos com valores da resistência não drenada inferiores a 10 kPa, uma vez que o confinamento lateral à coluna é bastante reduzido e conseqüentemente a carga máxima por ela suportada também o é, resultando numa maior deformação da coluna e na menor capacidade resistente do conjunto. Por estas razões, a utilização de colunas de brita em solos com estas características implica a execução de malhas de colunas de brita com um espaçamento bastante reduzido, traduzindo-se numa solução economicamente pouco vantajosa.

Já quando os valores da resistência não drenada se situam entre os 50 e 100 kPa o solo oferece grande resistência ao avanço dos aparelhos e não se justifica a utilização de colunas de brita, devido a grande resistência do solo.

2.5.2. MATERIAL DE ENCHIMENTO

O material de enchimento das colunas de brita é normalmente um material granular com partículas de vários diâmetros. O material deve ser preferencialmente britado, uma vez que material rolado apresenta menores valores do ângulo de atrito. Também está prevista a utilização futura de material reciclado derivado da demolição de betão, devendo, no entanto, ser realizados ensaios de durabilidade.

Segundo Nayak (1982), o material deverá apresentar uma boa gradação com dimensões entre 2 e 70 mm, no entanto, segundo Pereira (1983), são mais habituais diâmetros entre 8 e 32 mm, enquanto que a pré-norma europeia CEN/TC 288 N 269 (CEN, 2003) indica valores entre 8 e 75 mm; já a Federal Highway Administration (FHWA, 1983) apresenta valores ligeiramente mais altos e vários fusos granulométricos possíveis (Figura 2.7), sendo aconselhadas as alternativas 1 ou 2.

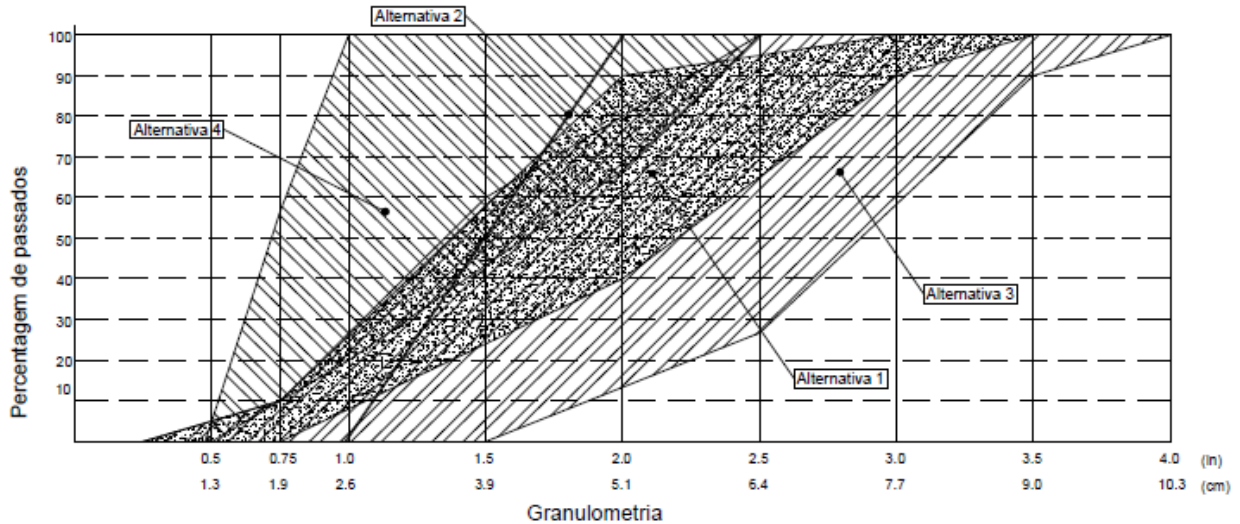


Fig. 2.7 – Fusos granulométricos propostos (FHWA, 1983).

A partir do trabalho de diversos autores, Domingues (2006) apresenta uma relação entre a resistência não drenada e o diâmetro das colunas e a proposta de Thorburn (Figura 2.8). É possível verificar que grande parte das aplicações situa-se em solos com c_u entre 15 e 35 kPa e os diâmetros realizados entre 70 e 120 cm.

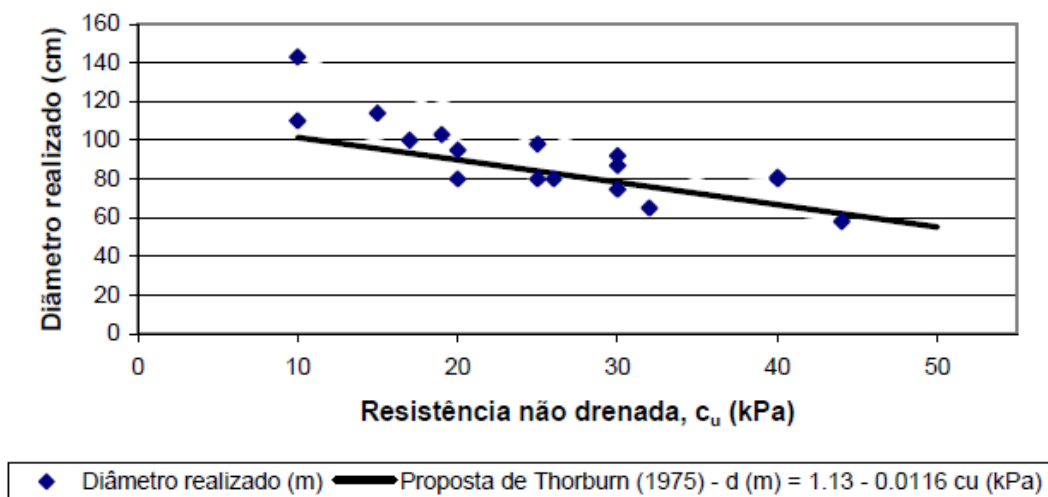


Fig. 2.8 – Relação entre o diâmetro das colunas e a resistência não drenada (Domingues, 2006).

2.6. TECNOLOGIAS DE CONSTRUÇÃO

2.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Antes de se proceder à apresentação dos métodos de execução de colunas de brita convém distinguir alguns conceitos relativamente aos processos de melhoramento da compacidade dos solos e que são frequentemente confundidos.

Com o objectivo de se melhorar a compacidade dos solos pode-se recorrer a métodos superficiais ou a métodos em profundidade.

Relativamente aos métodos superficiais é particularmente importante a compactação dinâmica, que consiste em deixar cair uma determinada massa, a partir de certa altura.

No que toca aos métodos em profundidade importa referir a vibrocompactação e a vibrosubstituição.

A primeira é aplicável a solos granulares sem coesão e consiste na aplicação de movimentos vibratórios, principalmente radiais, de um vibrador introduzido no solo, criando um cilindro de solo compacto, através do rearranjo das partículas e não exigindo a introdução de material.

A segunda, vibrosubstituição, é um processo idêntico ao anterior mas aplicável quer a solos granulares quer a solos finos em que haja consolidação, e principalmente a estes, em que se procede à execução de um furo e posterior preenchimento com material grosseiro compactado, passando a existir elementos mais rígidos no solo mais compactado mas mais deformável. As colunas de brita, estudadas neste trabalho, incluem-se neste grupo.

A execução de colunas de brita é pois um processo tecnologicamente simples e encontra-se bem dominado e em constante desenvolvimento. Apresenta-se de seguida vários métodos de execução de colunas de brita.

2.6.2. MÉTODOS NÃO VIBRATÓRIOS

O primeiro método de construção de colunas de brita surgiu na Índia e consiste na execução de um furo através de retirada de solo natural para a superfície através de baldes e posteriormente ao preenchimento do furo com material grosseiro que é compactado por patamares com o auxílio de um pilão, tal como acontecia no método arcaico usado no “Taj Mahal”.

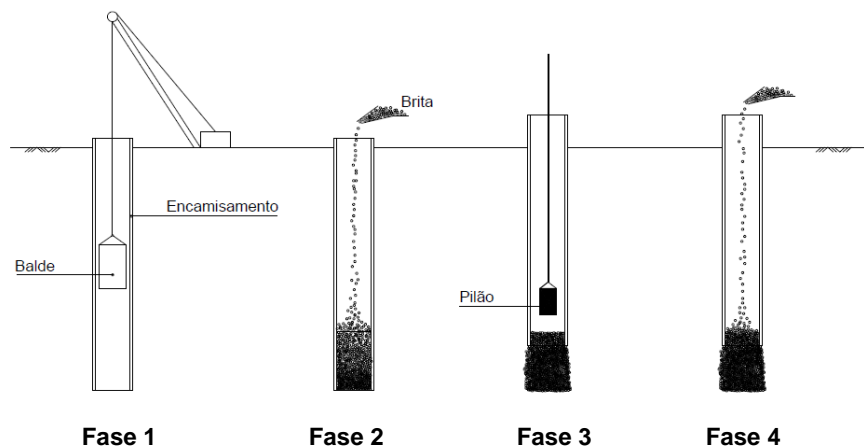


Fig. 2.9 – Método tradicional de execução de colunas de brita (Domingues, 2006).

A Figura 2.9 apresenta de forma esquemática o método tradicional de execução de colunas de brita.

Na Fase 1 procede-se à execução do furo com auxílio de encamisamento e recurso ao balde para remoção do solo. Na Fase 2 procede-se ao preenchimento, a partir da superfície, do primeiro patamar do furo com brita. Na Fase 3 sobe-se parcialmente o encamisamento e deixa-se cair o pilão, com um peso de 1.5 a 2 ton, de forma repetida sobre a brita de forma a compactá-la o máximo possível. Na Fase 4 procede-se mais uma vez ao preenchimento de mais um patamar com brita e subida do encamisamento, repetindo-se o processo sucessivas vezes, a partir da Fase 2, até ser atingida a cota da superfície. Quando é atingida a superfície, normalmente, a cota de brita é deixada 30 cm acima da cota do terreno e procede-se à compactação do último patamar com um pilão com uma massa de 4 ton e de maior área.

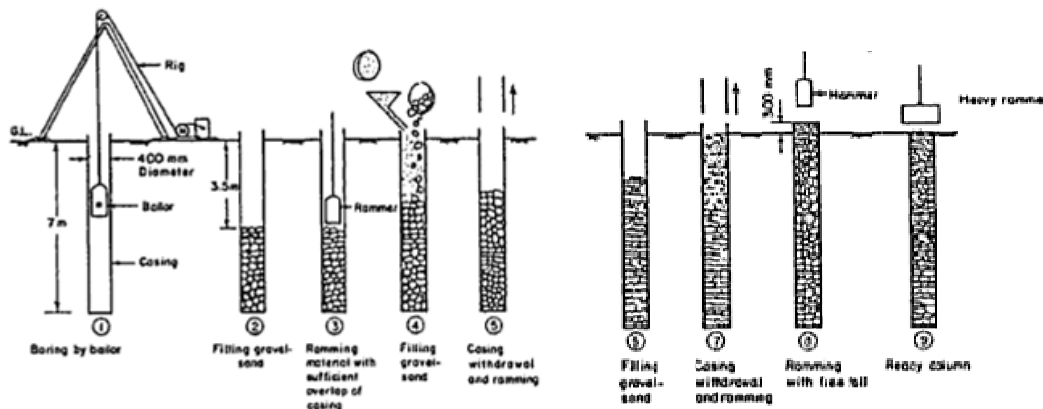


Fig. 2.10 – Método tradicional de execução de colunas de brita com encamisamento (Dayte e Nagaraju, 1975).

Segundo Nayak (1982) no início do método era colocado um tubo guia com cerca de 1 metro de comprimento, contudo, com o decorrer da escavação nos dois metros seguintes, formava-se uma cratera que podia ultrapassar os 2 m de diâmetro, pelo que foi adoptado o encamisamento em toda a profundidade da coluna de forma a garantir a estabilidade do furo.

Nos anos 50 foi desenvolvido no Japão um método que em vez de brita faz uso de areia, colunas de areia portanto, denominado de “Compozer” (Aboshi et al., 1979). Este método consiste na introdução de areia à medida que o encamisamento é introduzido no solo. Quando o encamisamento está preenchido com areia este é retirado e reintroduzido de forma repetida formando patamares de areia compactada, obtendo-se por fim uma coluna de areia (Figura 2.11).

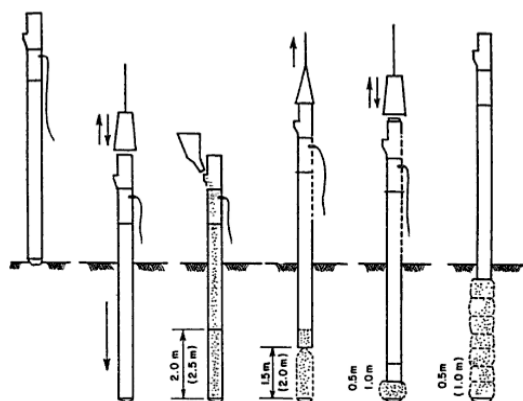


Fig. 2.11 – Método “Compozer” de execução de colunas de areia (Bergado et al., 1991).

Recentemente surgiu um método, actualmente mais utilizado, que consiste na execução de um furo através da rotação de um trado. Realizado o furo até à profundidade pretendida, é introduzida no furo por gravidade a brita. Oishi e Tanaka (1993), face à pouca densificação do solo circundante à brita e à fraca estabilidade do furo após a saída do trado apresentaram alguns melhoramentos ao método.

Assim, de forma a ser assegurada a estabilidade do furo, a brita passou a ser introduzida através de um tubo no interior do trado contínuo (Figura 2.12). Através da inversão sistemática do sentido de rotação do trado e do correspondente movimento vertical ao mesmo tempo que se processa a introdução de brita, é possível a realização da coluna de forma contínua. Usando este método é possível densificar o solo natural através da melhor compactação da brita contra este. Adalier e Elgamal (2004) referem que a execução de colunas de brita através deste método oferece tempos de execução, para colunas com 20 m de comprimento, inferiores a 1 hora, pelo que se pode concluir que este método tem na sua rapidez mais uma vantagem.

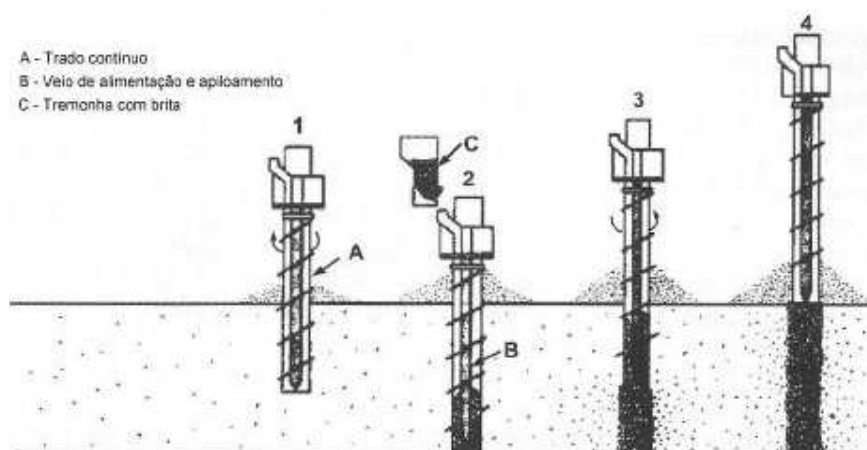


Fig. 2.12 – Método de execução de colunas de brita com trado contínuo, veio de alimentação interno e apiloamento (Adalier e Elgamal, 2004).

2.6.3. MÉTODOS VIBRATÓRIOS

Os métodos vibratórios de execução de colunas de brita são normalmente designados de vibrosubstituição e são os métodos mais empregues devido à sua rapidez e à sua eficiência na densificação do solo mole (Domingues, 2006).

De uma forma simples, a vibrosubstituição é feita através da introdução de uma sonda vibratória de baixa frequência no solo natural principalmente através do seu peso próprio e do fluído de injeção, no caso da sua utilização, e também devido a movimentos do vibrador ou mesmo, mais recentemente, devido a macacos hidráulicos fixos à sonda e que ganham reacção nos aparelhos de suspensão das mesmas.

Após se ter atingido a profundidade pretendida para as colunas, procede-se à colocação da brita através de movimentos oscilatórios da sonda contra a brita e da subida e descida da sonda de forma repetida, entre os diversos patamares de execução da coluna de 0.6 m a 1.2 m, de forma a obter-se uma coluna compactada contra o solo envolvente.

Verifica-se que devido à compactação lateral e à erosão do solo, devido à acção da sonda vibratória, o diâmetro do furo é ligeiramente superior ao diâmetro da sonda.

Relativamente ao diâmetro da coluna, este depende da energia envolvida necessária ao vibrador, do tempo de actuação do mesmo e das características do solo.

A maior ou menor densificação do conjunto coluna/solo depende, conforme referido anteriormente, da acção vibratória que tende a compactar a brita lateralmente contra o solo e da descida e actuação da sonda, e de acordo com Adelier e Elgamal (2004) é função da densidade relativa inicial do solo, do tipo de solo, da percentagem de siltes e argila presentes no solo e da sua plasticidade, da forma e durabilidade da brita, do tipo de vibrador e tempo de funcionamento e da área da coluna e espaçamento entre colunas. Segundo Massarsh (2004), quanto mais fino o solo, maior é o tempo necessário para a compactação em cada patamar, para se atingir o mesmo grau de compactação.

Importa referir as possíveis variantes no método de vibrosubstituição.

Assim relativamente à utilização de fluídos de injeção, existe a possibilidade de ser utilizada água injectada a alta pressão como fluído de injeção auxiliar da introdução da sonda no solo, denominado de processo húmido (“wet process”) (Figuras 2.13 e 2.14), ou a utilização de ar como fluído de injeção auxiliar, denominado de processo seco (“dry process”) (Figuras 2.15 e 2.16). Ao contrário do processo húmido, o processo seco, devido à não utilização de água, não garante a estabilidade do furo em solos que apresentem níveis freáticos baixos ou cuja resistência não drenada seja inferior a cerca de 50 kPa.

Já no que se refere à introdução da brita no furo, esta pode ser feita de duas formas. Uma forma de introdução da brita é na ponta da sonda, através de um tubo paralelo acoplado a esta, denominado de método da alimentação na ponta (“bottom feed method”), a outra forma é através da deposição da brita no espaço entre o furo e a sonda, designado por método da alimentação superior (“top feed method”).

O método mais utilizado na construção de colunas de brita é o processo húmido (Figuras 2.13 e 2.14) associado à alimentação superior, normalmente apenas denominado de método húmido ou “wet stone columns”. Para que este método tenha sucesso é necessário o fluxo constante de água, com o objectivo de garantir a estabilidade do furo e promover a lavagem dos finos do solo que se misturam com a brita.

O recurso à injeção de ar (“dry process”) é também utilizado, sendo, no entanto, menos frequente, e é associado quer à alimentação superior quer à alimentação por ponta (“bottom feed method”). A alimentação superior deve ser opção apenas quando esteja garantida a estabilidade do furo, retirando primeiro o vibrador e reintroduzindo-o para promover a compactação da brita em cada patamar. No caso da alimentação inferior, a sonda impede o solo de colapsar, funcionando como encamisamento.

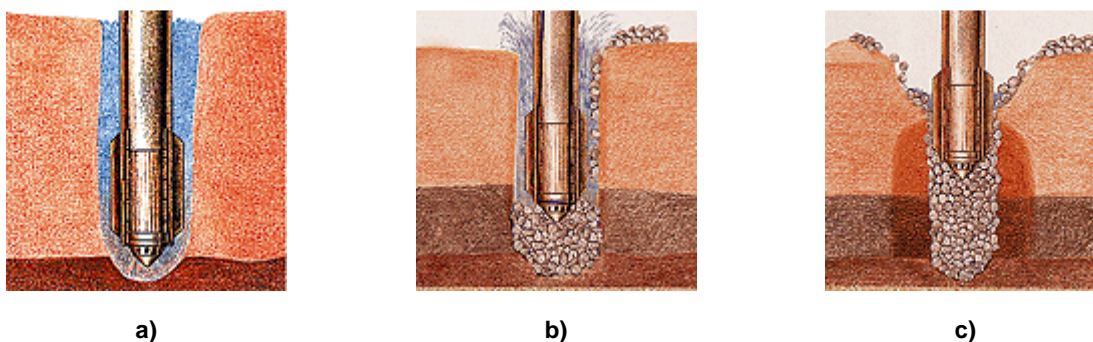


Fig. 2.13 – Diferentes fases do método húmido: a) penetração da sonda por vibração e injeção de água; b) introdução da brita através da abertura superior; c) compactação da coluna até à superfície [2].

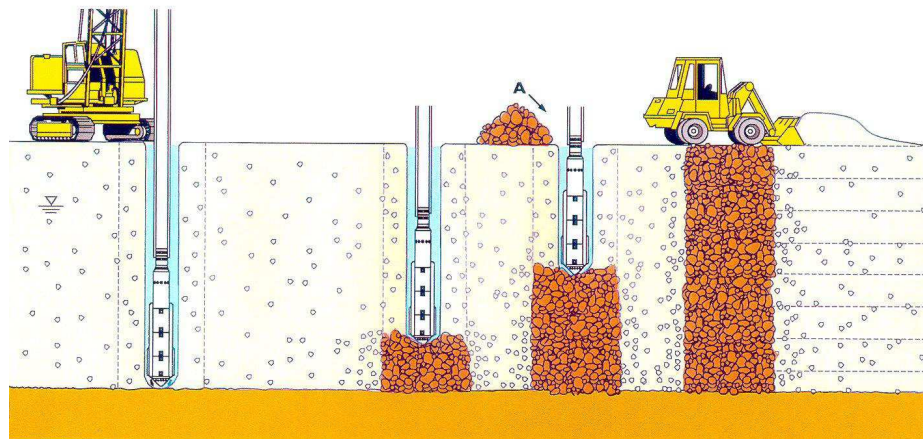


Fig. 2.14 – Método húmido ou “wet stone columns” (Candeias, 2008).

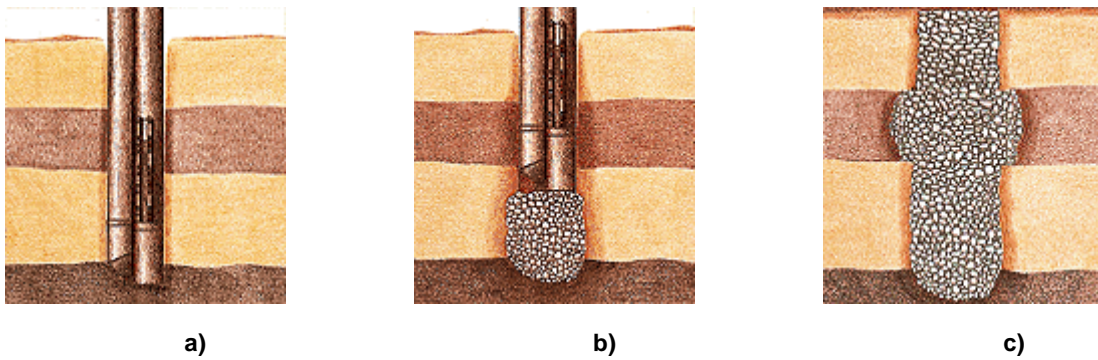


Fig. 2.15 – Diferentes fases do método seco: a) penetração da sonda por vibração e injeção de ar; b) introdução da brita através da *tremie* paralela à sonda; c) compactação da coluna até à superfície [3].

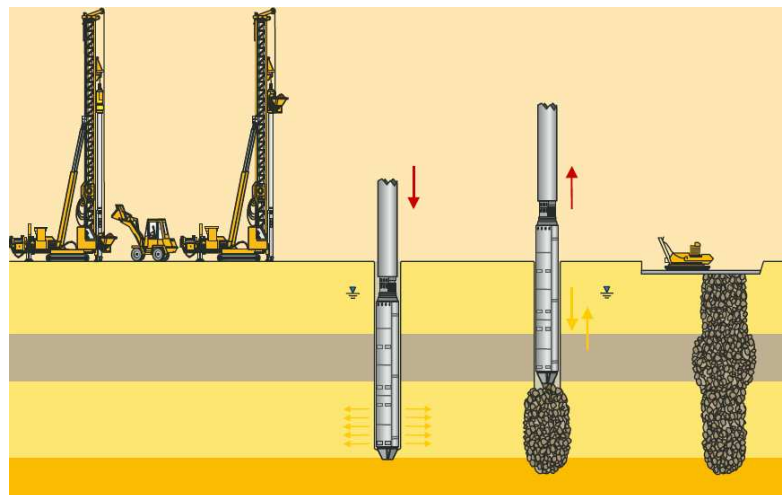


Fig. 2.16 – Método seco por alimentação na ponta (Candeias, 2008).

Relativamente às características do vibrador importa referir que este é constituído por um motor eléctrico ou hidráulico montado dentro de um cilindro, com diâmetro da ordem dos 40 cm, que faz

girar uma massa excêntrica em torno de um eixo vertical provocando as vibrações radiais (Figura 2.17). As frequências de rotação variam entre as 1800 rpm e as 3600 rpm e as amplitudes de vibração entre 6 mm e 32 mm, dependendo do tipo de solo. O comprimento dos vibradores varia entre 2 e 5 m, sendo ligados tubos prolongadores para se atingir profundidades maiores.



Fig. 2.17 – a) Constituição de uma sonda vibradora (Quinalia, 2009); b) Foto de uma sonda vibradora (Domingues, 2006).

2.6.4. ASPECTOS CONSTRUTIVOS DIVERSOS

A aplicação de colunas de brita é economicamente vantajosa apenas para profundidades entre 6 e 10 m, apesar de ser possível atingir profundidades até 30 m, e em termos de carregamento quando esteja prevista a aplicação de cargas modestas e/ou distribuídas, uma vez que a carga de dimensionamento das colunas fica normalmente entre 250 e 500 kN.

De forma a proceder-se à execução das colunas são, normalmente, realizadas plataformas de trabalho através da construção de uma camada de materiais granulares muito pouco compressíveis com uma espessura que pode variar entre 30 e 100 cm.

A realização desta camada visa facilitar o movimento das máquinas em obra, melhorar a eficiência da coluna (aumentando o confinamento próximo da superfície e forçando o alargamento da coluna a ocorrer a uma maior profundidade), permitir a melhor redistribuição das cargas para as colunas através do efeito de arco e funcionar como fronteira drenante para o escoamento de águas.

Apesar da utilização de métodos vibratórios, a construção de colunas é atractiva em meio urbanos uma vez que as vibrações e o ruído produzidos durante a construção são relativamente baixas.

A utilização do método húmido para a execução de colunas de brita tem alguns inconvenientes, nomeadamente porque requer elevadas quantidades de água, uma vez que é necessário garantir caudais da ordem dos 5 litros/seg. e ainda porque a grande quantidade de água utilizada na execução do furo aflui à superfície contaminada com finos, formando uma pasta líquida que impermeabiliza os solos, resultando em diversos problemas ambientais. Para evitar este efeito negativo são construídas bacias de retenção onde se procede ao tratamento das águas contaminadas.

O método húmido, devido ao grande fluxo ascendente de água, não permite a utilização de material de enchimento com partículas de diâmetro igual ou inferior a areias, o que pode comprometer a estabilidade do furo.

Pelas razões atrás enunciadas, o método húmido está, cada vez mais, a ser substituído pelo método seco com alimentação pela ponta.

Os métodos vibratórios permitem garantir a verticalidade das colunas de brita de dois modos: através do peso do vibrador quando a sonda seja suspensa ou através de veios telescópicos quando estes são utilizados, estando no entanto a profundidade limitada por estes.

2.6.5. INSTRUMENTAÇÃO E CONTROLO

Tal como é habitual nas obras em que se pretende garantir o cumprimento rigoroso da execução, na construção de colunas de brita, é necessária a introdução de instrumentação e de métodos de controlo que variam consoante o grau de segurança adoptado para o projecto. Assim, factores de segurança menores implicam, como é óbvio, a adopção de maior instrumentação, uma vez que a margem de segurança, por ser menor, não deixa grande espaço de manobra para erros ou comportamentos distintos dos previstos para a obra.

Como é evidente, uma monitorização frequente e cuidada dos vários parâmetros envolvidos permite prevenir qualquer problema que possa ocorrer e actuar em caso de necessidade, e o seu registo sistemático, tratamento e divulgação permitirão um conhecimento maior e melhor do funcionamento de obras futuras.

De acordo com as empresas da especialidade e com Domingues (2006) o controlo da execução dos métodos vibratórios modernos descritos anteriormente, faz-se a partir da análise de gráficos da potência eléctrica necessária durante a compactação da brita, que mediante uma maior potência eléctrica indicam um maior grau de compactação.

Faz-se uso também de gráficos indicativos da profundidade de repenetração da sonda com o mesmo objectivo, uma vez que quanto menor for a repenetração maior é o grau de compactação.

Finalmente, é igualmente importante o gráfico de consumo de brita uma vez que dá uma indicação do diâmetro da coluna de brita. Caso se recorra ao processo húmido importa registar também o consumo de água e a pressão de injeção.

Já no que se refere à instrumentação propriamente dita e segundo Domingues (2006), com o objectivo de controlar os assentamentos usam-se normalmente marcas topográficas e quando se pretendem medir deformações laterais, como no caso de obras em que pelo menos uma das dimensões em planta não se possa considerar infinita, recorre-se a inclinómetros. Relativamente ao controlo da evolução dos níveis freáticos devem ser usados piezómetros.

De modo a determinar a carga redistribuída para as colunas de brita podem ser usadas células de carga e devem ser realizados ensaios de carga, no valor de 100 a 150% da carga de projecto, em várias

colunas com o objectivo de avaliar a capacidade de carga, apesar de o comportamento ser diferente entre colunas isoladas e colunas em grupo, uma vez que falta parte do confinamento lateral.

2.7. INTRODUÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE COLUNAS DE BRITA

2.7.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste trabalho não se pretende fazer um estudo aprofundado sobre os diferentes métodos de dimensionamento de colunas de brita, mas antes uma apresentação sintética dos mesmos.

Domingues (2006) dedicou parte do seu trabalho à revisão de alguns critérios e métodos de cálculo para a avaliação da capacidade de carga, para a previsão de assentamentos e para a redução do potencial de liquefacção dos solos de fundação, com o objectivo do dimensionamento de colunas de brita, pelo que no presente trabalho apenas se irá fazer uma breve apresentação do seu estudo.

No seu trabalho, Domingues (2006) contempla apenas as colunas inseridas dentro de uma malha, pelo que o seu comportamento pode ser considerado idêntico com a excepção das colunas localizadas nas fronteiras da malha.

Enquanto o carregamento de uma coluna isolada implica um comportamento bidimensional axissimétrico nas direcções vertical e radial, em que é necessário ter em consideração todo o solo envolvente da coluna, o carregamento de uma malha suficiente grande de colunas leva a um comportamento que no seu todo é unidimensional e vertical e, por essa razão, pode ser estudado considerando o conceito de célula unitária.

O estudo de uma coluna genérica, no interior da malha, e do solo envolvente na sua área de influência, formam o conjunto coluna/solo que constitui a célula unitária. Enquanto uma coluna isolada tem o comportamento bidimensional referido anteriormente, a célula fundamental, tem esse comportamento condicionado 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.

O conceito de célula unitária é vastamente utilizado por muitos autores em diversos estudos sobre o reforço de solos com colunas, tais como a avaliação da capacidade de carga, avaliação dos assentamentos e a avaliação da consolidação do solo (Guetif et al., 2007).

A introdução de uma coluna de brita no solo implica, tal como verificado anteriormente, a realização de um cilindro de brita com um determinado diâmetro, que normalmente não é constante ao longo do comprimento da coluna, dado a resistência dos solos e a resistência radial oferecida por estes ao avanço lateral da brita serem variáveis. É fundamental uma escolha cuidadosa do diâmetro a considerar, baseada na experiência anterior, uma vez que este é um parâmetro com uma influência significativa nos resultados. A adopção de diâmetros aceitáveis e de acordo com os métodos usados pode ser feita com o auxílio de ábacos realizados em consonância com empresas da especialidade e que são apresentados no trabalho realizado por Domingues (2006), entre outros.

2.7.2. DISTRIBUIÇÃO DAS COLUNAS

A distribuição uniforme das colunas pela área de solo a tratar é essencial para alcançar os objectivos definidos e é função desses mesmos objectivos.

Existem diversas formas de distribuição possíveis (malha triangular, malha quadrangular ou malha hexagonal) e deve ser imposto um espaçamento entre as colunas. Cada coluna pode ser encarada como uma célula cilíndrica com um determinado diâmetro de influência e respectiva área de influência.

Balaam e Poulos (1983) definiram a relação entre o diâmetro de influência e o espaçamento entre colunas, conforme a Figura 2.18.

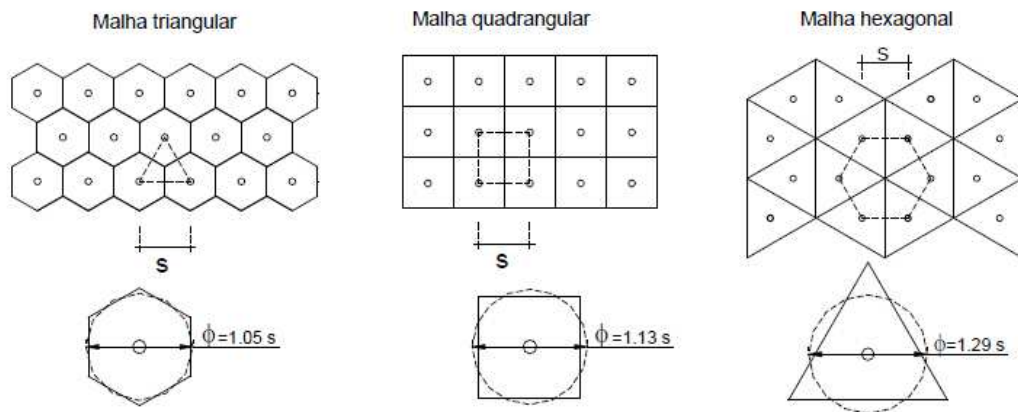


Fig. 2.18 – Diferentes distribuições em planta de colunas de brita (Domingues, 2006).

2.7.3. MECANISMO DE ROTURA

Numa coluna de brita, o material que a constitui (brita) não apresenta coesão interna, pelo que quando esta é carregada verticalmente, apresenta uma tendência para se expandir radialmente. Assim, o solo actua através de um mecanismo de reacção passiva contrária à brita pela tensão de confinamento.

Naturalmente, qualquer carregamento vertical sobre a coluna, também leva a que esta transfira para o solo envolvente a força aplicada por atrito lateral ao longo interface coluna/solo e/ou pela ponta.

Conhecidas as formas de transferência da força aplicada à coluna, e a segundo os trabalhos realizados por diversos autores (Hughes e Withers, 1974; Dayte, 1982; Bergado et al., 1991; etc.) pode-se concluir que uma coluna isolada inserida num solo mole e carregada verticalmente pode apresentar três mecanismos de rotura (Figura 2.19):

- Expansão lateral excessiva;
- Insuficiente resistência de ponta ou insuficiente atrito lateral;
- Rotura por corte no topo da coluna.

No seu trabalho, Domingues (2006), conclui que o processo de rotura de uma coluna de brita ocorre sempre por expansão lateral excessiva, excepto quando as colunas estejam inseridas num meio com características homogéneas, isto é, apresentem um comportamento flutuante, ou quando o seu comprimento seja inferior a cerca de quatro diâmetros.

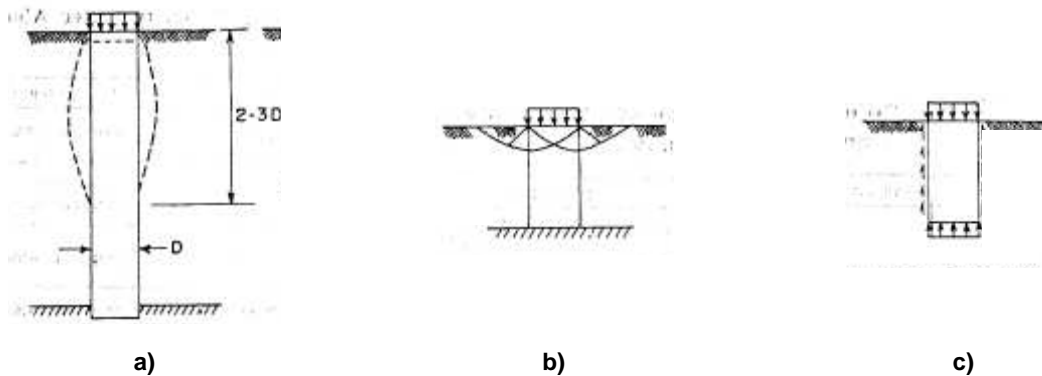


Fig. 2.19 – Mecanismos de rotura: a) expansão lateral excessiva; b) rotura por corte no topo da coluna; c) insuficiente resistência de ponta ou insuficiente atrito lateral (Barksdale e Bachus, 1983).

2.7.4. AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA

2.7.4.1. Método empírico de Thorburn (1975)

Este é um método empírico de avaliação da carga admissível de colunas de brita executadas com vibradores do tipo “Keller” que é válido em colunas isoladas ou em grupo carregadas no topo, sendo que no último caso admite-se que todo o carregamento é resistido pela coluna.

O autor estabeleceu uma relação entre a capacidade de carga de uma coluna com a resistência não drenada do solo (c_u), que associa um coeficiente de segurança conveniente à rotura após a consolidação do solo em torno da coluna.

2.7.4.2. Método semi-empírico

Este é um método que foi desenvolvido por diversos autores, nomeadamente Hughes e Withers (1974), baseado em ensaios e na teoria das cavidades cilíndricas, e que permite estimar a tensão efectiva vertical máxima que uma coluna isolada pode suportar.

Os autores partem do pressuposto que a coluna, o solo circundante e a brita na zona das expansões laterais estão em estado de equilíbrio limite e a partir de diversas relações chegam a uma expressão para a carga admissível.

Verifica-se que para a gama de resistência não drenada considerada pelos autores, este método e o anterior apresentam resultados próximos.

O método permite avaliar a capacidade de carga em relação ao modo de rotura por expansão lateral excessiva, que ocorre na zona mais superficial, pelo que os valores de c_u devem ser alvo de especial cuidado.

Outro pressuposto do método é que toda a carga é suportada pela coluna, o que está do lado da segurança, pelo que é essencial escolher espaçamentos ou diâmetros que limitem a tensão efectiva a valores compatíveis com a capacidade da coluna.

Finalmente, para se extrapolar para uma coluna inserida numa malha, segundo os autores, deve-se ignorar os efeitos de endurecimento e consolidação devidos à execução da coluna e deve-se assumir que o comportamento de uma coluna inserida numa malha é igual ao de uma coluna isolada.

2.7.5. AVALIAÇÃO DOS ASSENTAMENTOS

2.7.5.1. Aplicação dos estudos de Mattes e Poulos (1969)

Os estudos realizados por Mattes e Poulos (1969) destinavam-se às estacas tradicionais e, segundo Soyez (1985), foram os primeiros a ser utilizados na previsão de assentamentos de colunas de brita.

Os autores, considerando a compressibilidade da estaca e o comportamento elástico dos materiais, propuseram uma expressão para o assentamento, no topo da estaca, função da carga aplicada, do comprimento da estaca, do módulo de deformabilidade do solo e de um factor de influência função dos módulos de deformabilidade do solo e da coluna.

2.7.5.2. Método de Greenwood (1970)

Este foi o primeiro método de dimensionamento especialmente definido para colunas de brita sob fundações de grandes dimensões.

O autor assumiu que as colunas fundam num estrato mais rígido e que não são tidos em conta os assentamentos imediatos nem os deslocamentos devidos às tensões de corte.

Foram propostas curvas, função do factor de redução de assentamentos e do espaçamento das colunas, que parametrizam a resistência não drenada do solo e o processo de execução das colunas.

2.7.5.3. Método simplificado de Aboshi et al.(1979)

Este método destina-se à determinação do assentamento máximo previsível de uma coluna inserida numa malha que se possa considerar de desenvolvimento infinito em duas direcções ortogonais.

O método assume como simplificações que o assentamento é uniforme entre a coluna e o solo circundante e que no caso do solo não reforçado, o módulo de deformabilidade volumétrico (m_v) pode ser considerado constante.

Considerando estas simplificações e diversas definições e expressões os autores chegam a uma expressão que permite calcular o assentamento do solo após melhoramento com colunas de brita.

2.7.5.4. Método de Balaam e Booker (1981)

Os autores, partindo do conceito de célula unitária e admitindo o comportamento elástico para a coluna e para o solo e considerando a não existência de tensões de corte na interface solo/coluna e o deslocamento vertical uniforme, propuseram duas soluções analíticas para o solo melhorado, a primeira, comportando-se o solo como incompressível, apresentando assentamento imediato, e a segunda como compressível, apresentando assentamento final após consolidação, tendo concluído que a primeira é negligenciável em relação à segunda.

2.7.5.5. Método de Balaam e Booker (1985)

Os mesmos autores, uma vez que o método inicial sobreavaliava a redução dos assentamentos, propuseram posteriormente um novo método considerando o comportamento elástico perfeitamente plástico para a coluna, usando o critério de plastificação de Mohr-Coulomb e uma lei de fluxo não associada.

A solução apresentada pelo método considera um ângulo de dilatação constante entre 0 e ϕ e a continuidade das tensões e das deformações na interface coluna/solo.

Os resultados obtidos são apresentados sob forma gráfica relacionando o carregamento com o assentamento para os dois modelos propostos, tendo os autores levado a cabo um intenso estudo paramétrico para avaliar a importância e influência de vários parâmetros na redução dos assentamentos obtidos pelos dois modelos.

2.7.5.6. Método de Priebe (1995)

O método proposto por Priebe (1995) resulta de sucessivos melhoramentos ao método proposto pelo mesmo autor em 1976 e destina-se à previsão de assentamentos de colunas de brita executadas pela técnica de vibrosubstituição.

Este método baseia-se no comportamento elástico dos materiais e na teoria de impulsos de Rankine e partindo do conceito de célula unitária assume que a coluna é fundada num estrato rígido inferior, que o material da coluna é incompressível e despreza os pesos volúmicos da coluna e do solo.

Assim, a rotura da coluna nunca ocorre por resistência de ponta insuficiente e os assentamentos superficiais devem-se apenas à expansão lateral da coluna que é constante ao longo da coluna.

O autor propõe inicialmente um ábaco que relaciona um factor básico de melhoramento com o inverso do coeficiente de substituição para diferentes ângulos de atrito da brita. Posteriormente sugere que a compressibilidade das colunas deve ser tida em conta, pelo que é introduzido um factor reduzido de melhoramento e apresenta um novo ábaco em que relaciona os acréscimos à relação de áreas com a relação entre módulos de deformabilidade.

Finalmente e uma vez que a profundidade é responsável pela redução das expansões laterais, o autor sugere a introdução de um factor de profundidade função dos coeficientes de impulso dos materiais, pesos volúmicos e tensão vertical aplicada e considerando, por razões de segurança, que o carregamento não actua sobre o solo. Tendo em conta todas as considerações e que o peso específico é igual em ambos os materiais o autor propõe uma expressão simplificada para o dimensionamento e apresenta um ábaco que relaciona um factor de influência com a relação de áreas.

Uma vez que as expressões propostas pelo autor são apenas válidas dentro de alguns limites de aplicação já que contêm simplificações e aproximações, o autor propõe ainda dois factores de controlo de compatibilidade.

O primeiro limita o factor de profundidade de tal forma a que o assentamento da coluna resultante da sua própria compressibilidade não exceda o assentamento do conjunto coluna/solo.

O segundo limita o factor de melhoramento de tal forma a que, devido às suas próprias compressibilidades, o assentamento da coluna não exceda o assentamento do solo envolvente, devido às cargas repartidas entre os materiais.

2.7.6. MÉTODOS DE HOMOGENEIZAÇÃO

Os métodos de homogeneização são uma tendência recente devido às actuais e cada vez maiores potencialidades dos meios de cálculo e consistem na homogeneização das características dos materiais, passando o solo reforçado a ser tratado como um solo composto.

Segundo Lee e Pande (1998) estes métodos apresentam a vantagem de, quando aplicados em conjunto com o método dos elementos finitos, não ser necessário fazer uso do conceito de célula unitária e logo, deixar de haver dependência relativamente às condições fronteira e ao tipo de carregamento.

São vários os autores que propuseram métodos de homogeneização com recurso ao método dos elementos finitos, sendo as principais diferenças relativas aos modelos propostos para a simulação do comportamento real dos materiais.

Outro benefício é a possibilidade de simplificar em grande parte os problemas relativos à análise de estabilidade de taludes, uma vez que permite quer a aplicação de métodos tradicionais de análise de estabilidade quer do método dos elementos finitos (Domingues, 2006)

2.7.7. REDUÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO

A técnica das colunas de brita também tem aplicação no melhoramento de solos localizados em áreas sísmicas, devido quer à redução do potencial de liquefacção quer a capacidade que estas têm de se adaptar às deformações.

Os métodos tradicionais de avaliação do potencial de liquefacção baseiam-se nos trabalhos de Seed et al. (1983), entre outros, e avaliam a segurança pela determinação das tensões de corte cíclicas induzidas por uma perturbação sísmica enquanto a resistência do solo é estimada usando diagramas estatísticos resultantes da experiência acumulada sendo posteriormente determinados factores de segurança, sendo a avaliação da redução do potencial de liquefacção muito difícil devido às muitas variáveis e parâmetros introduzidos pela instalação das colunas de brita.

Priebe (1998) propõe um método de análise baseado em estimar a redução da acção das forças devido à existência de colunas de brita, pelo que se torna necessário prever a absorção das forças sísmicas pelas colunas o que também é difícil.

O mesmo autor propõe então avaliar um factor básico de melhoramento para deformações sem variação volumétrica e apresenta um ábaco em que relaciona o seu inverso com a relação entre áreas. Assumindo que as cargas recebidas pelas colunas não contribuem para a liquefacção propõe o mesmo factor para a redução das tensões de corte cíclicas e avalia o risco potencial de liquefacção de acordo com os ábacos estatísticos referidos anteriormente.

3

ACELERAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO COM PRÉ-CARGA

3.1. INTRODUÇÃO

O presente capítulo pretende fazer uma breve apresentação do método da pré-carga como método de melhoramento dos solos de fundação através da aceleração da sua consolidação.

Inicialmente são apresentadas algumas considerações gerais sobre o método da pré-carga bem como alguns casos de obras onde foi utilizado este método. Posteriormente é feita uma breve apresentação dos objectivos da aplicação da pré-carga e das tecnologias construtivas utilizadas. Finalmente procede-se à descrição sucinta do método de dimensionamento da pré-carga.

3.2. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A necessidade crescente de realização de obras sobre solos argilosos moles devido à escassez de áreas com boas características de fundação levou ao desenvolvimento de diferentes técnicas construtivas com o objectivo de reduzir os inconvenientes levantados pelas obras executadas neste tipo de solos, quer de forma a reforçar os solos quer a melhorar as características dos mesmos através, por exemplo, do recurso à aceleração da consolidação.

Um dos métodos de aceleração da consolidação e redução dos assentamentos durante a vida da obra é o método da pré-carga, objecto de estudo neste capítulo.

De uma forma simples o método da pré-carga consiste na aplicação de um carregamento temporário que transmita uma carga ao solo superior ao que é previsível que actue sobre o mesmo durante a vida da obra. Este é um método relativamente simples e que utilizado em conjunto com outros métodos de aceleração da consolidação se torna bastante vantajoso.

Uma vez que este é um método bastante simples e usado há vários anos, é bastante usual a sua aplicação em obras que envolvam a construção de aterros sobre solos moles, principalmente em obras de vias de comunicação, mas também noutras, tais como áreas industriais, zonas de reservatórios de aço ou de betão armado e destinados quer à reserva de produtos petrolíferos, água ou ao tratamento de efluentes.

São apresentadas de seguida algumas figuras relativas a diferentes tipos de obra em que se procede à construção dos aterros de pré-carga sobre solos com o objectivo de reduzir os assentamentos em fase de obra.



Fig. 3.1 – Troço do antigo IP5, actual A25, durante a aplicação da pré-carga, Aveiro [4].



Fig. 3.2 – Reservatórios de combustível construídos após aplicação de pré-carga, Grécia [5].



Fig. 3.3 – ETAR de Faro Noroeste, Faro [6].

3.3. OBJECTIVOS DA APLICAÇÃO DE PRÉ-CARGA

Em muitas obras é muito inconveniente o facto de os assentamentos por consolidação serem diferidos no tempo, nomeadamente em obras em que durante a sua utilização não possam ocorrer assentamentos que prejudiquem o seu bom funcionamento (reservatórios, por exemplo, que devido ao assentamento dos mesmos se pode provocar a degradação de elementos mecânicos fixos) ou a segurança dos utilizadores (vias de comunicação, por exemplo, em que o assentamento diferencial entre as zonas assentes sobre estrato mole e zonas fixas pode provocar deterioração da via e consequentemente acidentes dos seus utilizadores). Assim, é essencial acelerar a consolidação e consequentemente os assentamentos através da pré-carga antes do início do período de funcionamento da obra.

No entanto, a aplicação da pré-carga apresenta um outro objectivo que pode ser complementar ou não do primeiro (Fernandes, 2006). Uma vez que a redução do índice de vazios e do teor de água do solo mole devidos ao processo de consolidação provoca uma estabilização da estrutura do solo através do rearranjo das partículas e consequente aumento da resistência ao corte, o método da pré-carga é também utilizado com o objectivo de aumentar a resistência do solo de tal forma que lhe possam ser aplicados carregamentos superiores àqueles que o solo no seu estado natural poderia receber e resistir.

Podem-se então enumerar os dois objectivos da aplicação de pré-carga:

- Aceleração da consolidação e redução dos assentamentos;
- Aumento da resistência do solo.

3.4. TECNOLOGIA CONSTRUTIVA

3.4.1. PRÉ-CARGA

A pré-carga é o processo mais antigo destinado a acelerar a consolidação de solos moles e é também denominado de pré-carregamento ou sobrecarga temporal.

O método da pré-carga consiste na realização, da forma habitual, de um aterro, com altura superior à que terá em fase definitiva, sobre o solo mole, para que este seja carregado com uma carga superior à que vai ser transmitida ao solo mole durante a vida da obra.

Verificados os assentamentos do solo mole, de grandeza tal que venham a ser praticamente inexistentes os assentamentos posteriores, procede-se à remoção do excesso de carga (Figura 3.4).

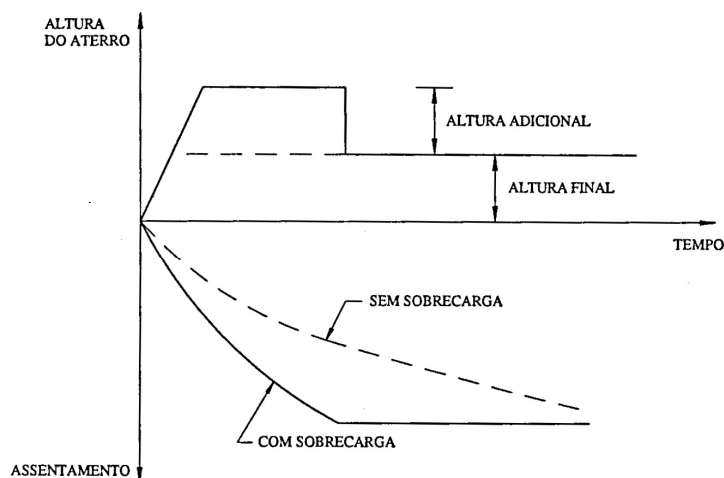


Fig. 3.4 – Aceleração dos assentamentos pela aplicação de pré-carga (Correia, 1982).

Em alternativa à construção de aterros temporários de altura superior à altura final, existe também a possibilidade de aplicar uma sobrecarga ao solo mole através de reservatórios com água, atingindo-se assim o mesmo resultado (Borges, 1997).

Segundo o mesmo autor, esta é uma técnica atractiva teoricamente, no entanto, a sua aplicabilidade é reduzida, excepto quando utilizada simultaneamente com o recurso a dispositivos de drenagem (drenos verticais).

A explicação para a pouca aplicabilidade deste método em exclusivo deve-se ao facto de normalmente, os solos moles apresentarem uma baixa resistência ao corte, ficando assim limitado o carregamento adicional passível de ser aplicado ao solo e conseqüentemente ser necessário muito mais tempo para se atingir a consolidação pretendida para o solo, o que por si só, devido às contingências temporais das obras, que têm prazos limitados para a sua execução e entrada em funcionamento, impede a sua utilização em muitos casos.

3.4.2. RECURSO A DISPOSITIVOS DE DRENAGEM

Tal como referido anteriormente, o recurso a dispositivos de drenagem (drenos verticais de elevada permeabilidade ou, no âmbito deste trabalho, colunas de brita que apesar de não serem um dispositivo de drenagem têm também um efeito drenante) permite a maior aplicabilidade do método da pré-carga e é por essa razão o método mais utilizado quando se pretende acelerar a consolidação.

De acordo com o explicitado atrás pode-se concluir que a melhoria introduzida pelos dispositivos drenantes, através da aceleração da consolidação devido à mais rápida dissipação dos excessos de pressão neutra, permite que aplicando carregamentos inferiores ou durante menos tempo, se consiga atingir semelhantes graus de densificação.

O recurso a dispositivos drenantes consiste simplifadamente, na implantação em malha de drenos verticais, tal como no caso das colunas de brita, colocados no solo a melhorar na área de influência da construção, os quais são ligados superiormente a uma camada de material drenante na base do aterro.

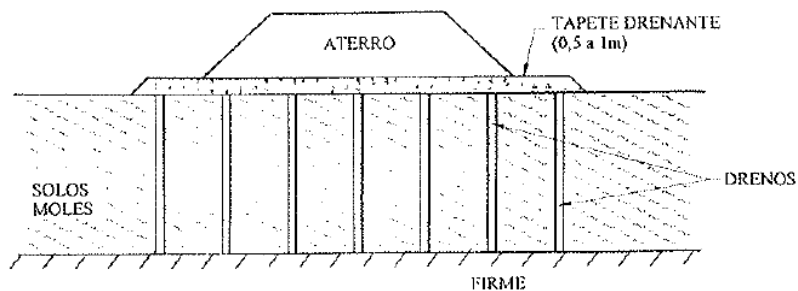


Fig. 3.5 – Esquema de aplicação de drenos verticais (Borges, 1997).

Segundo os autores anteriormente referidos, existem dois tipos de drenos verticais aplicados em malhas semelhantes às das colunas de brita: os mais antigos constituídos por colunas de areia e os mais recentes e cada vez mais frequentes, devido à economia resultante da rapidez de instalação, os drenos pré-fabricados artificiais ou sintéticos (geodrenos).

São referidas as mesmas vantagens ao nível da drenagem, relativamente às colunas de brita, nomeadamente, a existência do escoamento radial para os drenos, o facto do percurso percorrido pela água durante a sua expulsão ser menor e ainda o facto de o escoamento horizontal para os drenos ser bastante mais rápido do que o escoamento vertical para as fronteiras drenantes. No entanto, esta técnica também apresenta inconvenientes, nomeadamente o elevado custo, a reduzida durabilidade dos drenos pré-fabricados e a diminuição da permeabilidade dos solos durante a execução dos drenos de areia.

3.5. DIMENSIONAMENTO DA TÉCNICA DE PRÉ-CARGA

O método de dimensionamento quer da pré-carga, quer dos drenos verticais, está presente e suficientemente detalhada na bibliografia, nomeadamente em Borges (1997) e Fernandes (2006) entre outros autores, pelo que aqui não se entrará no detalhe desse dimensionamento.

Convém referir que no dimensionamento, por métodos simplificados, da pré-carga admite-se que é aplicável a Teoria da Consolidação de Terzaghi, o que é uma simplificação visto o aterro ter largura finita, e logo o problema ter carácter bidimensional.

Normalmente no dimensionamento da pré-carga, o tempo de aplicação da mesma é um dado do problema, permitindo determinar o carregamento a aplicar de forma a atingir-se o assentamento pretendido para a obra.

No entanto, o problema inverso também é possível e é realizado usualmente quando o carregamento obtido para um determinado tempo de aplicação da pré-carga é incompatível com a resistência do solo de fundação. Neste caso, a opção por um carregamento menor implica um tempo de aplicação da pré-carga maior ou para se manter o tempo de aplicação de pré-carga, o recurso aos drenos verticais.

Em Borges (1997) e Fernandes (2006) podem ser vistos detalhadamente os procedimentos de dimensionamento da pré-carga, actuando isoladamente (tendo por base a teoria de consolidação de Terzaghi), e em simultâneo com drenos verticais (aplicação da teoria de consolidação de Terzaghi-Barron).

INTRODUÇÃO AO MODELO NUMÉRICO

4.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo é dedicado a uma breve descrição do modelo numérico baseado no método dos elementos finitos e do modelo constitutivo do solo, o modelo $p-q-\theta$, utilizados na análise dos estudos realizados.

4.2. MODELO NUMÉRICO

4.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste subcapítulo é feita uma breve apresentação do programa de cálculo automático (modelo numérico), baseado no método dos elementos finitos, utilizado na realização do presente trabalho. Este programa é denomina-se *RECRIB* e foi desenvolvido por Borges (1995).

No contexto do presente trabalho, as hipóteses teóricas fundamentais presentes no modelo são as seguintes:

- Simulação de estados planos e axissimétricos de deformação e escoamento;
- Formulação acoplada das equações de equilíbrio (problema mecânico) e de escoamento (problema hidráulico), tendo em conta as relações constitutivas do solo (modelo elastoplástico) formuladas em termos de tensões efectivas (extensão da teoria de consolidação multidimensional de Biot); esta formulação é aplicada em todas as fases do problema;
- Utilização do modelo de estados críticos $p-q-\theta$, na simulação do comportamento constitutivo dos solos de fundação e de aterro e das colunas de brita;
- Utilização de um modelo elástico linear bidimensional na simulação do comportamento constitutivo da laje de betão armado.

4.2.2. CONSOLIDAÇÃO EM MEIOS POROSOS DEFORMÁVEIS

Quando é aplicada a uma massa de solo saturado uma acção, a carga reparte-se, normalmente, em duas parcelas. Uma parcela da carga instala-se no esqueleto sólido, levando ao incremento de tensões efectivas, enquanto a outra instala-se no fluído intersticial, conduzindo a excessos de pressão neutra. A distribuição dos excessos de pressão neutra, não sendo em geral uniforme, implica a geração de gradientes hidráulicos. Assim, estabelecem-se condições iniciais de um regime de escoamento

transitório, durante o qual é transferida carga do fluído intersticial para o esqueleto sólido (Lewis e Schrefler, 1987; Borges, 1995; Potts e Zdravkovic, 1999).

A teoria matemática que descreve a dissipação dos excessos de pressão neutra e a deformação do solo que lhe está associada, independentemente do sinal da variação volumétrica do solo, é usualmente denominada de Teoria da Consolidação.

Em Geotecnia, o estudo dos processos de consolidação é dos mais complexos, uma vez que para além da variação instantânea dos estados de tensão resultantes da aplicação de carga, ocorre a sua evolução diferida no tempo. Para ultrapassar este problema é necessário recorrer à integração no espaço e no tempo de um conjunto de equações que regem o fenómeno.

Em 1923, Terzaghi faz a primeira formulação teórica dos fenómenos de consolidação em termos unidimensionais e partindo de hipóteses que muitas vezes se afastam da realidade das obras geotécnicas. Apesar disso, esta teoria é, ainda hoje, utilizada na previsão de deslocamentos diferidos no tempo associados à construção de aterros sobre solos moles (Borges, 1995; Fernandes, 2006).

Esta teoria, pioneira, foi aperfeiçoada e adaptada posteriormente por vários autores, denominando-se usualmente tais teorias de extensões da teoria de Terzaghi.

A primeira teoria geral e coerente de consolidação foi formulada por Biot (1935, 1941). Esta teoria permite ter em conta a interdependência entre os fenómenos de deformação do esqueleto sólido e do escoamento do fluído intersticial, isto é, a análise do problema engloba as equações de equilíbrio mecânico e também as que governam o escoamento (análises acopladas).

A teoria de Biot, inicialmente desenvolvida admitindo o solo como um material com comportamento isotrópico e elástico linear, foi melhorada posteriormente considerando comportamentos mais complexos, designadamente, comportamentos anisotrópico e viscoso.

Após a apresentação da teoria de consolidação de Biot, diversos autores aplicaram métodos de elementos finitos em problemas de consolidação usando formulações matemáticas, as quais reformularam algumas das hipóteses iniciais de Biot, originando extensões à teoria de Biot.

O programa de cálculo utilizado (*RECRIB*), foi desenvolvido tendo em conta o carácter incremental no tempo das equações governativas (hidráulicas e mecânicas), pelo que o seu autor adoptou somente técnicas incrementais na resolução do problema não linear. Assim, está implícito em cada cálculo um determinado intervalo de tempo (incremento temporal), durante o qual se aplica, ou não, uma acção mecânica (incremento de carga).

Este programa, baseado no método dos elementos finitos, apresenta como variáveis básicas os deslocamentos e os excessos de pressão neutra.

Para a aplicação deste método é necessária a discretização do meio em elementos o que, no caso de formulações acopladas mecânico-hidráulicas, passa por uma divisão do espaço físico em elementos finitos geométricos, tridimensionais no caso mais geral, e pela discretização do tempo em elementos finitos unidimensionais de tempo.

Em cada cálculo, as variáveis básicas no interior do elemento são definidas por funções de forma, a partir dos valores dessas variáveis nos nós dos elementos. O grau das funções de forma é determinante para o rigor da solução numérica obtida, impondo o número mínimo de nós (pontos onde são determinadas as incógnitas do problema) que cada elemento terá de ter.

Assim, o método consiste, em cada cálculo para cada incremento de carga e de tempo, na resolução de um sistema de equações cujas incógnitas são, conforme referido anteriormente, os deslocamentos e os

excessos de pressão neutra nos nós dos elementos que discretizam o meio, e partir dos quais se determinam deformações e tensões, tendo em conta o comportamento constitutivo dos materiais e garantindo sempre a continuidade do meio, isto é, imposta a compatibilidade das variáveis nos nós de elementos adjacentes.

Em análises bidimensionais, o programa utiliza dois tipos de elementos triangulares para modelar as massas de solo (Figura 4.1).

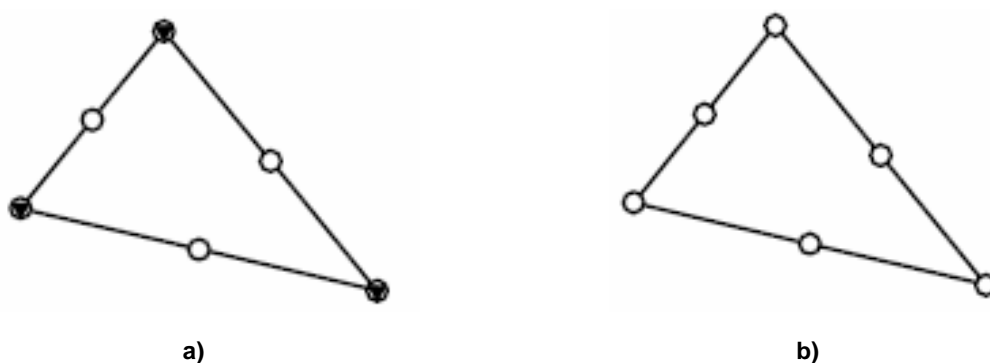


Fig.4.1 – Elementos finitos bidimensionais utilizados no modelo numérico: a) 12 incógnitas-deslocamentos e 3 incógnitas-excesso de pressão neutra; b) 12 incógnitas-deslocamentos e zero incógnitas-excesso de pressão neutra.

O elemento representado na Figura 4.1a é usado na modelação de massas de solo onde se processa consolidação (análise acoplada) e é constituído por 6 pontos nodais para os deslocamentos, nos vértices e nos pontos médios dos lados, e 3 pontos nodais para os excessos de pressões neutras, nos vértices. No estudo base este tipo de elemento é utilizado nos elementos do solo mole de fundação.

O elemento representado na Figura 4.1b apresenta apenas 6 pontos nodais para os deslocamentos, nos vértices e nos pontos médios dos lados. Este tipo de elemento é utilizado no estudo base para modelar o comportamento das colunas de brita, do aterro e da laje de betão armado.

4.2.3. COMPORTAMENTO CONSTITUTIVO DOS SOLOS/MODELO $P-Q-\theta$

É essencial a escolha de um modelo realista para o solo na simulação do comportamento de obras geotécnicas, de tal forma que reproduza as características de influência mais relevantes no comportamento global das obras em questão.

Desta forma, é necessário escolher um modelo que, para além de simular adequadamente o comportamento do solo, seja também relativamente simples, de tal forma que traduza esse comportamento através de um número reduzido de parâmetros de caracterização laboratorial simples.

O modelo de estados críticos $p-q-\theta$ é o escolhido para simular o comportamento constitutivo do solo na elaboração do presente trabalho. Este é um modelo elastoplástico com superfícies de cedência fechadas, em que se estabelece a distinção entre os conceitos de cedência e de rotura última ou estado crítico. Um solo está em estado crítico quando se deforma sem alteração do estado de tensão nem de volume, situação em que se verificam as condições de plasticidade perfeita.

A Figura 4.2a mostra, no espaço das tensões principais efectivas, as superfícies de cedência e de estados críticos do modelo $p-q-\theta$, modelo este que adopta a superfície de Mohr-Coulomb para a superfície de estados críticos. No sistema de coordenadas $p-q$, em que p é a tensão média efectiva e q a tensão de desvio, a função de cedência é uma elipse (Figura 4.2b). Dependendo da trajectória de tensões, o modelo $p-q-\theta$ simula endurecimento (trajectória 1-2, Figuras 4.2b e c, em que ε_v é a deformação volumétrica e ε_q é a deformação distorcional) ou amolecimento (trajectória 3-4, Figuras 4.2b e d).

No modelo de estados críticos, o parâmetro M que define o declive da linha de estados críticos no referencial $p-q$, não é constante. Este parâmetro depende do invariante das tensões θ e do ângulo de atrito do solo definido em termos efectivos, ϕ' :

$$M = \frac{3 \operatorname{sen} \phi'}{\sqrt{3} \cos \theta + \operatorname{sen} \phi' \operatorname{sen} \theta} \quad (4.1)$$

Introduzindo esta expressão na equação da linha de estados críticos no referencial $p-q$,

$$q = M \cdot p \quad (4.2)$$

obtém-se a equação correspondente ao critério de Mohr-Coulomb, adaptado neste modelo para a superfície de estados críticos (Figuras 4.2a e b).

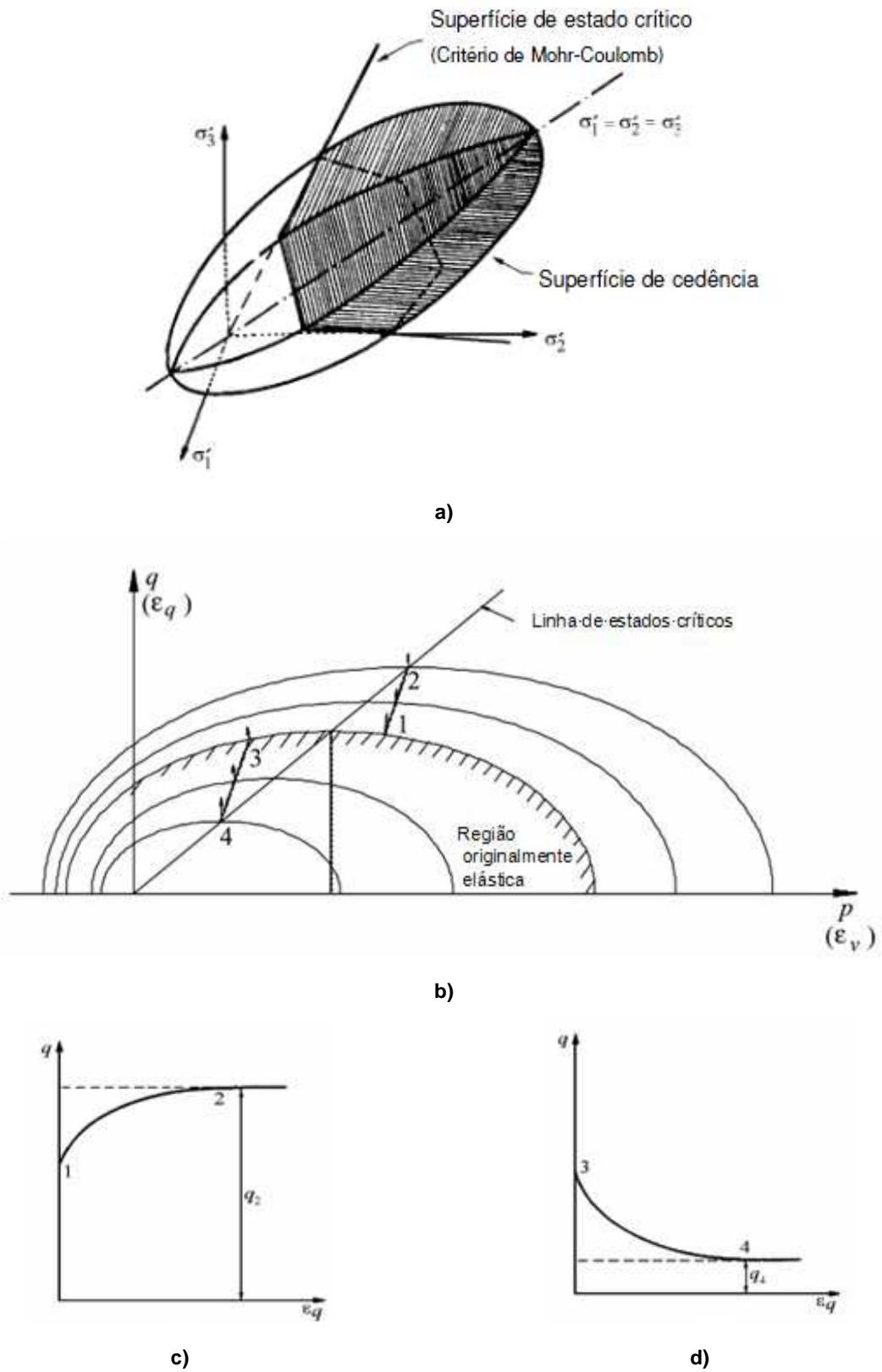


Fig. 4.2 – a) Superfícies de cedência e de estados críticos do modelo $p-q-\theta$ no espaço das tensões principais efectivas; b) superfícies de cedência do modelo $p-q-\theta$ no referencial $p-q$; c) endurecimento (trajectória de tensões 1-2); d) amolecimento (trajectória de tensões 3-4) (Borges, 1995).

4.3. DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DO MODELO $p-q-\theta$

4.3.1. INTRODUÇÃO

É possível determinar os parâmetros do modelo $p-q-\theta$ a partir de ensaios laboratoriais simples e comuns em Mecânica dos Solos. Dependendo do problema em análise, deve-se escolher a metodologia de selecção mais adequada desses parâmetros, normalmente, através de ensaios laboratoriais de boa qualidade para uma correcta análise de previsões do comportamento de obras reais, sendo desejável, em geral, realizar também ensaios *in situ*, acrescentando informação à obtida laboratorialmente.

Uma vez que muitas vezes a informação disponível é limitada, o projectista deverá definir intervalos de valores possíveis para os diferentes parâmetros, tendo sempre em conta a influência da variação de cada um. Em investigação é relativamente normal realizarem-se estudos paramétricos com vista à análise da influência de cada parâmetro no comportamento global das obras geotécnicas, algo que é feito neste trabalho.

O modelo $p-q-\theta$ engloba a aplicação dos seguintes parâmetros:

- ϕ' , ângulo de atrito definido em termos de tensões efectivas;
- λ , declive da linha de compressão isotrópica em primeira carga no referencial $v-\ln p$ (sendo p a tensão média efectiva, e v o volume específico, que é relacionado com o índice de vazios do solo, e , pela expressão $v = 1 + e$);
- k , declive das linhas descarga-recarga no referencial $v-\ln p$;
- N , volume específico do solo em compressão isotrópica para $p = 1$ kPa;
- Γ , volume específico do solo em estado crítico para $p = 1$ kPa.

4.3.2. ÂNGULO DE ATRITO ϕ'

É possível obter o ângulo de atrito ϕ' , definido em tensões efectivas, através de ensaios triaxiais, drenados ou não drenados com medição da pressão neutra. Geralmente, é necessário realizar vários ensaios com diferentes pressões de consolidação, os quais deverão prolongar-se até grandes deformações de forma a assegurar que as amostras atinjam situações próximas do estado crítico. Para os ensaios não drenados as pressões neutras devem ser medidas, já que é necessário constatar que os seus valores não variam na parte final do ensaio. Se variam, então a amostra ainda não atingiu o estado crítico e os resultados correspondentes levam a valores de ϕ' subestimados, no caso do solo normalmente consolidados, ou sobrestimados no caso de solos sobreconsolidados.

4.3.3. PARÂMETROS λ E k

Para determinar estes parâmetros pode-se recorrer a ensaios edométricos ou ensaios triaxiais em amostras consolidadas isotropicamente ou com uma relação entre as tensões correspondente ao coeficiente de impulso em repouso, k_0 . De acordo com a teoria de estados críticos, é expectável, do ponto de vista teórico, valores idênticos dos declives das linhas de compressão virgem, parâmetro λ , no referencial $(v, \ln p)$, para qualquer valor constante $\eta = q / p$ do ensaio (em que q é a tensão de desvio). Assim, é supostamente equivalente a obtenção de λ em ensaios relativos a compressões isotrópicas ou compressões em que se mantém uma relação entre as tensões correspondente ao coeficiente de impulso K_0 .

Nos ensaios edométricos (compressão unidimensional), a representação dos resultados é correntemente feita em termos de e (índice de vazios) e $\log_{10}(\sigma'_v)$ em que σ'_v é a tensão vertical

efectiva. Neste referencial $(e, \log_{10}(\sigma'_v))$, os declives das linhas de compressão virgem (1ª carga) e das linhas de descompressão-recompressão são os denominados índices de compressibilidade, C_c , e de recompressibilidade, C_r , que estão relacionados com λ e k pelas expressões:

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (4.3a)$$

$$k = \frac{C_r}{\ln 10} \quad (4.3b)$$

4.3.4. PARÂMETROS N E Γ

Estes parâmetros correspondem, respectivamente, às ordenadas na origem (portanto $\ln p = 0$, ou seja, $p = 1$) da linha de compressão isotrópica virgem e da linha de estado crítico no referencial v - $\ln p$. Por esta razão, o parâmetro N pode ser obtido através dos ensaios triaxiais correspondentes à primeira das linhas referidas (compressão isotrópica em primeira carga). Já o parâmetro Γ pode ser estabelecido a partir dos ensaios executados para determinação do ângulo de atrito ϕ' , definindo a linha de estado crítico através de uma recta que aproxime os diversos valores de $(v, \ln p)$ correspondentes às diferentes situações de rotura última (estado crítico) ensaiadas.

5

ATERRO SOBRE SOLO MOLE REFORÇADO COM COLUNAS DE BRITA

5.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo é dedicado ao estudo de um aterro sobre solo mole reforçado com colunas de brita.

O problema agora analisado corresponde a um estudo prévio do que se desenvolverá no capítulo 6, em que o aterro em questão será aí, em parte, considerado como pré-carga, a actuar num determinado intervalo de tempo, sobre os solos moles de fundação reforçados com colunas de brita, e sobre os quais depois de retirado parte do aterro (pré-carga), se executará um reservatório de betão armado. Para além deste estudo detalhado do problema em questão, estas análises prévias têm também como objectivo permitir definir adequadamente o tempo a considerar no capítulo 6 para a aplicação do aterro como pré-carga.

Começa-se pela descrição das características geométricas do problema, das características mecânicas e hidráulicas dos solos e materiais de reforço, do processo construtivo e da malha de elementos finitos usada na sua modelação.

Posteriormente são analisados os resultados obtidos a partir da modelação numérica. Pretendeu-se avaliar o comportamento do problema relativamente à evolução dos estados de tensão e dos assentamentos, bem como de grandezas interpretativas do seu funcionamento, tais como o factor de concentração de tensões, coeficientes de efeito de arco e de redução de assentamentos.

5.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

5.2.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO PROBLEMA

O problema consiste na construção contínua, em 18 dias, de um aterro com 2.50 m de altura sobre um solo argiloso mole saturado, reforçado com colunas de brita (Figura 5.1), e que se mantém a actuar durante um longo período de tempo de forma a verificar o comportamento do solo.

A camada de argila tem 7 m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável que estabelece as condições de fronteira inferiores do problema. O nível freático encontra-se à superfície do solo argiloso.

As colunas de brita têm 0,90 m de diâmetro e estão dispostas segundo malha triangular em planta. Têm ainda comprimento igual à possança da camada argilosa, isto é, a sua extremidade inferior apoia-se no estrato rígido.

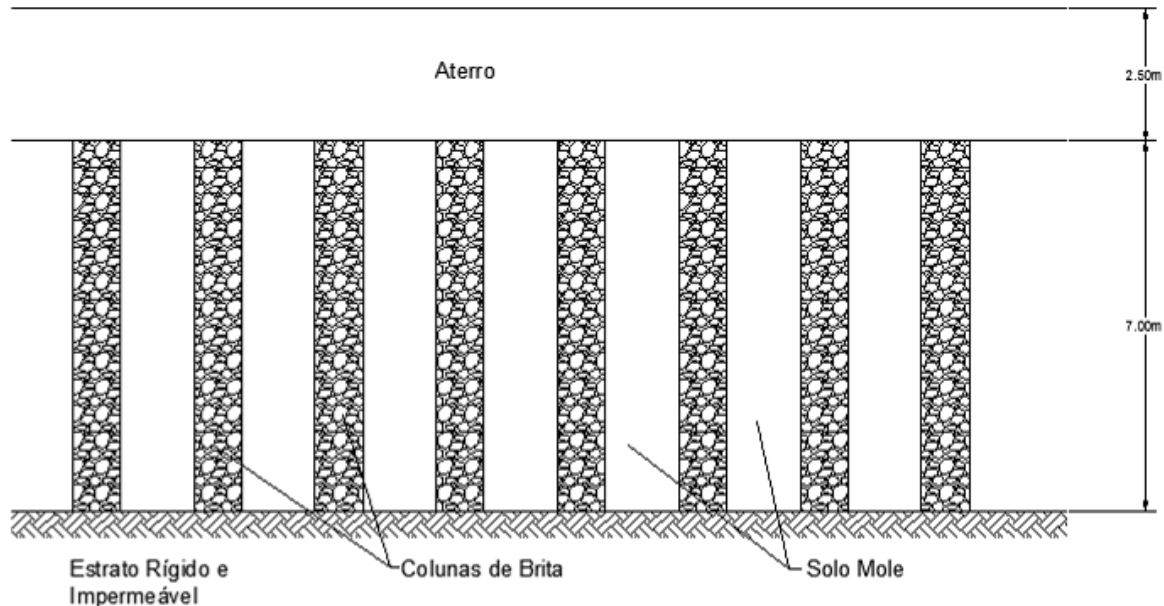


Fig. 5.1 – Representação esquemática do problema a estudar.

5.2.2. CARACTERÍSTICAS DA CÉLULA FUNDAMENTAL

Como a obra apresenta uma relativamente grande extensão planimétrica, recorreu-se ao conceito de célula fundamental ou unitária para o estudo. Assim, aplicou-se o modelo numérico a um sistema simplificado constituído por uma coluna de brita, pelo solo mole envolvente e pelo aterro da sua área de influência (Figura 5.2).

Pelas características geométricas da obra existe simetria relativamente ao eixo vertical que passa pelo centro da coluna. Esta particularidade permite tratar o problema simplificado como um problema bidimensional axissimétrico. Para simplificar a análise, considera-se que cada coluna tem uma área de influência circular (ou cilíndrica, numa perspectiva tridimensional).

A simulação realista do comportamento do solo confinado é garantida através da imposição de condições fronteira. Para isso foram impedidos os deslocamentos horizontais de todos os pontos nas fronteiras laterais da célula (superfície cilíndrica), fronteira esta que foi considerada impermeável.

Uma vez que o problema é também limitado inferiormente por um estrato rígido admitido como indeformável, os deslocamentos verticais e horizontais da extremidade inferior da coluna e do solo foram impedidos (Figura 5.2). Nas superfícies de drenagem na base do aterro e na interface entre a coluna de brita e o solo mole, foram impostos para os excessos de pressão neutra valores iguais a zero.

Neste estudo, considerou-se o raio da célula unitária igual a 1,15 m (Figura 5.2), o que corresponde a um espaçamento entre colunas de 2,04 m em malha quadrangular e 2,19 m em malha triangular. As colunas têm 0,90 m de diâmetro.

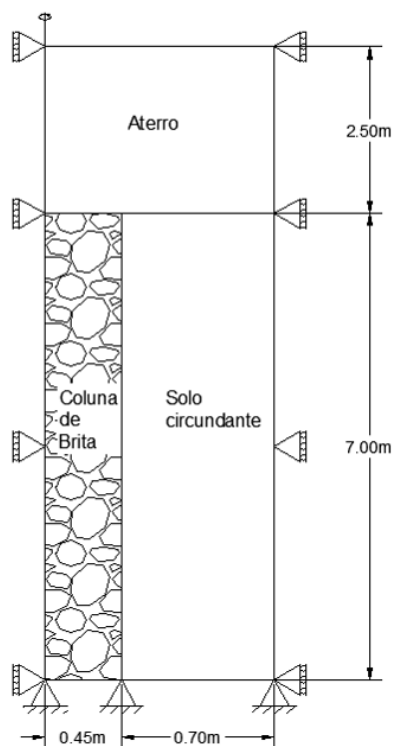


Fig. 5.2 – Representação esquemática da célula unitária.

5.2.3. CARACTERÍSTICAS DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A Figura 5.3 mostra a malha de elementos finitos usada na discretização do meio em diferentes fases do problema, a qual é constituída no total por 902 elementos, distribuídos da seguinte forma:

- 300 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o solo mole;
- 250 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e zero incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem as colunas de brita;
- 352 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e zero incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o aterro;

Relativamente à modelação das interfaces solo/colunas de brita, optou-se pela não utilização de elementos de junta. Esta opção justifica-se, por um lado pela grande rugosidade existente nessas interfaces devido ao processo construtivo das colunas de brita, e por outro, porque se trata de interfaces entre dois materiais “particulados” (isto é, dois “solos”), embora com características mecânicas distintas, não sendo usual na prática usar elementos de junta nestas circunstâncias.

Por outro lado, assegurou-se uma boa discretização da malha nessa zona, através da definição da malha com espaçamentos horizontais de 5cm.

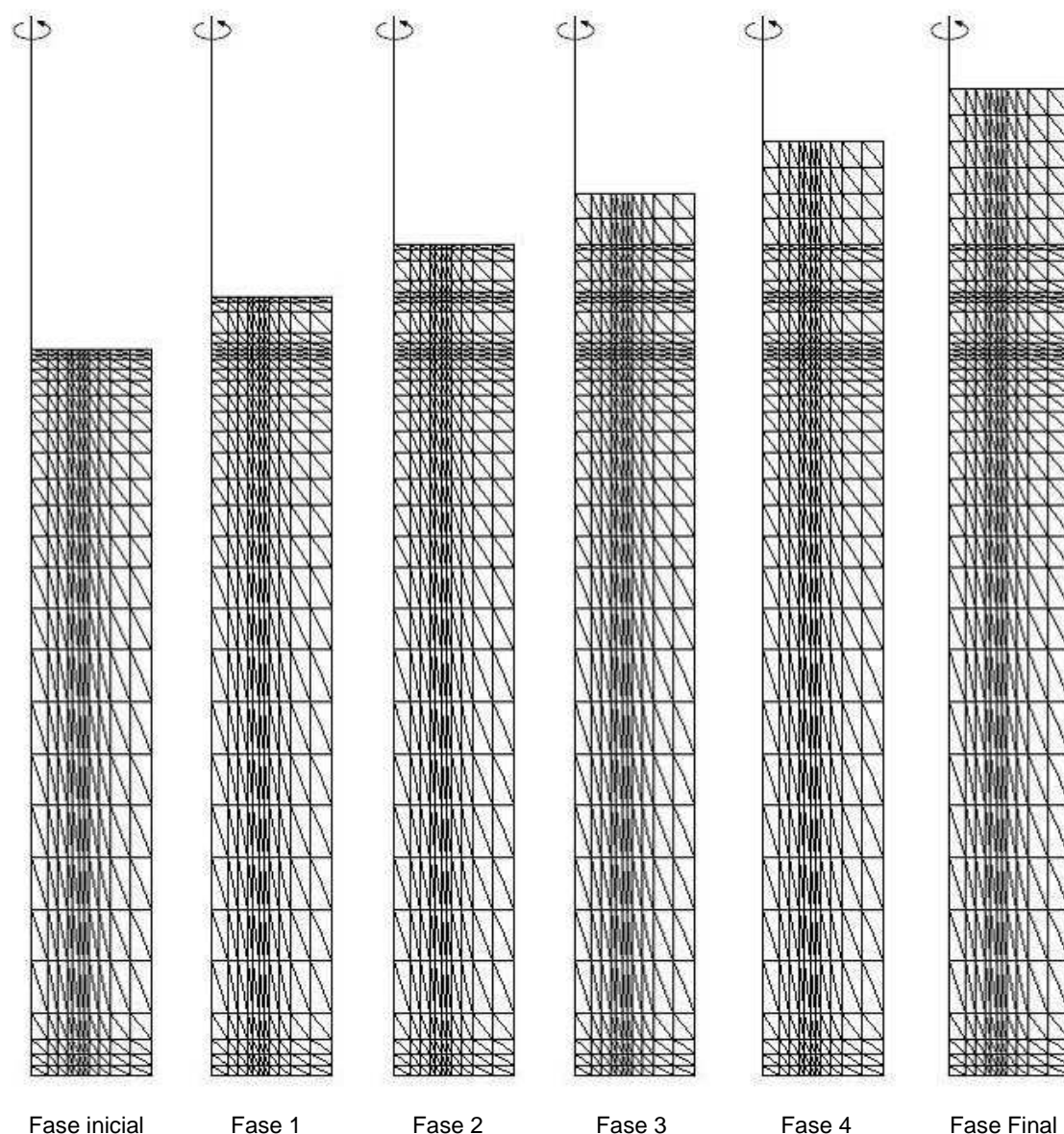


Fig. 5.3 – Malha de elementos finitos (ao longo do processo).

5.2.4. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS CONSTITUINTES

Os comportamentos do solo argiloso, da brita e do material de aterro foram simulados pela aplicação do modelo de estados críticos $p-q-\theta$. No Quadro 5.1 são apresentadas as características adoptadas para as três formações. Relativamente ao material de aterro, tomou-se para o coeficiente de impulso em repouso, K_0 , o valor de 0,43 e o grau de sobreconsolidação foi considerado igual a 1.

No Quadro 5.2 são apresentados os valores do coeficiente de sobreconsolidação (OCR) e do coeficiente de impulso em repouso (K_0) da argila, em profundidade. Trata-se pois de uma argila ligeiramente sobreconsolidada até à profundidade de 1,8 m e normalmente consolidada para profundidades superiores.

As características adoptadas para a brita correspondem às consideradas por Domingues (2006) na modelação de um caso de obra na linha ferroviária do Norte, na zona de Aveiro, no ano de 1995. Os

valores dos parâmetros do solo mole e do aterro correspondem a valores típicos para este tipo de solos, usualmente reportados na bibliografia.

Quadro 5.1 – Características do solo argiloso, da brita e do material de aterro.

	k	λ	Γ	ϕ' ($^{\circ}$)	ν'	N	γ (kN/m ³)	k_x (m/s)	k_y (m/s)
Argila	0,22	0,02	3,26	30	0,25	3,400	17	10^{-9}	10^{-9}
Brita	0,000953	0,003813	1,91355	40	0,30	1,916	22	-	-
Aterro	0,005	0,03	1,80	35	0,30	1,817	20	-	-

λ – declive da linha de compressão isotrópica em 1ª carga; k – declive das linhas de descompressão/recompressão isotrópica; Γ – volume específico do solo em estado crítico sujeito a uma tensão média efectiva de 1 kPa; ϕ' – ângulo de atrito definido em termos de tensões efectivas; ν' – coeficiente de Poisson definido em termos de tensões efectivas; N – volume específico de solo sujeito a uma compressão isotrópica de 1 kPa; γ – peso específico do material; k_x e k_y – permeabilidade na direcção horizontal e vertical, respectivamente.

Quadro 5.2 – Valores de K_0 e OCR para a argila.

Profundidade (m)	K_0	OCR
0 – 1	0,7	2,43
1 – 1,80	0,7 – 0,5	2,43 – 1,00
1,80 – 7	0,5	1,00

5.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

5.3.1. INTRODUÇÃO

A construção de um aterro sobre solos moles saturados gera alterações no estado de tensões efectivas e pressões neutras do solo de fundação. Uma vez que a permeabilidade do solo mole é baixa e o período de construção é curto, o carregamento é efectuado em condições praticamente não drenadas. Este carregamento introduz no solo argiloso excessos de pressão neutra. Durante a consolidação verifica-se uma transferência do incremento de tensão da fase líquida para o esqueleto sólido. A dissipação dos excessos de pressão neutra vai condicionar os estados de tensão e deformação ao longo do tempo até ao final da consolidação, ou seja, até quando ocorrer a total dissipação dos excessos de pressão neutra e as pressões de água dos poros retomarem os valores de equilíbrio (Borges, 1995; Fernandes, 2006).

Para que esta dissipação de excessos de pressão neutra ocorra de forma mais rápida, e consequentemente também a consolidação seja acelerada, pode introduzir-se elementos drenantes no solo, como é o caso das colunas de brita que têm também um efeito de reforço. A utilização destas técnicas permite que posteriormente se possam levar a efeito outras construções sobre os solos moles reforçados, sem que estas sofram efeitos significativos da consolidação.

Para ilustrar o comportamento da obra ao longo de todo o processo, desde o início da construção até ao final da consolidação, são apresentadas figuras relativas aos deslocamentos (malhas deformadas e assentamentos), aos estados de tensão (excessos de pressão neutra, tensões efectivas verticais, cruzetas de tensões principais efectivas e níveis de tensão) e as grandezas interpretativas do mecanismo de efeito de arco e de eficiência do sistema de reforço (factores de concentração de tensões e de redução de assentamentos).

Na modelação deste problema, foram considerados 432 incrementos temporais, 255 no período construtivo e 177 após a construção. No período construtivo, a cada incremento de tempo está associado também um incremento de carga correspondente à construção do aterro.

5.3.2. DESLOCAMENTOS

Apresenta-se na Figura 5.4 as deformadas, estando os deslocamentos ampliados 5 vezes, obtidas ao fim de 2.5 (final da construção do aterro), 6.5 e 80 semanas (final da consolidação), respectivamente.

Na Figura 5.5 apresenta-se o assentamento médio na base do aterro ao longo do tempo.

O assentamento médio é calculado tendo em conta o valor do assentamento nos pontos nodais, multiplicado pela respectiva área de influência (“coroa” circular) na célula unitária. Portanto, os assentamentos dos nós mais afastados do eixo de simetria contribuem mais, na média ponderada pelas áreas, para o valor do assentamento médio (os raios da “coroa” circular são maiores).

A zona onde se observa uma maior deformação da malha é na vizinhança da interface entre a coluna e o solo, onde se visualiza a maior deformação do solo na base do aterro, devido à diferença de rigidez entre solo e coluna (Figura 5.5).

A partir da análise das figuras, observa-se que os assentamentos obtidos começam com o início da construção do aterro, sendo maiores no solo do que na coluna, como seria de esperar. Estes assentamentos aumentam à medida que a consolidação avança, para um valor final médio de cerca de 18.6 cm. É ainda possível observar um alargamento da coluna contra o solo.

É possível distinguir na Figura 5.5 dois trechos com comportamento distinto. Inicialmente o conjunto coluna/solo apresenta um crescimento dos assentamentos elevado, um ritmo aproximadamente constante, de cerca de 3 cm/semana, até ao seu abrandamento relativamente progressivo até à estabilização completa do valor do assentamento. Pode-se verificar que a maior parte dos assentamentos, na ordem dos 90%, dá-se até às 11 semanas, o que, descontando o período inicial da construção de 2.5 semanas, resulta em pouco mais de 2 meses.

Tal como referido anteriormente verifica-se a diferença dos assentamentos na base do aterro, entre a coluna e o solo circundante, com o previsível menor assentamento da coluna, dada a sua maior rigidez em comparação com a do solo em condições drenadas (Figuras 5.6 e 5.8). Contudo esta diferença não é particularmente significativa, já que os assentamentos médios para a coluna e para o solo são 16.1 cm e 18.7 cm, respectivamente, o que conduz a uma diferença de 2.6 cm, da ordem de 14% do assentamento total médio no final da consolidação. Este facto está relacionado com a existência do “efeito de arco” nas camadas de solo quer de aterro quer de fundação, em consequência dos diferentes valores de rigidez da coluna de brita e do solo mole envolvente.

É ainda possível verificar que existem já grandes assentamentos durante a construção. De facto, no final das 2.5 semanas de construção, o assentamento médio na base do aterro atingiu um valor de 8.7 cm, o que representa cerca de 47% do assentamento total. Verifica-se ainda que ao fim de 46

semanas já se processou cerca de 99% do assentamento médio total. Como se verá mais à frente, o processo de consolidação é mais rápido que no mesmo problema não reforçado.

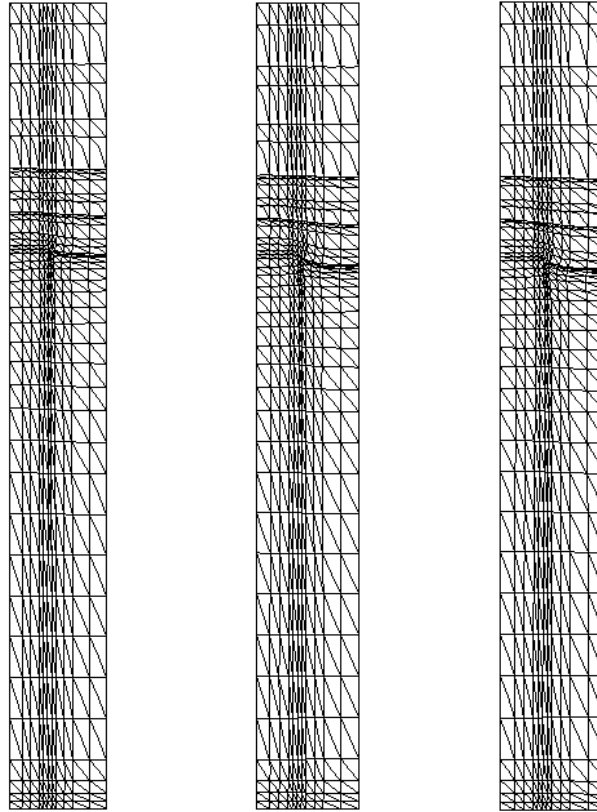


Fig. 5.4 – Deformadas no fim da construção (2.5 semanas) e ao fim de 7 e 80 semanas (factor de ampliação de deslocamentos igual a 5).

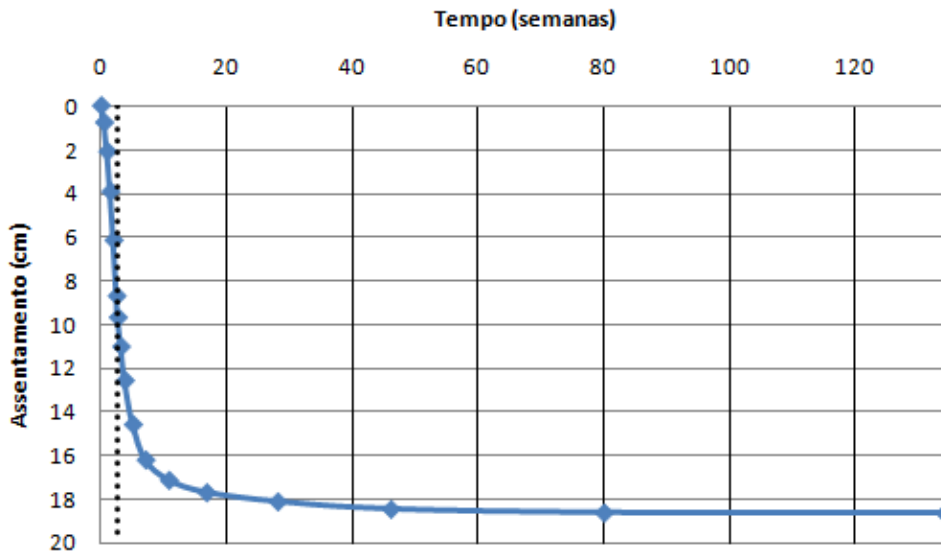


Fig. 5.5 – Assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ($z=0m$), em função do tempo decorrido.

A Figura 5.6 apresenta um diagrama com os assentamentos na base do aterro para diversos instantes durante a construção.

É possível verificar que o processo de consolidação começa logo após a colocação da primeira camada de 0.50 m em ½ semana. Observa-se ainda que na fase inicial do carregamento o assentamento da coluna de brita é pouco menor do que o do solo que a rodeia.

Tal facto, pode ser explicado pela baixa permeabilidade apresentada pelo solo. Uma vez que é difícil o escoamento do líquido intersticial na maior parte do solo, nas zonas mais afastadas das fronteiras drenantes a variação volumétrica pode chegar a ser praticamente nula e o solo mole circundante comporta-se como não drenado. Neste caso é possível verificar tal facto na Figura 5.6, se atendermos ao comportamento do assentamento do solo, à esquerda da fronteira drenante, que é maior na proximidade da mesma e menor no limite exterior da célula.

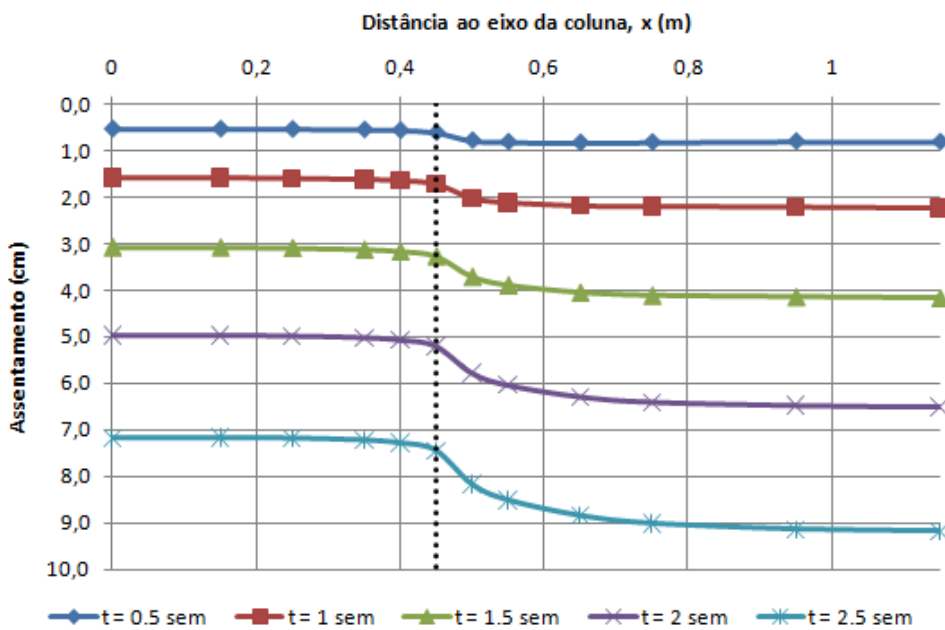


Fig. 5.6 – Assentamento na base do aterro (z=0m) durante a construção do mesmo.

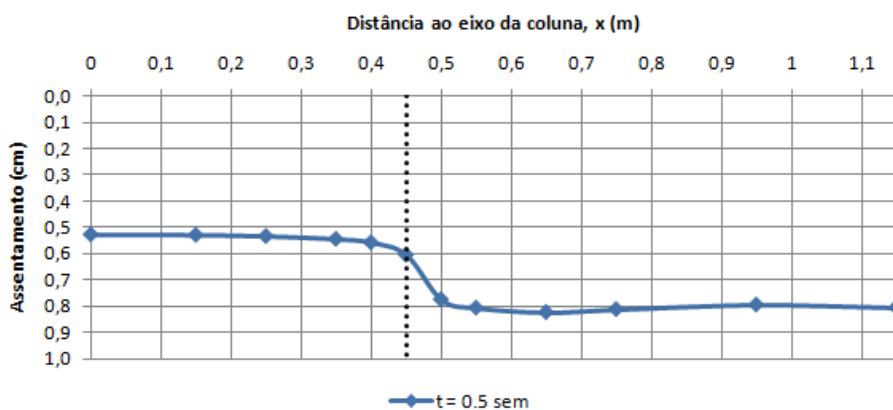


Fig. 5.7 – Assentamentos na base do aterro (z=0m), após a construção da primeira camada de 0.50 m.

Este efeito tende a desaparecer à medida que a consolidação se vai processando. De facto, a partir da colocação da terceira camada, o assentamento do solo é tanto maior quanto mais afastado do eixo da coluna, estando de acordo com a rigidez relativa dos dois materiais, em termos de tensões efectivas.

Os perfis de assentamento obtidos em diferentes instantes após a construção do aterro estão representados na Figura 5.8. É possível verificar que o ritmo de crescimento do valor dos assentamentos vai abrandando, o que está em consonância com a Figura 5.5, até estabilizarem às 80 semanas.

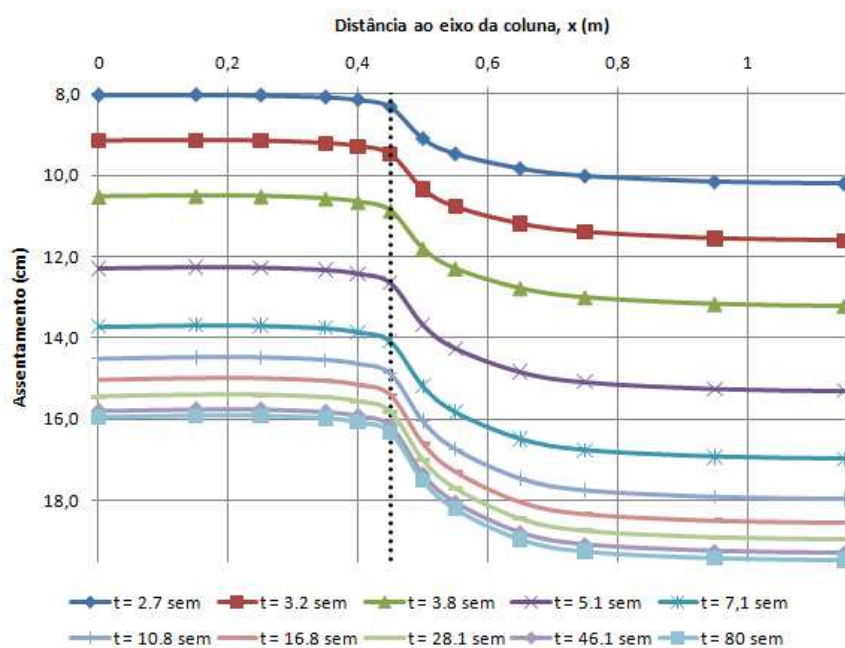


Fig. 5.8 – Assentamentos na base do aterro ($z=0\text{m}$) no período pós-construtivo.

Tal como referido anteriormente, a diferença de assentamentos no solo mole e na coluna de brita, no final da consolidação, de cerca de 2,6 cm, cerca de 14% do valor médio total, é devido ao efeito de arco que se materializa no solo. Este, é responsável pela transferência de tensões do solo mole, que é mais deformável, para a brita, que é menos deformável, e também pelo mesmo efeito na camada de aterro.

Os dois efeitos conjugados, aumentando a carga na coluna de brita e aliviando-a da massa de solo circundante, tendem a homogeneizar os assentamentos globais. Na Figura 5.9 ilustra-se o esquema de transmissão de cargas através do referido efeito de arco.

Este duplo efeito de arco, na própria fundação e na camada de aterro, é também perceptível através da visualização das cruzetas de tensões efectivas para o final da consolidação que se encontram representadas na Figura 5.10.

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.

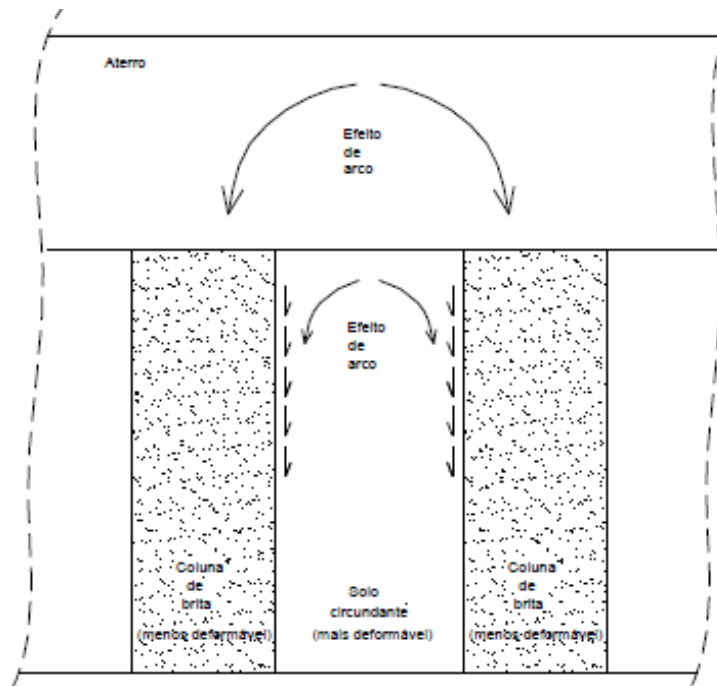


Fig. 5.9 – Efeito de arco no sistema coluna/solo e no aterro.

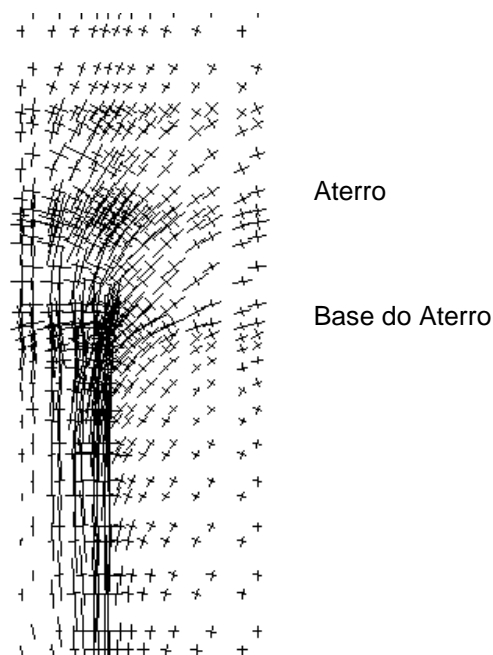


Fig. 5.10 – Pormenor junto da base do aterro das cruzetas de tensões efectivas no final da consolidação (80 semanas).

Se o aterro fosse infinitamente flexível o efeito de arco só se mobilizaria abaixo da superfície de fundação e o perfil de assentamentos permitiria verificar que o assentamento do solo mole na base do aterro aumentaria em termos médios com o afastamento em relação a esta, comparativamente com o assentamento da coluna.

A Figura 5.11 mostra a evolução temporal do assentamento no centro da coluna ($x=0m$) e na periferia da célula unitária ($x=1.15m$) e a diferença entre as duas. A partir das 7 semanas verifica-se que o conjunto coluna/solo mole tende a deformar-se como um bloco único, tendendo as tensões tangenciais na interface a manter-se inalteradas. Isto permite concluir que o efeito de arco mobilizado desde o início da construção tende a diminuir com o decorrer da consolidação.

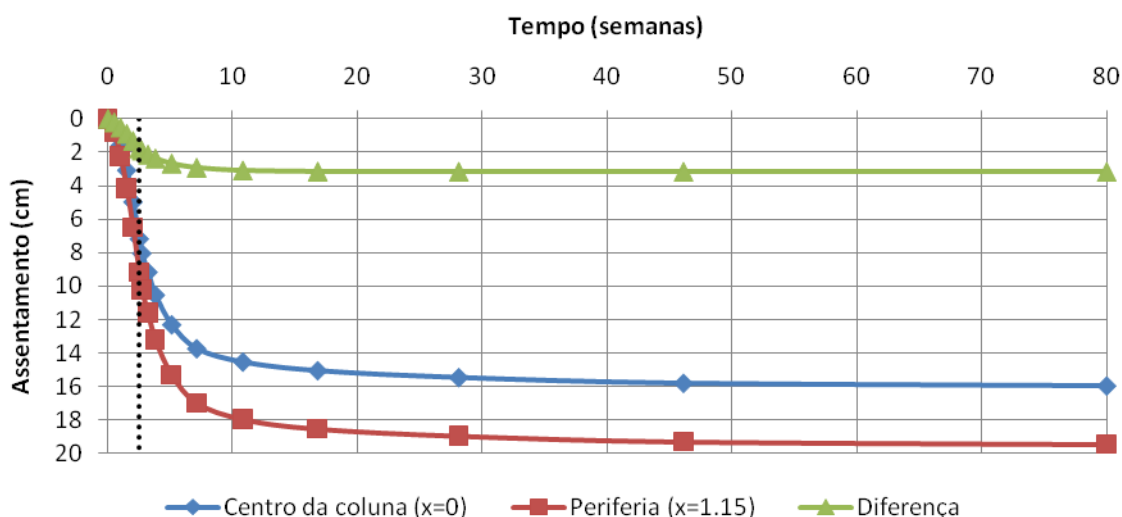


Fig. 5.11 – Evolução temporal do assentamento no centro da coluna ($x=0m$), na periferia da célula ($x=1.15m$) e diferença entre as duas, para $z=0m$.

Pode-se ainda concluir que o efeito de arco conjugado com o facto de se colocarem as camadas de aterro niveladas, isto é, sem se considerarem os assentamentos processados até então; e também de aquando da colocação da última camada ter decorrido o tempo suficiente para se ter mobilizado grande parte do efeito de arco, leva a que os assentamentos diferenciais à superfície do aterro, ao longo do tempo que dura a consolidação, praticamente não sejam detectáveis.

Na Figura 5.12 está representado o deslocamento vertical ao longo da interface coluna/solo ($x=0.45m$) para 3 instantes de tempo diferentes (2.5, 7 e 80 semanas) em função da profundidade.

Da análise da figura, é possível verificar que não existe uma zona cuja variação do deslocamento seja mais importante, apesar de se detectar um ligeiro aumento da inclinação da curva a cerca dos 3 m de profundidade. Pode-se assim concluir que, para as condições do problema em estudo, o assentamento total na base do aterro é função das deformações verificadas em todo o comprimento da coluna, e não unicamente na zona superior da mesma.

Tal facto permite concluir que, em princípio, na interface coluna/solo exista, devido ao mecanismo de expansão lateral, um movimento radial da coluna de brita no sentido do solo mole.

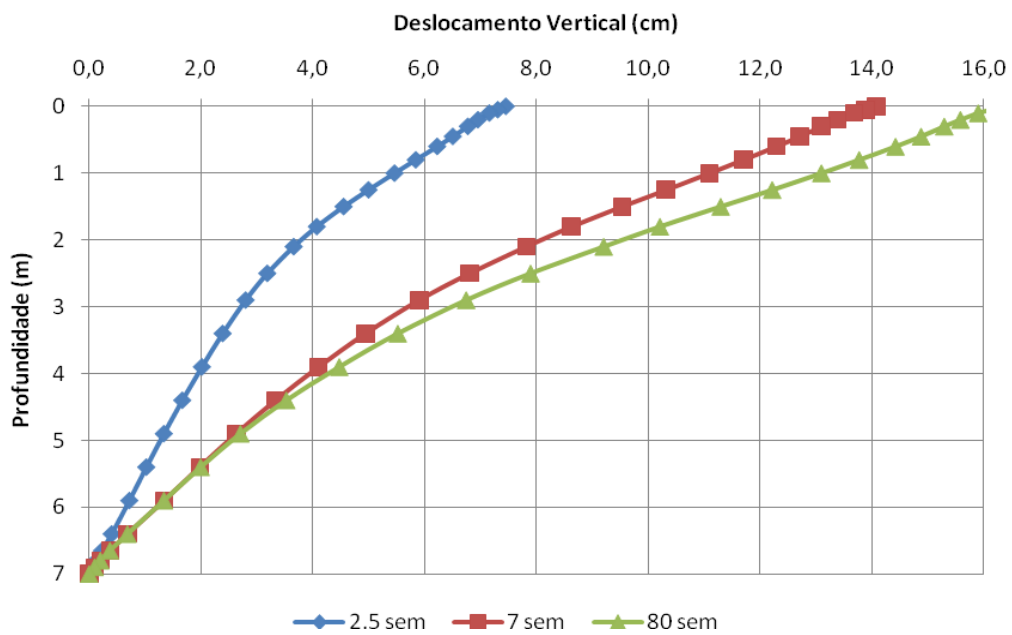


Fig. 5.12 – Deslocamento vertical ao longo da interface coluna/solo ($x=0.45m$) para 3 instantes de tempo diferentes (2.5, 7 e 80 semanas).

A Figura 5.13 apresenta a evolução ao longo do tempo dos deslocamentos horizontais ao longo da interface coluna/solo ($x=0.45m$).

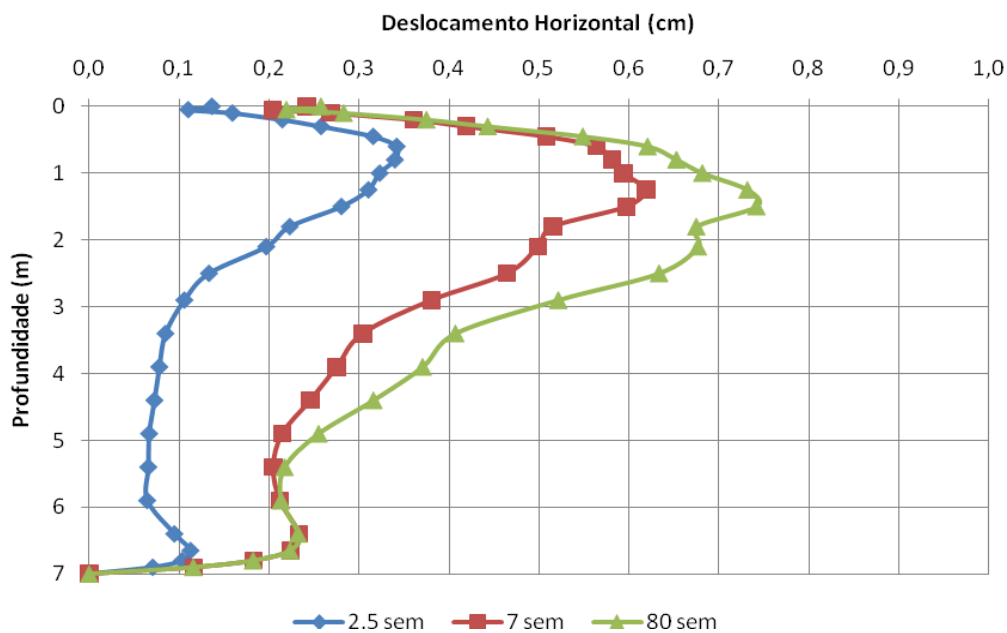


Fig. 5.13 – Evolução ao longo do tempo dos deslocamentos horizontais ao longo da interface coluna/solo ($x=0.45m$) para 3 instantes (2.5, 7 e 80 semanas).

É possível verificar que existem deslocamentos horizontais ao longo de todo o comprimento da coluna, com a exceção da base. Verifica-se ainda que é até aos 3 metros de profundidade que se concentram os maiores deslocamentos horizontais, tal como acontece com os deslocamentos verticais.

Apesar de o carregamento, pela construção do aterro, ser feito com relativa rapidez, verifica-se que na conclusão do mesmo, às 2.5 semanas, o perfil dos deslocamentos apresenta-se já semelhante aos do decorrer da consolidação, o que indica que a coluna já está a receber uma parte significativa do carregamento.

Representam-se nas Figuras 5.14 e 5.15 os deslocamentos verticais no final da construção e da consolidação (2.5 e 80 semanas), para as profundidades $z=0\text{m}$, $z=0.1\text{m}$, $z=0.45\text{m}$, $z=1.0\text{m}$ e $z=2.1\text{m}$.

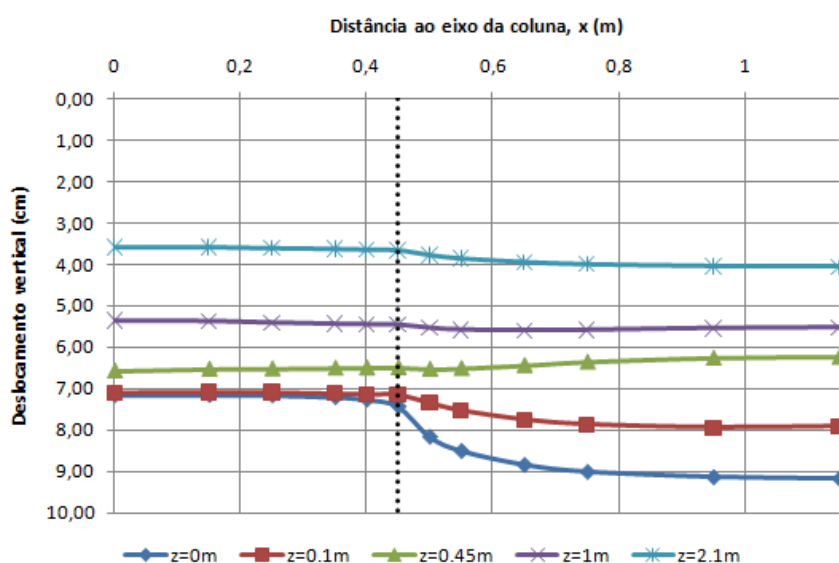


Fig. 5.14 – Deslocamentos verticais no final da construção (2.5 semanas) para profundidades $z=0\text{m}$, $z=0.1\text{m}$, $z=0.45\text{m}$, $z=1.0\text{m}$ e $z=2.1\text{m}$.

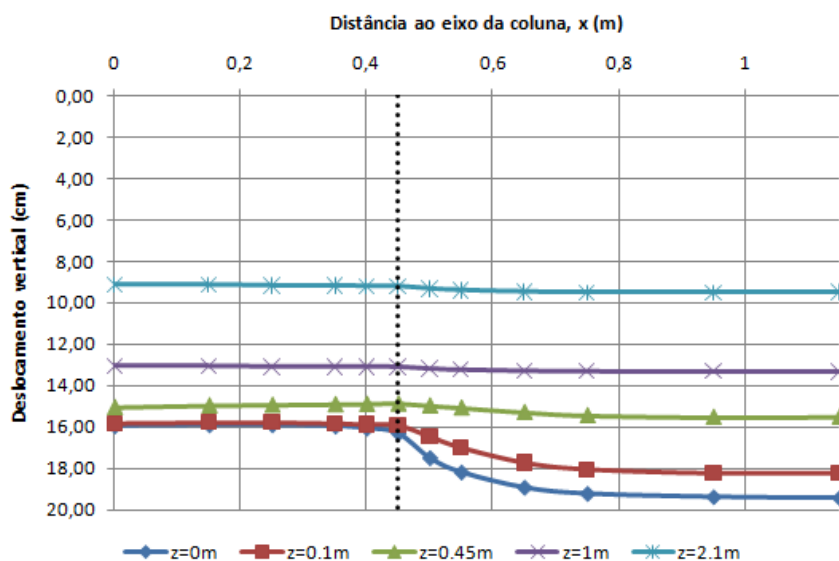


Fig. 5.15 – Deslocamentos verticais no final da consolidação (80 semanas) para profundidades $z=0\text{m}$, $z=0.1\text{m}$, $z=0.45\text{m}$, $z=1.0\text{m}$ e $z=2.1\text{m}$.

É possível verificar que, de um modo geral e em ambas as situações, com o aumento da profundidade os deslocamentos verticais tendem a ser mais uniformes.

Verifica-se ainda, que no final da construção e para uma profundidade de 0.45 metros, o deslocamento vertical do solo é ligeiramente inferior ao deslocamento vertical da coluna, ao contrário do que se passa na base do aterro e a 0.10 metros de profundidade em que o deslocamento vertical do solo é superior ao da coluna.

Esta diferença de comportamento é explicada pelo facto de à profundidade de 0.45 metros 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, enquanto mais próximo da superfície a distância que a água tem que percorrer até ser expulsa do solo é mais pequena, o que leva a que o processo de consolidação nessa zona esteja já mais avançado.

À medida que a consolidação decorre este efeito desaparece, de tal forma que às 80 semanas, no seu final, o deslocamento vertical para a profundidade de 0.45 metros apresenta praticamente o mesmo valor para ambos os materiais ao longo da distância radial.

Pode-se ainda verificar que no final da consolidação, o perfil dos deslocamentos verticais não revela que os assentamentos do solo sejam sempre superiores aos da coluna, como se pode constatar à profundidade de 2 metros.

5.3.3. TENSÕES

Nas Figuras 5.16 e 5.17 estão representados os excessos de pressão neutra (Δu) durante a fase de construção do aterro e no período após a construção, respectivamente.

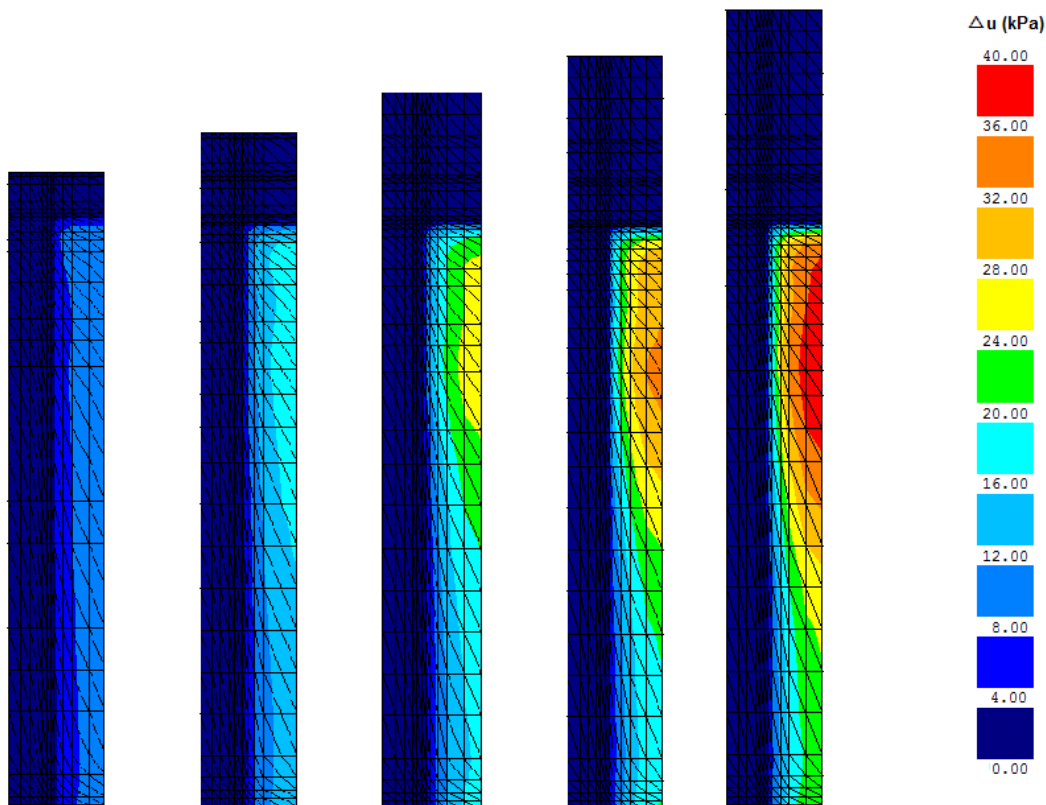


Fig. 5.16 – Excessos de pressão neutra gerados durante a construção.

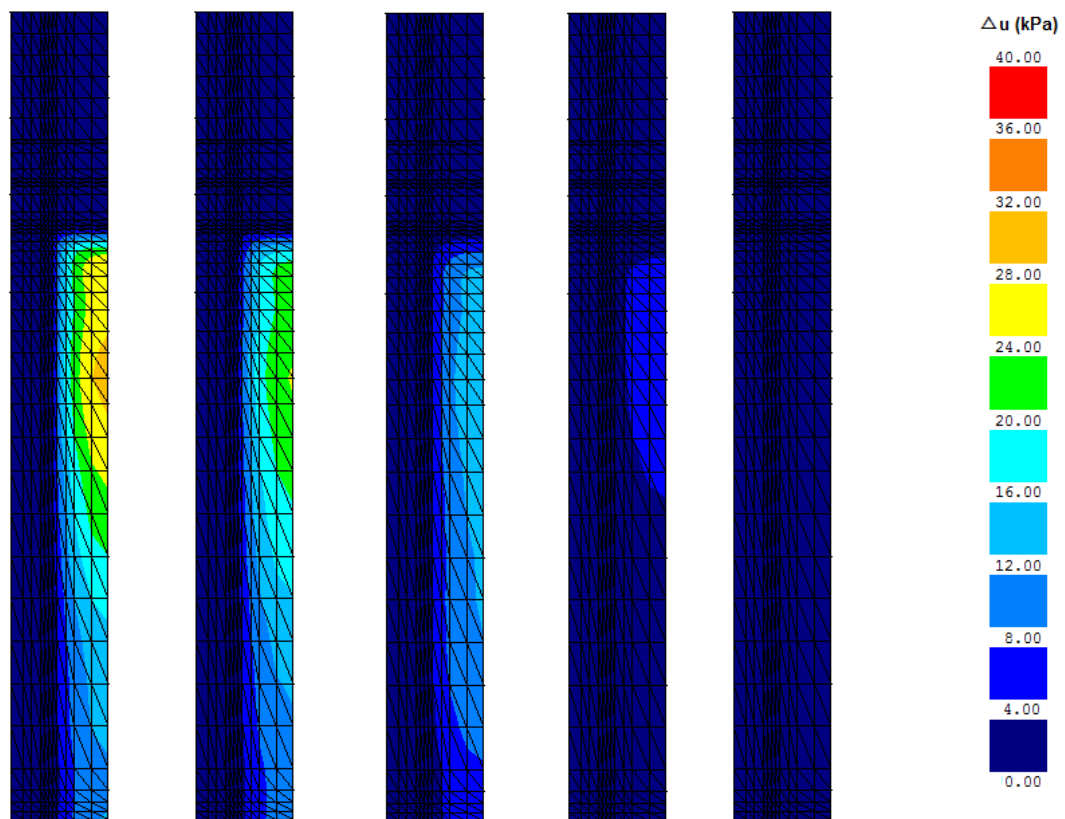


Fig. 5.17 – Excessos de pressão neutra para um tempo decorrido de 3, 4, 5, 7 e 11 semanas respectivamente.

É possível verificar a rápida evolução da pressão neutra com o tempo, sendo também fácil visualizar as duas fronteiras drenantes existentes.

No final da construção do aterro, às 2.5 semanas, o excesso de pressão neutra máxima é de cerca de 39.7 kPa, sendo inferior aos 50 kPa correspondentes ao peso dos 2.5 metros de aterro, e apenas na zona mais afastada da coluna a uma profundidade entre 0.5 a 2 diâmetros. Pode-se ainda verificar que nessa zona as linhas de igual excesso de pressão neutra são verticais.

Verifica-se igualmente que a partir das 4 semanas a parcela a dissipar dos excessos de pressão neutra é já bastante pequena, sendo que o valor máximo, numa área muito limitada, é de 24.5 kPa. Já entre as 7 e as 11 semanas, é possível verificar que a consolidação está praticamente concluída, conforme se pode verificar na Figura 5.5, uma vez que não existem praticamente excessos de pressão neutra a dissipar.

Ao longo da consolidação, dá-se a redução de volume pela expulsão de água à medida que se dissipam os excessos de pressão neutra, conduzindo a um aumento das tensões efectivas, especialmente na coluna de brita.

A Figura 5.18 permite verificar, através das colorações, os acréscimos de tensão efectiva vertical (σ'_v), decorridas 2.5, 3, 5, 11 e 80 semanas.

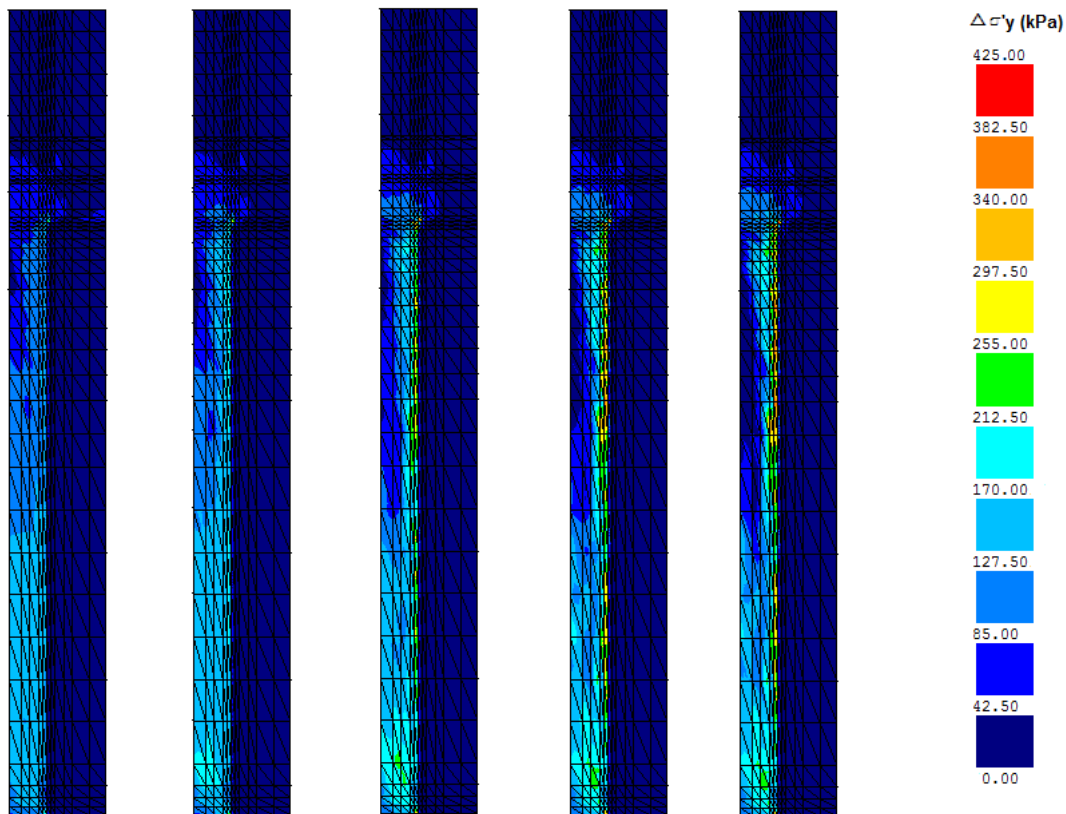


Fig. 5.18 – Acréscimo de tensão efectiva vertical (σ'_y) para um tempo decorrido de 2.5, 3, 5, 11 e 80 semanas respectivamente.

É possível verificar que existe uma concentração de tensões efectivas verticais na coluna, logo após o final da construção às 2.5 semanas. Verifica-se ainda, que junto da periferia da coluna, na interface com o solo, tende-se a concentrar uma maior tensão efectiva vertical do que na zona mais central.

Com o desenrolar da consolidação existe uma maior concentração de tensões efectivas verticais na coluna, que absorve a maior parte do carregamento aplicado pelo aterro, sendo esta concentração principalmente junto da periferia da coluna.

As Figuras 5.19 e 5.20 representam os diagramas de incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância radial, para as profundidades $z=0.45\text{m}$ e $z=1.0\text{m}$, respectivamente.

Pode-se constatar que os diagramas de incrementos de tensão efectiva vertical não são constantes em cada um dos materiais. Aliás, é possível verificar que na coluna de brita existe uma tendência para um maior aumento da tensão efectiva vertical na sua orla exterior.

É possível ainda verificar que os acréscimos variam com o tempo decorrido, notando-se que estes existem quer na coluna quer no solo, apesar de neste último ser muito menos significativo. Estes acréscimos com o tempo são devidos à lenta dissipação dos excessos de pressão neutra.

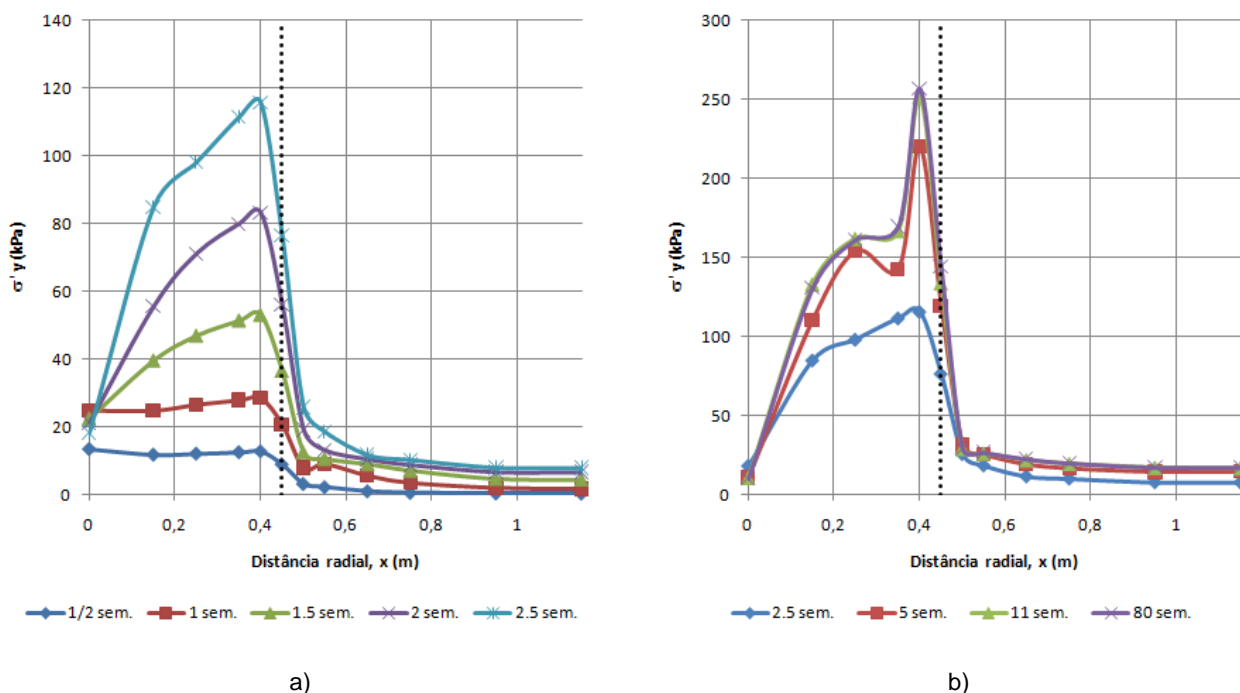


Fig. 5.19 – Incrementos de tensão efectiva vertical a uma profundidade de 0.45 m: a) durante a construção do aterro; b) após a construção.

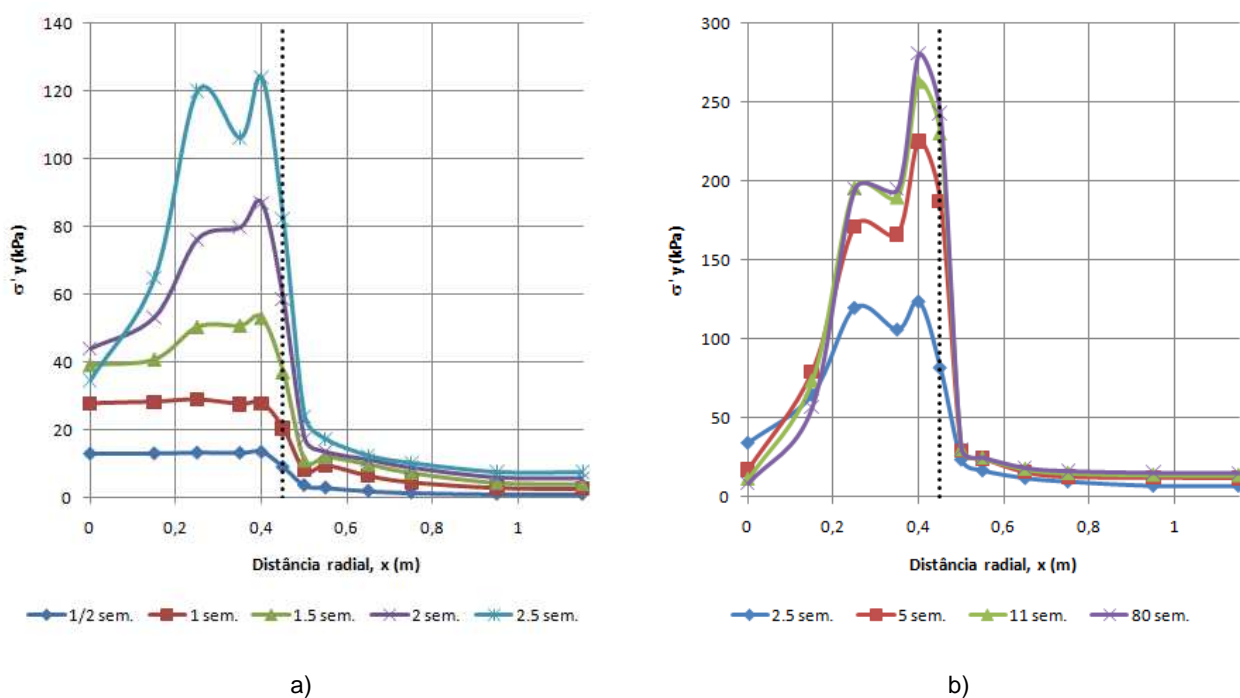


Fig. 5.20 – Incrementos de tensão efectiva vertical a uma profundidade de 1.0 m: a) durante a construção do aterro; b) após a construção.

A concentração das tensões efectivas verticais pode ser avaliada pelo factor de concentração de tensões, FC , cuja definição corresponde à seguinte relação:

$$FC = \frac{\Delta\sigma'_v (col)}{\Delta\sigma'_v (solo)} \quad (5.1)$$

em que $\Delta\sigma'_v (col)$ e $\Delta\sigma'_v (solo)$ representam, respectivamente, os acréscimos médios da tensão efectiva vertical na coluna e no solo, sendo que os valores médios são obtidos considerando a ponderação das áreas correspondentes – “coroas” circulares – na célula unitária. Quanto maior for o factor de concentração de tensões, maior é a tensão transferida para as colunas.

A Figura 5.21 apresenta um diagrama com a evolução do factor de concentração de tensões, FC , em função da profundidade.

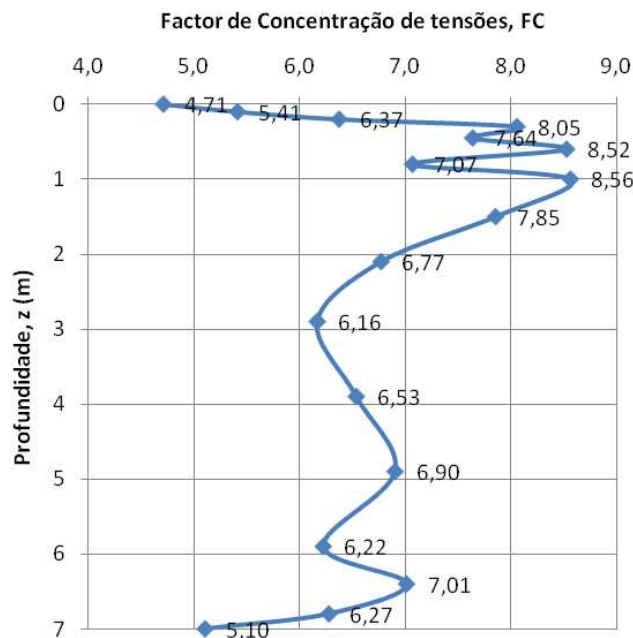


Fig. 5.21 – Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade no final da consolidação.

Constata-se que existe uma clara variação do FC em profundidade e que, partindo este de um valor de 4.71, aumenta rapidamente até que à profundidade de 1 metro atinge o valor máximo de 8.56. A partir dessa profundidade, FC decresce de forma mais moderada e toma valores na ordem de 6.5.

É possível verificar uma variação um pouco errática de FC por volta da profundidade de 1 metro, mas que se deve, em princípio, à discretização da malha.

Apresenta-se na Figura 5.21, um diagrama da evolução da tensão tangencial, τ , na interface coluna/solo ($x=0.45m$) para tentar explicar o mecanismo de transferência de tensões. O sinal de τ é positivo quando o solo exerce sobre a coluna uma acção descendente e negativo na situação contrária.

Observando a Figura 5.22 pode-se concluir que existe transferência de tensões por corte na interface, do solo para a coluna, isto é, existe um efeito de arco do material menos rígido para o material mais rígido, principalmente até à profundidade de 1 metro. Este efeito é detectado pelo facto de FC aumentar rapidamente até essa profundidade e de ser até aí que ocorrem as tensões de corte máximas positivas, e que está de acordo com as cruzetas de tensão efectivas no final da consolidação representadas na Figura 5.10.

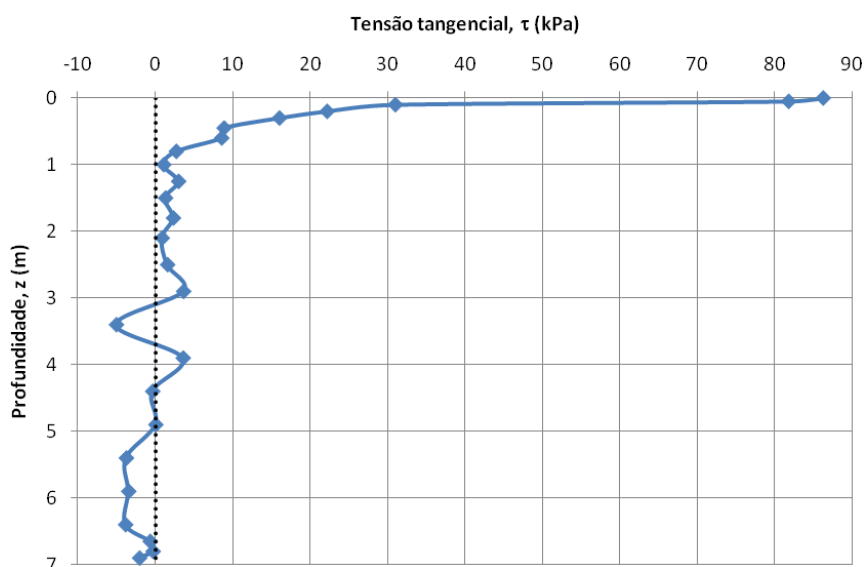


Fig. 5.22 – Evolução da tensão tangencial ao longo da interface coluna/solo, no final da consolidação.

É também possível verificar que a partir dessa profundidade o efeito das tensões de corte na interface diminui bastante, chegando a ser praticamente sempre negativo a partir dos 3 metros de profundidade. Nessas zonas concentram-se mais tensões efectivas verticais na coluna e esta deforma-se mais do que o solo envolvente, passando a coluna a exercer uma força descendente sobre o solo, diminuindo uma parte das tensões efectivas verticais e levando a uma diminuição de FC .

A Figura 5.23 apresenta a evolução de FC com a profundidade no final da construção às 2.5 semanas, às 5 e às 11 semanas e no final da consolidação às 80 semanas. Já na Figura 5.24 está representada a evolução ao longo do tempo de FC para as profundidades $z=0.45\text{m}$ e $z=1.0\text{m}$.

É possível verificar, analisando ambas as figuras, que FC decresce à medida que se processa a consolidação. Tal deve-se ao maior aumento relativo dos incrementos de tensão efectiva vertical no solo em relação à coluna. Se atendermos à Figura 5.20 constata-se que, com o decorrer do tempo, em ambos os materiais, há um aumento da tensão efectiva vertical, sendo esse aumento relativamente maior no solo, levando à diminuição do valor de FC .

No entanto, atendendo à Figura 5.23 verifica-se que, numa 1ª fase, tal não acontece próximo da base do aterro, em que FC cresce com o tempo, o que significa que nessa zona e nesse período é a coluna que recebe cada vez mais o carregamento.

Assim, para se ter em conta o efeito global de transmissão de carga para a coluna, não se deve obter o valor de FC_{final} à superfície mas sim como a média dos valores obtidos ao longo da profundidade da coluna.

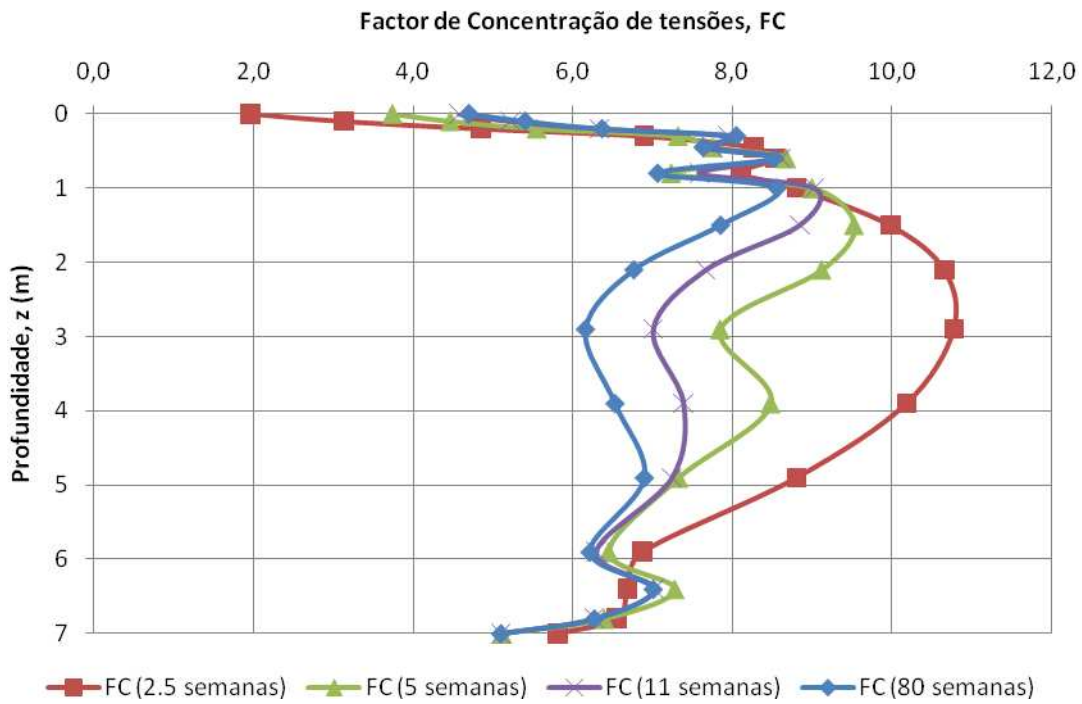


Fig. 5.23 – Evolução do factor de concentração de tensões, FC, em profundidade, para os instantes 2.5, 5, 11 e 80 semanas.

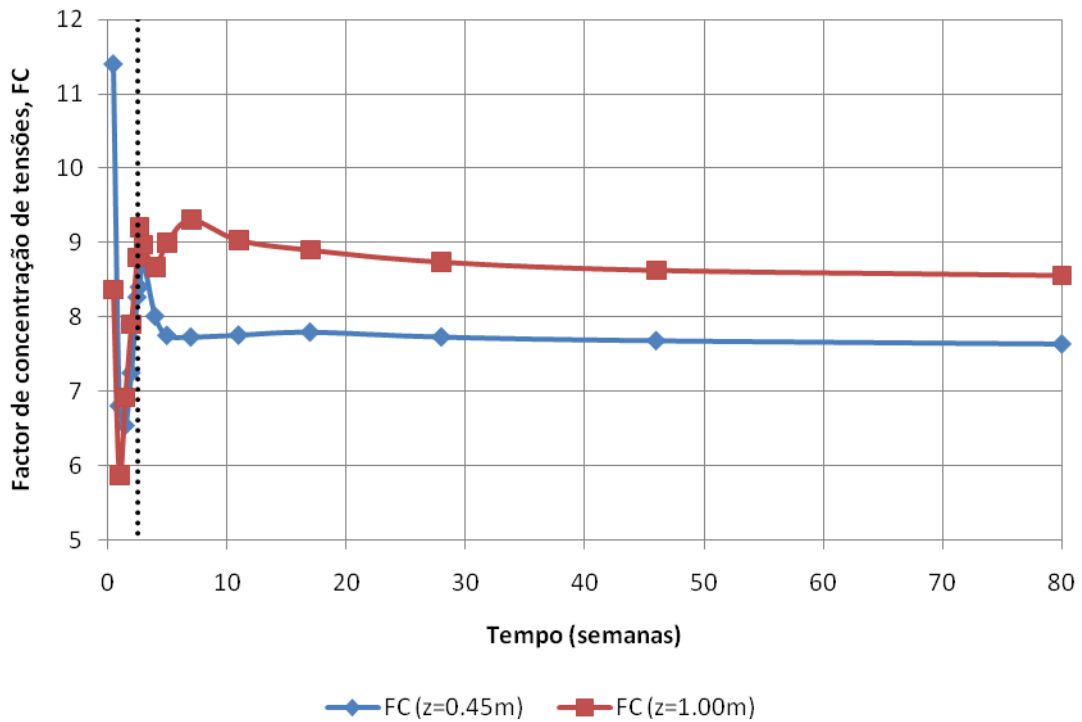


Fig. 5.24 – Evolução ao longo do tempo do factor de concentração de tensões para duas profundidades diferentes, z=0.45m e z=1.00m.

A noção de nível de tensão, SL (“*stress level*”), permite quantificar a proximidade de um determinado estado de tensão em relação à situação de estado crítico. O nível de tensão é definido da seguinte maneira:

$$SL = \frac{q}{M \cdot p} \quad (5.2)$$

em que p é a tensão média efectiva, q a tensão de desvio e M o declive da linha de estados críticos no referencial p - q .

Em solos normalmente consolidados, como no caso presente, este parâmetro varia entre 0 e 1, sendo que 1 corresponde à rotura última ou estado crítico.

Na Figura 5.28 ilustram-se através de mapas de colorações, os níveis de tensão mobilizados durante e após a construção do aterro.

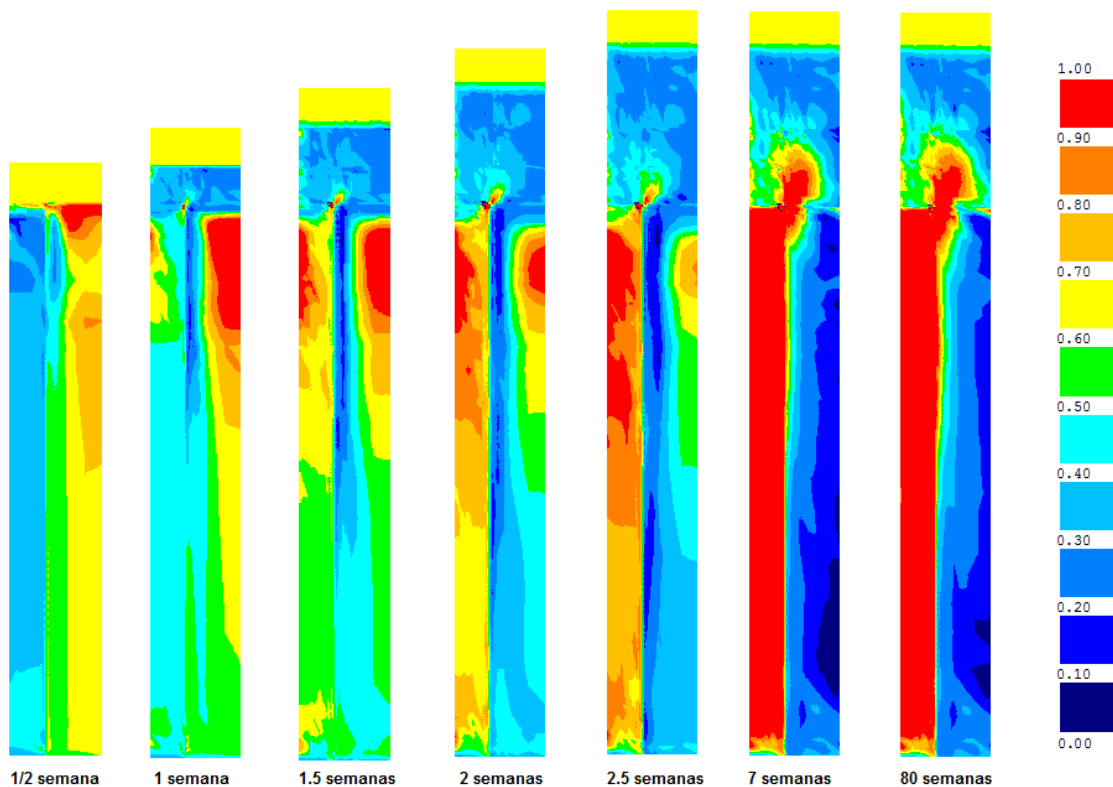


Fig. 5.25 – Níveis de tensão mobilizados durante e após a construção.

É possível observar na Figura 5.25, na zona da coluna, um aumento significativo e generalizado do nível de tensão com o tempo, sendo que no final construção, às 2.5 semanas, já existe uma zona situada nos primeiros 3.0 m de profundidade, em que é atingido o estado crítico, o que está de acordo com os deslocamentos horizontais máximos que aí ocorrem, conforme a Figura 5.13.

Estes deslocamentos horizontais continuam a aumentar com o decorrer do tempo (ver Figura 5.13), generalizando-se um pouco ao longo do comprimento de toda a coluna e levando a que esta entre em estado crítico. Contudo, a expansão da coluna continua para lá das 7 semanas, altura em que já grande parte da consolidação se processou, conforme se pode constatar nas Figuras 5.5 e 5.17.

Se atendermos à Figura 5.26 que representa a evolução do deslocamento horizontal de um ponto situado na interface coluna/solo ($x=0.45\text{m}$) a uma profundidade $z=1.0\text{m}$ (uma vez que é a esta profundidade que ocorrem os maiores deslocamentos horizontais de acordo com a Figura 5.13) em percentagem do deslocamento horizontal máximo, desse mesmo ponto no final da consolidação e a evolução em percentagem do valor máximo no final da consolidação, do assentamento médio na base do aterro ($z=0\text{m}$), verifica-se que as duas linhas são praticamente coincidentes, o que indica que o deslocamento horizontal do referido ponto ocorre praticamente ao mesmo ritmo do assentamento médio na base do aterro, sendo que este apenas é mais rápido durante a construção do aterro.

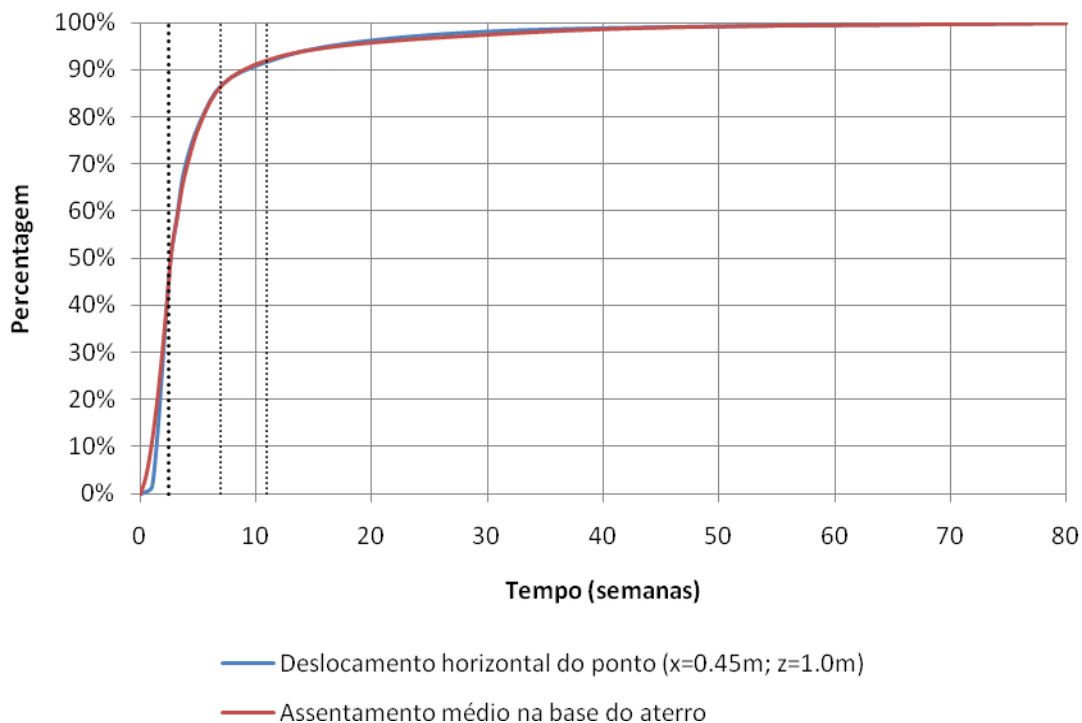


Fig. 5.26 – Comparação entre a evolução do deslocamento horizontal de um ponto situado na interface coluna/solo ($x=0.45\text{m}$) a uma profundidade $z=1.0\text{m}$ em percentagem do deslocamento horizontal máximo desse mesmo ponto no final da consolidação e a evolução em percentagem do valor máximo no final da consolidação, do assentamento médio na base do aterro ($z=0\text{m}$).

Assim, à medida que as expansões laterais aumentam com o decorrer do tempo, o solo é cada vez mais solicitado, o que faz com que as zonas próximas do estado crítico aumentem. À medida que aumenta a distância radial relativamente à coluna, diminui o nível de tensão, o que pode ser verificado na Figura 5.27, em que está representada a evolução do nível de tensão, SL , à profundidade $z=1.0\text{m}$ para as 2.5, 5, 11 e 80 semanas. A exceção verifica-se somente às 2.5 semanas.

É ainda possível verificar que com o processo de consolidação na zona de solo mais próxima do interface coluna/solo o nível de tensão aumenta mas mantém-se relativamente afastada do estado crítico, ao contrário da coluna que está em estado crítico em todo o seu diâmetro.

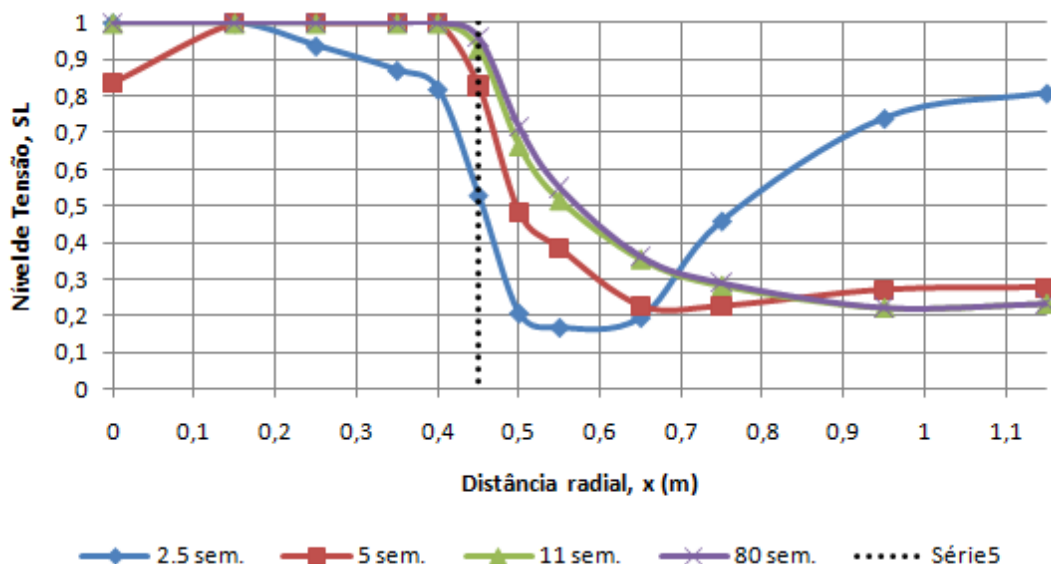


Fig. 5.27 – Nível de Tensão, SL , em função da distância radial, para diversos instantes de tempo após a construção e a uma profundidade de $z=1$ m.

Atendendo mais uma vez à Figura 5.25 verifica-se que a partir das 7 semanas a coluna está já em estado crítico, algo que pode ser confirmado pela Figura 5.27, pelo que se pode concluir que os assentamentos a partir desse momento já se devem à diminuição do volume do solo circundante, uma vez que em estado crítico a coluna já só se deforma a volume constante.

Verifica-se também, que ao fim de uma semana, existe uma zona afastada da coluna e até 1.5 m de profundidade que está próxima do estado crítico. Contudo, tal efeito desaparece com o decorrer do tempo, sendo que o nível de tensão do solo tende a ser mais baixo quanto mais afastado o solo se encontrar da coluna.

5.3.3. FACTOR DE REDUÇÃO DE ASSENTAMENTOS

De forma a avaliar o factor de redução de assentamentos modelou-se o problema anteriormente descrito não considerando a presença das colunas de brita (solo mole não reforçado). Foram adoptados todos os valores iguais ao problema anterior.

A Figura 5.28 apresenta a evolução do assentamento médio na base do aterro para ambas as situações, com e sem colunas de brita, ao longo do tempo.

O factor de redução dos assentamentos, FRA , corresponde à relação entre o assentamento médio no solo reforçado e no solo não reforçado, na base do aterro.

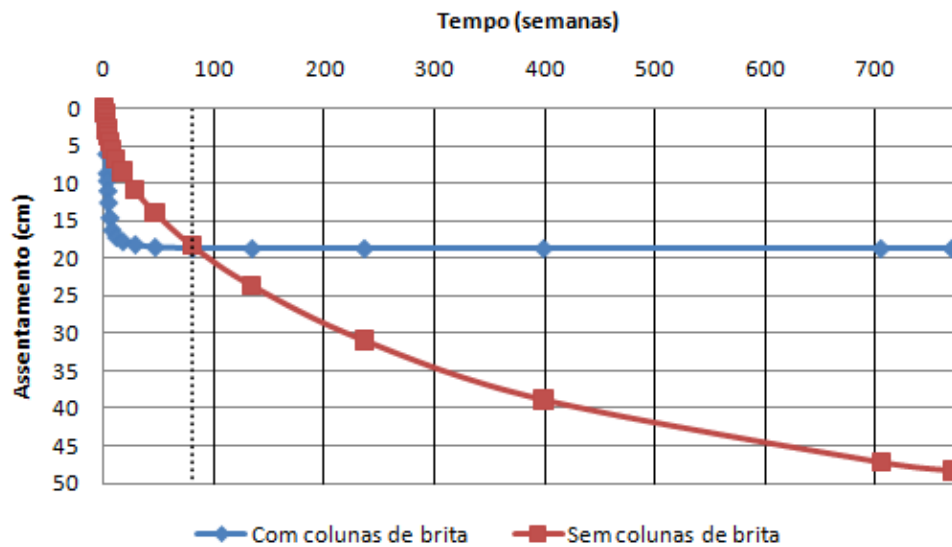


Fig. 5.28 – Comparação entre o assentamento médio do conjunto coluna/solo e do assentamento sem coluna, na base do aterro ($z=0m$), em função do tempo decorrido.

É possível verificar, através da análise da Figura 5.28, que a introdução do reforço com colunas de brita leva a uma redução do assentamento médio de 48.3cm para 18.6cm, o que corresponde a uma redução de cerca de 62%. O factor de redução de assentamentos, FRA , toma o valor de 0.38 e o factor de melhoramento, n , definido como o inverso de FRA , aproximadamente 2.60.

Constata-se também, que o assentamento ocorre muito mais rapidamente com a introdução do reforço com colunas de brita, devido a estas permitirem a mais fácil dissipação dos excessos de pressão neutra. Verifica-se que no final da construção, às 2.5 semanas, o assentamento no caso da existência das colunas de brita situa-se nos 47% enquanto na sua ausência fica-se pelos 5%, dos seus assentamentos totais.

Pode-se ainda verificar que, às 80 semanas, quando a consolidação do solo reforçado está já nos 99.9%, o solo sem reforço vai apenas a 37.8% do seu processo de consolidação mas já tem um assentamento de valor igual ao solo reforçado.

Se atendermos ao facto que para se terem processado 90% dos assentamentos para cada uma das situações, o tempo necessário será de 9 e 580 semanas respectivamente para a situação de existência e não existência de reforço com colunas de brita, verificamos que a existência do reforço se traduz numa eficiência em termos de diminuição do tempo de consolidação da ordem das 64 vezes.

6

ESTUDO BASE: REFORÇO COM COLUNAS DE BRITA E PRÉ-CARGA

6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é analisado o comportamento de um problema relativo à construção de um reservatório em betão armado, executado sobre um solo mole saturado melhorado/reforçado com colunas de brita e aplicação de pré-carga. A pré-carga é materializada pela execução de um aterro de 2.5 m de altura, o qual, em grande parte, é retirado ao fim de um determinado intervalo de tempo. Após estas fases, é executada a laje de fundo do reservatório e aplicadas as cargas (permanentes e variáveis) correspondentes à obra em questão. Importa referir que, até ao momento em que é retirado parte do aterro (pré-carga), este problema é igual ao analisado no capítulo anterior, que, como então se referiu, serviu de estudo prévio ao estudo agora realizado, especialmente na definição do tempo de aplicação da pré-carga.

Tal como referido no capítulo anterior, a construção de uma obra sobre solos moles saturados gera alterações no estado de tensões efectivas e pressões neutras do solo de fundação. Para que a dissipação de excessos de pressão neutra possa ocorrer de forma mais rápida, pode utilizar-se diversas técnicas como a introdução de elementos drenantes no solo, como é o caso das colunas de brita que têm também um efeito de reforço, ou utilizar pré-carga.

A utilização destas duas técnicas em simultâneo, para além de incrementar os benefícios em termos de aceleração da consolidação, permite que posteriormente outras construções possam ser executadas sobre os solos moles reforçados, sem que sofram efeitos significativos da consolidação, uma vez que o solo já foi anteriormente sujeito a cargas mais elevadas.

Inicialmente é apresentado o estudo base, descrevendo as suas características geométricas, as características dos solos e materiais de reforço e processo construtivo.

Finalmente, são abordados os resultados obtidos e a sua discussão.

6.2. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA BASE

6.2.1. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DO PROBLEMA

O problema base consiste na construção contínua, em 18 dias, de um aterro com 2.50 m de altura sobre um solo argiloso mole saturado, reforçado com colunas de brita (Figura 5.1), e que se mantém a actuar até aos 3.5 meses (15.25 semanas), de modo que se processe grande parte da consolidação para a carga aplicada.

Após este período, são retirados 2 m de aterro em 1 semana e procede-se à construção da laje de fundo do reservatório de betão armado com 0.50 m de altura, deixando decorrer cerca de 2 meses (8.7 semanas) para a cura do betão e preparação da laje para as tarefas posteriores (Figura 6.1).

Decorrido este período, procede-se em 1 semana a um carregamento uniforme sobre a laje de 25 kPa, que se deixa actuar durante 3 meses (13.1 semanas), período após o qual se retiram, em 1 semana, 20 kPa. Pressupõe-se que as cargas permanentes do reservatório, excepto a laje de fundo, correspondem a 5 kPa. As restantes cargas correspondem a acções variáveis (enchimentos e esvaziamentos do reservatório).

Posteriormente, no espaço de 2 semanas procede-se ao carregamento crescente seguido de descarregamento, de 25 kPa.

Finalmente procede-se, em 1 semana, ao carregamento de 30 kPa, deixando-se actuar durante 3 meses, período após o qual se dá por concluído o estudo. Note-se que neste último período, a carga total aplicada aos solos de fundação (57.5 kPa, incluindo as cargas permanentes do reservatório e da camada de aterro de 0.5 m de altura, abaixo dele) é superior à aplicada no período de pré-carga (50 kPa, 2.5 m de aterro). Como se verá, este facto terá repercussão na ordem de grandeza dos assentamentos, quando comparado com os assentamentos observados nas fases de carga e descarga anteriores.

Para mais fácil identificação das diferentes fases do problema apresenta-se o Quadro 6.1 onde são descritas as acções tomadas nas diferentes fases, assim como a sua duração e tempo total relativamente ao início do problema e relativamente ao início da construção da laje de fundo do reservatório de betão armado, respectivamente.

Quadro 6.1 – Identificação das diferentes fases do problema.

Fase	Descrição	Carga Total (kPa)	Duração (semanas)	Total (semanas)	Total após Fase 10 (semanas)
1 a 5	Construção do aterro de 2.5 m por camadas de 0.5 m	50	2.5	2.5	-
6	Tempo de espera	50	12.75	15.25	-
7 a 10	Remoção de 2 m de aterro de pré-carga por camadas de 0.5 m	10	1	16.25	-
11	Construção da laje de fundo do reservatório de betão armado	22.5	0.15	16.4	0
12	Tempo de espera	22.5	8.7	25.1	8.7
13	Carregamento uniforme de 25 kPa	47.5	1	26.1	9.7
14	Tempo de espera	47.5	13.1	39.1	22.8
15	Descarga de 20 kPa	27.5	1	40.2	23.8
16	Carregamento uniforme de 25 kPa	52.5	1	41.2	24.8
17	Descarga de 25 kPa	27.5	1	42.2	25.8
18	Carregamento uniforme de 30 kPa	57.5	1	43.2	26.8
19	Tempo de espera	57.5	13.05	56.25	39.85

Como referido no capítulo anterior, a camada de argila tem 7m de espessura e assenta num maciço rígido e impermeável que estabelece as condições de fronteira inferiores do problema. O nível freático encontra-se à superfície do solo argiloso.

As colunas de brita têm 0.90m de diâmetro e estão dispostas segundo malha triangular em planta e espaçadas de 2.19 m entre elas. Têm ainda comprimento igual à possança da camada argilosa, isto é, a sua extremidade inferior apoia-se no estrato rígido.

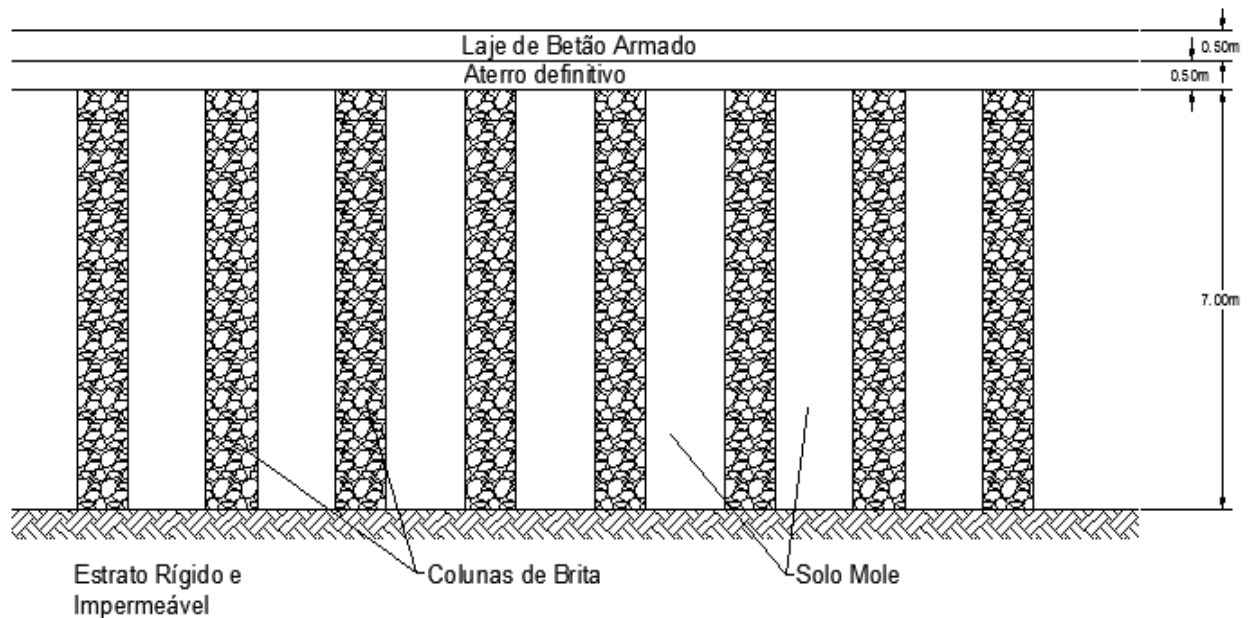


Fig. 6.1 – Representação esquemática da fase final do problema base, após retirada a pré-carga e executada a laje de fundo do reservatório.

6.2.2. CARACTERÍSTICAS DA MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

A Figura 6.2 mostra a malha de elementos finitos usada na discretização do meio (célula unitária) em diferentes fases do problema, a qual é constituída no total por 1012 elementos, distribuídos da seguinte forma:

- 300 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e 3 incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o solo mole;
- 250 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e zero incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem as colunas de brita;
- 352 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e zero incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem o aterro;
- 110 elementos triangulares de 6 nós (12 incógnitas de deslocamento e zero incógnitas de excesso de pressão neutra) que constituem a laje de betão armado.

Relativamente às interfaces aterro/laje de betão armado, adoptou-se, por simplificação, o critério da não utilização de elementos de junta, o que se justifica, por um lado, pelo facto de que as transferências de tensões entre a laje e o aterro não se processarem significativamente através da mobilização de tensões de corte naquelas interfaces, e por outro, porque se admite que essas interfaces

apresentam um certa rugosidade (facto que, por regra, justifica a não consideração de elementos de junta).

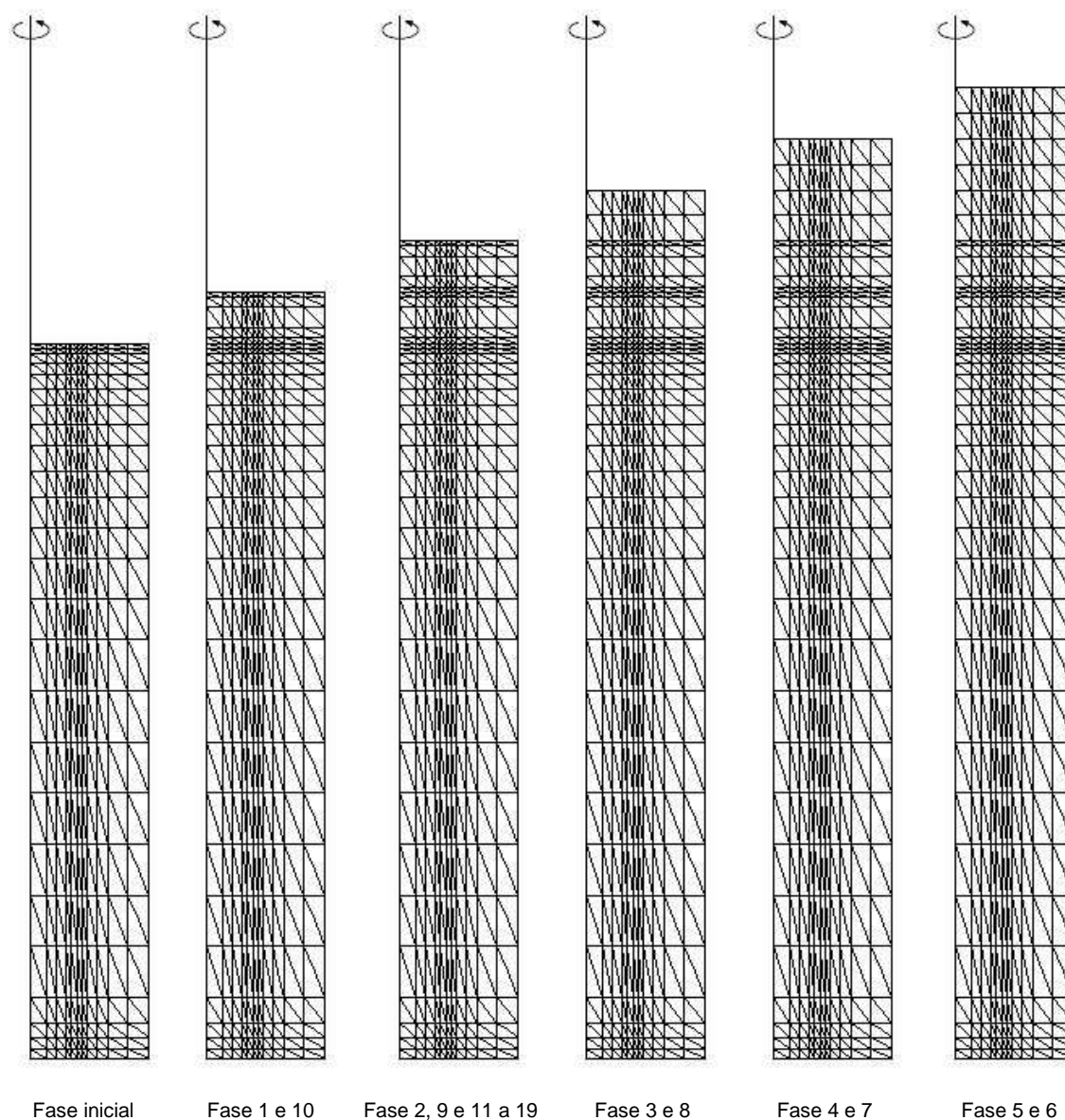


Fig. 6.2 – Malha de elementos finitos (ao longo do processo).

6.2.3. CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS CONSTITUINTES

Relativamente ao solo, brita e aterro, todas as suas características se mantiveram.

Para a laje de betão armado foi adoptado o modelo elástico linear isotrópico. Foi adoptado um valor de 18 GPa para o módulo de elasticidade, valor estimado tendo em conta os efeitos de fluência, e considerado um coeficiente de Poisson (ν) igual a 0.2.

6.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

6.3.1. INTRODUÇÃO

Para ilustrar o comportamento da obra ao longo de todo o processo, desde o início da construção até ao final de todas as fases referidas no ponto 6.2.1, são apresentadas figuras relativas aos deslocamentos e aos estados de tensão em diversas fases do período construtivo e pós-construtivo.

Na modelação deste problema, foram considerados no total 1135 incrementos temporais.

Importa referir que este problema base até às 15.25 semanas é exactamente igual ao problema estudado no capítulo anterior, pelo que esse período não será estudado com profundidade.

6.3.2. DESLOCAMENTOS

A Figura 6.3 apresenta o assentamento médio do conjunto coluna de brita/solo mole na base do aterro ao longo do tempo. É possível verificar que, conforme referido anteriormente, o comportamento do problema até às 15.25 semanas (final da Fase 6) corresponde exactamente ao problema estudado no capítulo anterior, apresentando um assentamento de 17.6 cm. A partir desse instante é possível verificar as particularidades do problema base.

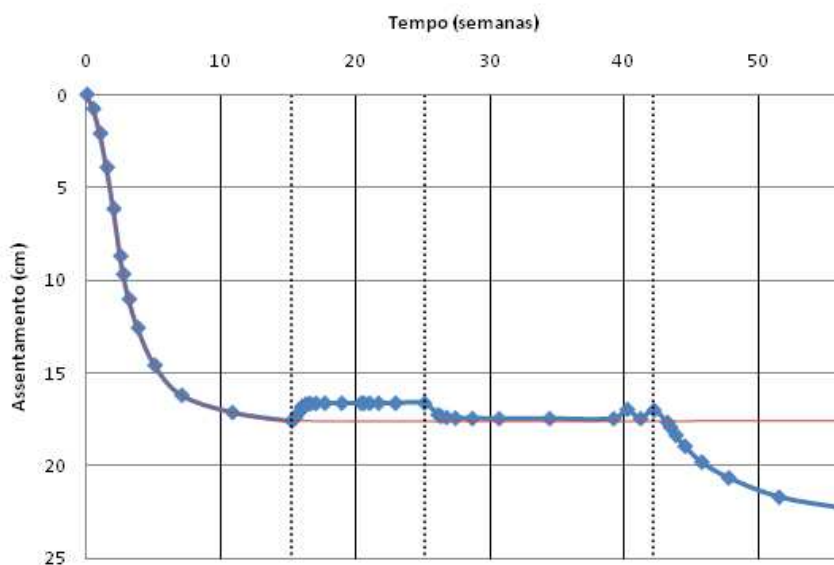


Fig. 6.3 – Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ($z=0m$), em função do tempo decorrido.

A análise da Figura 6.3 permite verificar que após a remoção do aterro de pré-carga, existe um empolamento médio do conjunto de 1 cm, correspondente a aproximadamente 6% do assentamento máximo, o que seria de esperar devido à descompressão do solo, sendo que este valor se mantém até às 25.1 semanas (final da Fase 12).

Após este período, com a aplicação do primeiro carregamento uniforme de 25 kPa, verifica-se um novo assentamento do conjunto, que atinge, no fim da Fase 13, os 17.3 cm, cerca de 99% do assentamento obtido durante a aplicação da pré-carga. Verifica-se ainda, que entre a Fase 15 e 17,

correspondentes à descarga de 20 kPa e aplicação do ciclo de 25 kPa, o assentamento médio na base do aterro varia apenas entre 17 cm e 17.5 cm.

Finalmente, a aplicação do carregamento de 30 kPa, na Fase 18, provoca um grande assentamento, que atinge os 22.3 cm. Isto significa que a partir da aplicação desta carga já não se está em regime de descompressão/recompressão mas já se encontra em regime de compressão virgem, pelo que o solo volta a sofrer o processo de consolidação com valores de assentamento significativos. É ainda possível verificar que após a aplicação do carregamento de 30 kPa são necessários mais de 3 meses para que a consolidação esteja praticamente concluída, tal como acontecia no estudo realizado no capítulo anterior.

Se atendermos à Figura 6.4, que representa a evolução do assentamento médio do conjunto na base do aterro em percentagem do assentamento máximo antes de retirar a pré-carga e a evolução do carregamento total sobre o conjunto em percentagem do carregamento máximo da pré-carga, verificamos que o assentamento provocado pelo carregamento de 30 kPa (Fase 18), correspondente a um aumento de 15% da carga, corresponde a aproximadamente 130% do assentamento máximo devido ao aterro, o que representa um aumento de 30%.

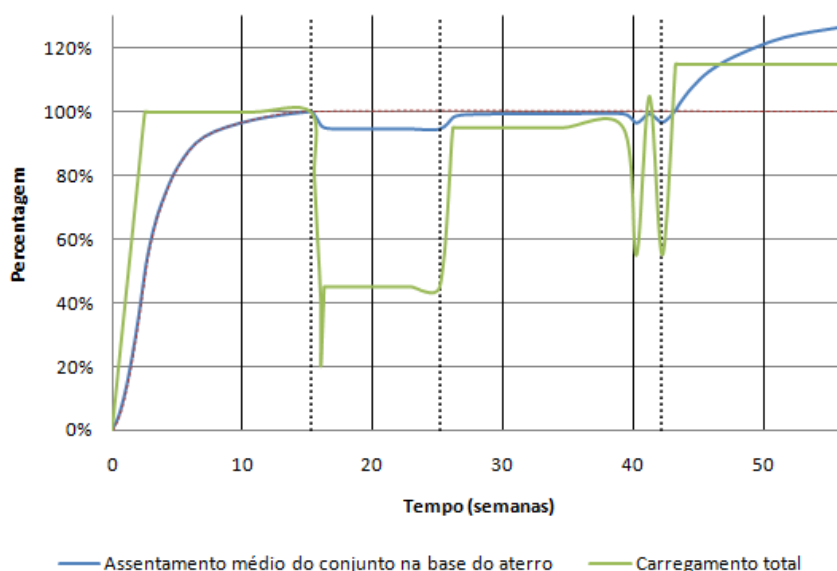


Fig. 6.4 – Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo na base do aterro ($z=0\text{m}$) em percentagem do assentamento máximo antes de se retirar a pré-carga (15.25 semanas, Fase 6) e o Carregamento total sobre o conjunto em percentagem do carregamento máximo provocado pelo aterro de pré-carga.

A mesma figura permite verificar as diferenças de comportamento entre o assentamento médio do conjunto e o carregamento. É possível verificar que após a remoção do aterro de pré-carga e construção da laje de fundo do reservatório de betão armado, correspondentes a uma diminuição de cerca de 55% do carregamento (de 50 kPa para 22.5 kPa), o assentamento apenas diminui 5%. Verifica-se ainda que após o primeiro carregamento de 25 kPa (Fase 13), correspondente a um aumento do carregamento de 111% (de 22.5 kPa para 47.5 kPa), ocorre um aumento do assentamento médio de cerca de 4%. Estes valores permitem concluir, conforme referido anteriormente, que se está em regime de descompressão/recompressão, em que os assentamentos do solo e da brita de fundação são dependentes do índice de recompressibilidade, C_r , e não do índice de compressibilidade, C_c .

Se atendermos ao período após as 42.2 semanas, em que se procede ao carregamento de 30 kPa (Fase 18), é possível verificar que para um aumento de 5% do carregamento além do carregamento máximo, o assentamento aumenta cerca de 30%. Assim, é possível verificar que realmente se está perante uma compressão virgem.

A mesma figura permite verificar também que perante pequenos carregamentos em regime de compressão virgem os assentamentos são significativos e o comportamento é não linear, enquanto que para carregamentos em regime de descompressão/recompressão, conforme esperado, os assentamentos são praticamente proporcionais aos carregamentos. Verifica-se também que os tempos de consolidação são muito mais rápidos, naturalmente, em regime de descarga-recarga do que em compressão virgem.

Uma vez que este estudo pretende avaliar os assentamentos após a entrada em serviço da obra (construção do reservatório), apresenta-se a Figura 6.5 onde é possível observar a evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo na base do aterro, em comparação com a mesma evolução na base da laje de fundo do reservatório de betão armado a partir do início da construção da mesma, e a diferença entre as duas.

Analisando a figura, verifica-se que o assentamento médio na base da laje de fundo apresenta um comportamento paralelo ao comportamento do assentamento médio na base do aterro, o que é comprovado pelo facto de a diferença entre as duas curvas ser praticamente constante.

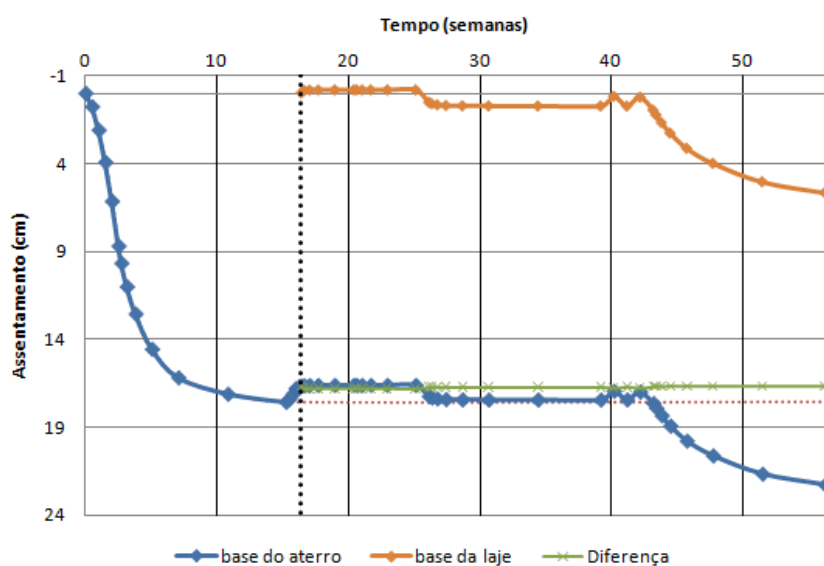


Fig. 6.5 – Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ($z=0m$) e na base da laje de fundo, em função do tempo decorrido, e a diferença entre as duas.

A Figura 6.6 mostra em pormenor, iniciando na Fase 12, a evolução do assentamento médio, na base da laje de fundo, em função do tempo, com linhas verticais a tracejado identificativas dos limites das diferentes fases.

É possível verificar que logo após o final da construção da laje, esta apresenta um empolamento médio de 2 mm que se mantém até à Fase 13. Após este instante, tal como na base do aterro, verifica-se um assentamento médio, devido à aplicação do primeiro carregamento de 25 kPa, que atinge os 7 mm. Entre as Fases 15 e 17 verifica-se que, devido ao curto intervalo de tempo, o assentamento varia apenas entre 2 mm e 7 mm.

Com a aplicação do carregamento de 30 kPa (Fase 18) o assentamento atinge 1 cm até ao final da semana de aplicação do carregamento (início da Fase 19) e 5.6 cm no final do tempo do estudo.

Destes resultados pode concluir-se, desde já, que, devido ao reforço com colunas de brita e à aplicação de pré-carga, os assentamentos em serviço da laje de fundo do reservatório são muito baixos (inferiores a 1 cm), e, portanto, totalmente adequados, se as acções em serviço não ultrapassarem, no total, a acção correspondente à pré-carga. Este facto deverá ser tido em conta no dimensionamento neste tipo de obras.

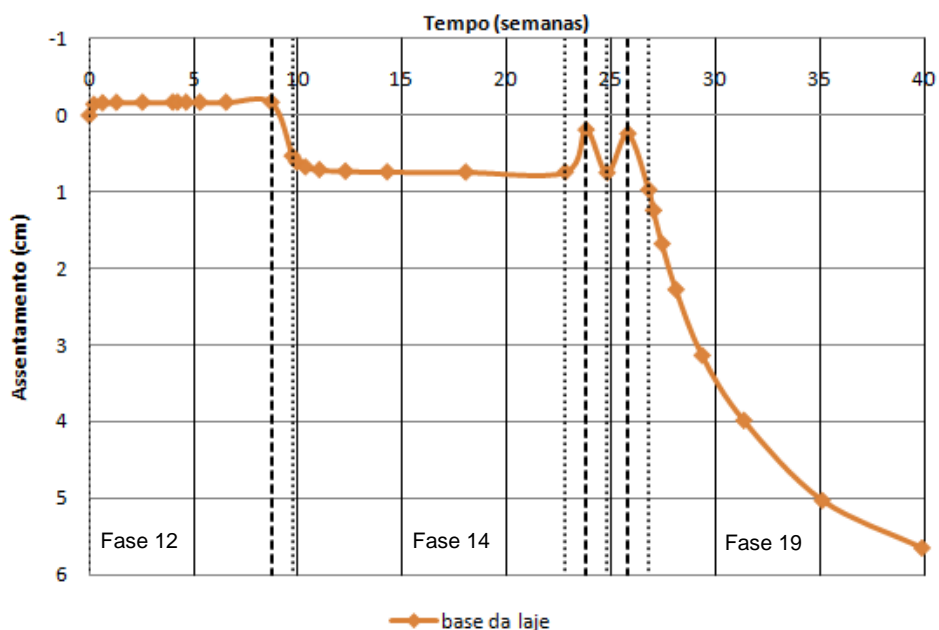


Fig. 6.6 – Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base da laje de fundo do reservatório de betão armado, em função do tempo decorrido (com indicações a tracejado do início das diferentes fases).

O facto de os assentamentos médios na base da laje de fundo do reservatório de betão armado apresentarem valores tão pequenos relativamente aos valores apresentados para a base do aterro deve-se naturalmente ao facto de se estar a considerar os assentamentos a partir do momento da sua construção, pelo que não apresentam o historial evidenciado pelo aterro.

Na Figura 6.7 estão representados os perfis de assentamento na base da laje de fundo no final de diferentes fases após a construção da mesma.

É possível verificar que os assentamentos na base da laje de fundo são constantes ao longo da distância radial da célula unitária. Tal acontece devido ao facto de antes de se proceder à betonagem da laje de fundo proceder-se à regularização da parte superior do aterro onde se vai proceder à betonagem.

Conforme foi referido anteriormente, antes do primeiro carregamento de 25 kPa (fim da Fase 12), o solo está empolado e conseqüentemente também a laje, apresentando um valor de aproximadamente 2 mm. É ainda possível observar que, após este empolamento, o assentamento é sempre superior a aproximadamente 2 mm (final da Fase 15).

Verifica-se também que devido ao facto de não se deixar actuar o segundo carregamento de 25 kPa (Fase 16), este provoca um assentamento de aproximadamente 8 mm, tanto como o primeiro carregamento de 25 kPa (Fase 14). Tal facto deve-se muito provavelmente ao facto de no total a carga sobre o solo ser 5 kPa superior ao primeiro carregamento e ultrapassar em 2.5 kPa a carga máxima com a pré-carga, pelo que o processo de consolidação estaria em ramo virgem. No entanto, como não se deixa este carregamento actuar durante muito tempo os assentamentos não continuam a crescer.

Assim, relativamente ao carregamento de 30 kPa (Fase 18 e 19), uma vez que o deixamos actuar durante um longo período de tempo, e no total o carregamento ultrapassa em 7.5 kPa o carregamento máximo, a consolidação ocorre em ramo virgem e os assentamentos crescem bastante, conforme seria de esperar, atingindo os 5.7 cm (Figura 6.8).

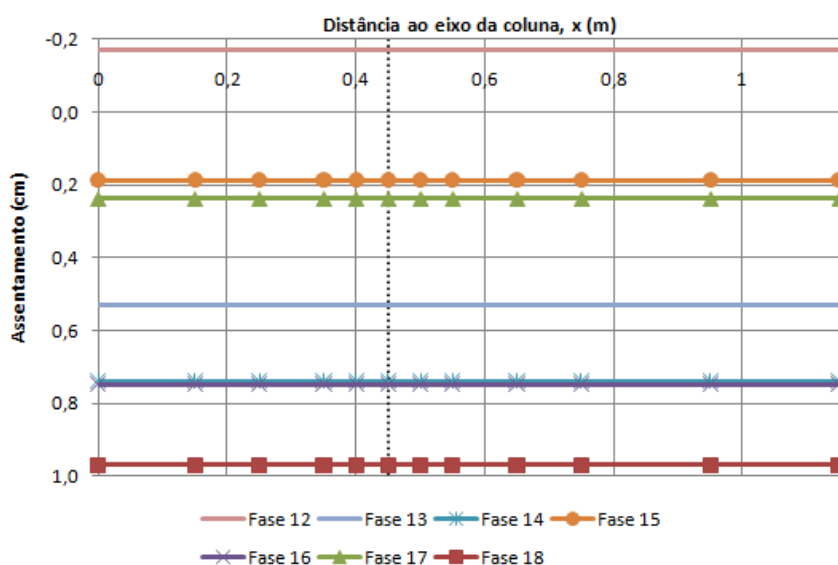


Fig. 6.7 – Assentamentos na base da laje de fundo no final de diferentes fases.

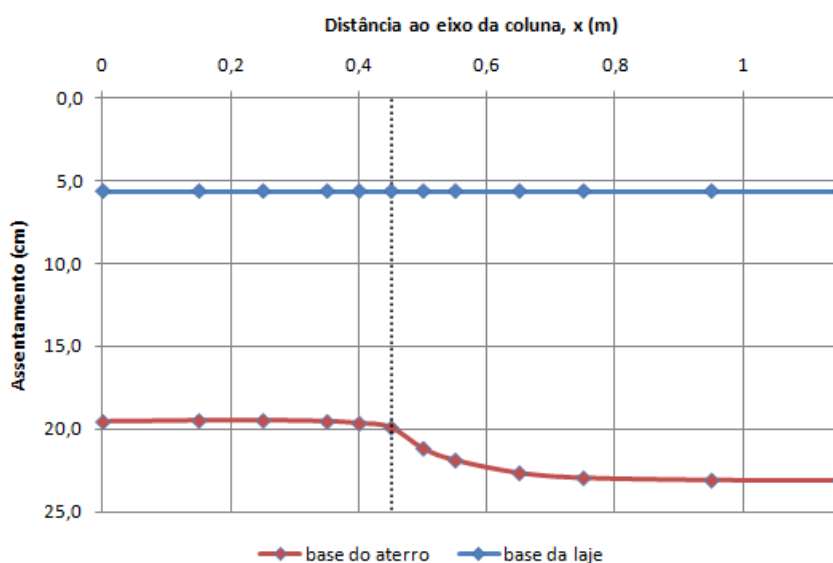


Fig. 6.8 – Assentamentos na base do aterro e da laje de fundo no final da fase 19.

A Figura 6.8 representa os perfis de assentamento na base do aterro e na base da laje de fundo do reservatório de betão armado no final da Fase 19 (56.25 semanas desde o início do problema e 39.85 semanas após a construção da laje de fundo).

Conforme referido anteriormente o assentamento na base da laje é constante ao longo da distância radial, sendo que, o assentamento na base do aterro, no entanto, é superior sobre o solo mole relativamente à coluna de brita. Assim, fica bem visível que é necessário proceder à regularização do topo do aterro de forma a ter uma superfície regular de betonagem e garantir a uniformidade da cota da base da laje.

Nas Figuras 6.9 e 6.10 estão representados os perfis de assentamento na base do aterro em diferentes instantes após a fase 6 (15.25 semanas, instante em que se inicia a remoção da pré-carga).

É possível verificar, na Figura 6.9, que a diferença de deformação entre a coluna de brita e o solo mole, a partir do final do tempo destinado à consolidação provocada pela construção do aterro (15.25 semanas, final da Fase 6), se mantém praticamente constante, o que significa que o conjunto coluna/solo, na base do aterro, já se deforma praticamente de forma uniforme.

Ainda na Figura 6.9 é possível observar que a consolidação devida ao carregamento de 30 kPa está a aproximar-se do seu final às 56.25 semanas (final do tempo de estudo), uma vez que se verifica que os perfis de assentamento na base do aterro começam a aproximar-se.

Pode-se também verificar que o empolamento é ligeiramente superior no solo mole relativamente ao verificado na coluna (25.1 semanas).

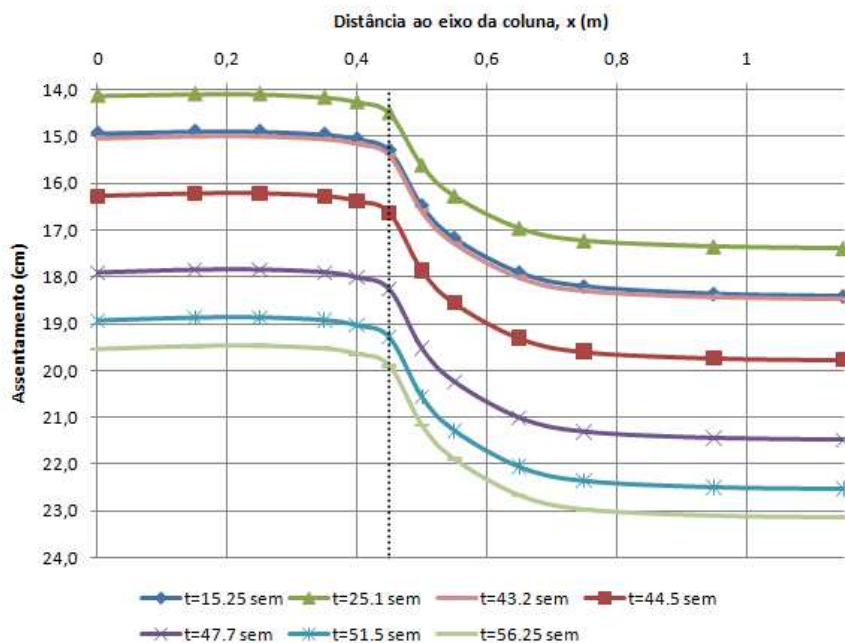


Fig. 6.9 – Assentamentos na base do aterro ($z=0\text{m}$) em vários instantes.

A Figura 6.10 permite verificar, pormenorizadamente, o comportamento dos perfis de assentamento na base do aterro no intervalo de tempo que decorre entre o início da remoção do aterro de pré-carga (15.25 semanas, final da Fase 6) e a aplicação do carregamento de 30 kPa (43.2 semanas, final da Fase 18). Verifica-se que a remoção do aterro de pré-carga leva a um empolamento de aproximadamente

1cm, conforme referido anteriormente, que no final da aplicação do carregamento de 30 kPa (43.2 semanas) o assentamento é praticamente o mesmo que no final das 15.25 semanas e que os perfis de assentamento variam entre estes como esperado.

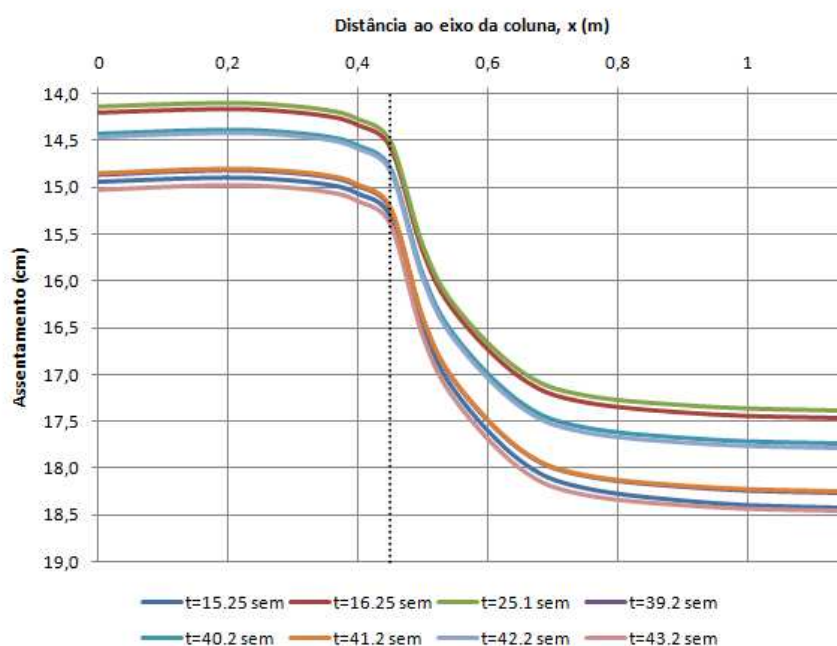


Fig. 6.10 – Assentamentos na base do aterro ($z=0\text{m}$) no período compreendido entre o fim da consolidação do aterro (15.25 semanas) e o início do último carregamento (43.2 semanas).

As Figuras 6.11 e 6.12 representam os deslocamentos verticais no final da Fase 6 e da Fase 19, para a base do aterro, para a base da laje sem regularização e para as profundidades $z=0.45\text{m}$ e $z=1.0\text{m}$.

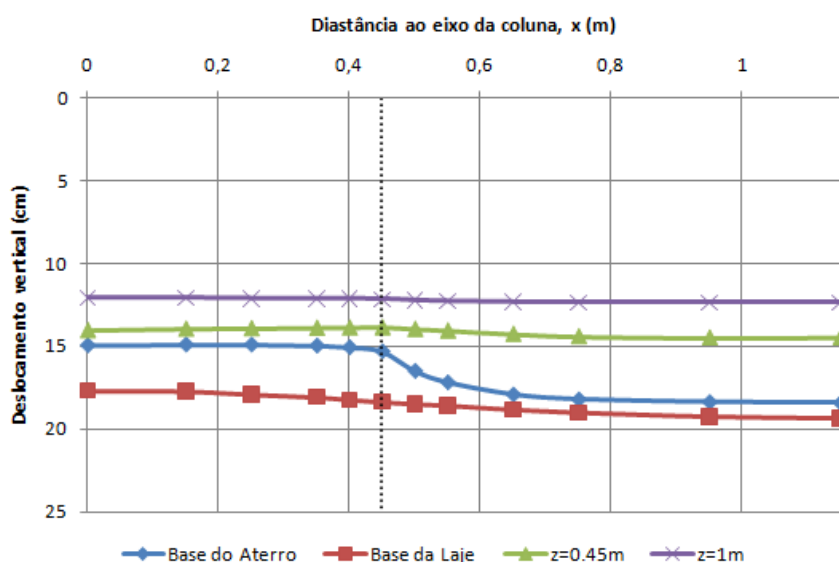


Fig. 6.11 – Deslocamentos verticais no final da Fase 6 (15.25 semanas) para a base do aterro, base da laje sem regularização e para as profundidades $z=0.45\text{m}$ e $z=1.0\text{m}$.

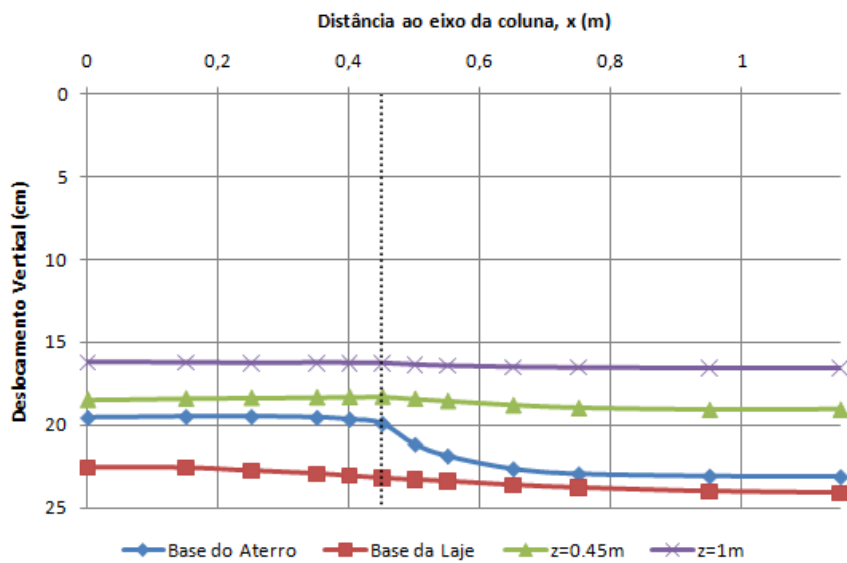


Fig. 6.12 – Deslocamentos verticais no final da Fase 19 (56.25 semanas) para a base do aterro, para a base da laje sem regularização e para as profundidades $z=0.45\text{m}$ e $z=1.0\text{m}$.

É possível verificar que, de um modo geral e em ambas as situações, com o aumento da profundidade os deslocamentos verticais tendem a ser mais uniformes, tal como no estudo realizado no capítulo anterior.

Na Figura 6.13 mostra-se a evolução temporal do assentamento, na base da laje de fundo do reservatório de betão armado, na vertical do centro da coluna ($x=0\text{m}$) e da periferia da célula unitária ($x=1.15\text{m}$) e a diferença entre as duas.

Verifica-se, conforme referido anteriormente, que os assentamentos na base da laje são uniformes, uma vez que a diferença entre os assentamentos na vertical do centro da coluna e da periferia da célula são praticamente iguais, e portanto a sua diferença nula.

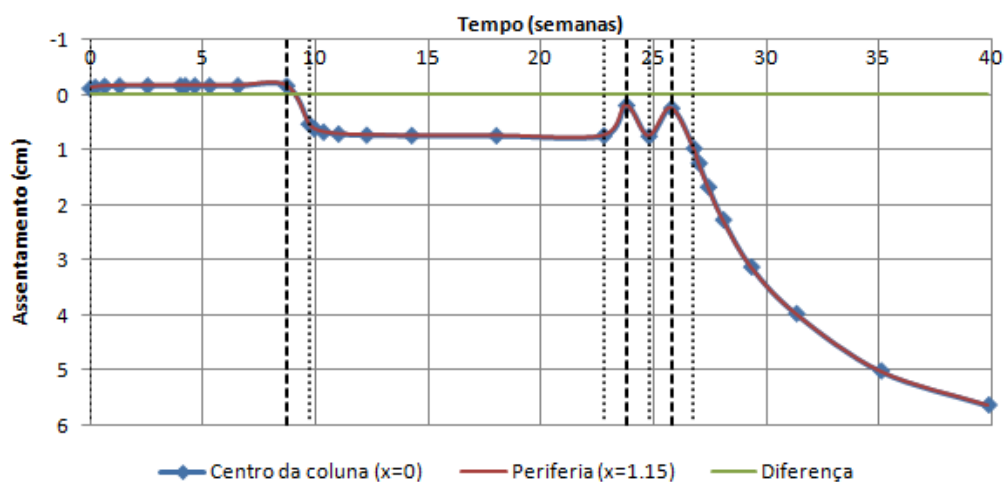


Fig. 6.13 – Evolução temporal do assentamento na base da laje de fundo, na vertical do centro da coluna ($x=0\text{m}$) e da periferia da célula unitária ($x=1.15\text{m}$) e a diferença entre as duas.

A Figura 6.14 mostra a evolução temporal do assentamento, na base do aterro, no centro da coluna ($x=0\text{m}$) e na periferia da célula unitária ($x=1.15\text{m}$) e a diferença entre as duas.

É possível verificar que a partir das 7 semanas, o conjunto coluna/solo mole, tende a deformar-se como um bloco único, isto é, de forma uniforme, conforme referido anteriormente, comprovando assim o que já foi verificado nos gráficos anteriores; a excepção a este comportamento verifica-se quando se iniciam novos processos de consolidação, sendo, no entanto, a diferença rapidamente estabilizada.

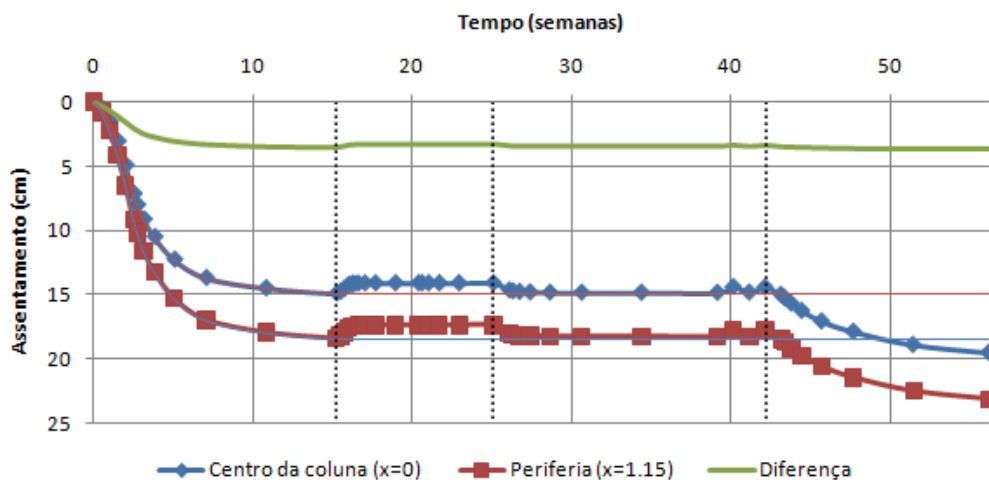


Fig. 6.14 – Evolução temporal do assentamento no centro da coluna ($x=0\text{m}$) e na periferia da célula unitária ($x=1.15\text{m}$) e a diferença entre as duas.

Na Figura 6.15 está representado o deslocamento vertical ao longo da interface coluna/solo ($x=0.45\text{m}$), em função da profundidade, para diferentes instantes de tempo, a partir da Fase 6.

Da análise da Figura 6.15, é possível verificar que não existe uma zona cuja variação do deslocamento seja mais importante, apesar de se detectar um ligeiro aumento da inclinação das curvas a cerca de 3 m de profundidade.

É ainda possível verificar que entre o final do tempo de espera para consolidação provocada pela construção do aterro (15.25 semanas), e a aplicação do carregamento de 30 kPa (42.2 semanas), a variação dos deslocamentos é muito pequena, apresentando-se as curvas quase coincidentes. No entanto, devido a este carregamento, verifica-se um crescimento significativo dos deslocamentos (56.25 semanas), conforme seria de esperar, devido ao tempo disponível para a consolidação e a se estar de novo em carregamento virgem.

Pode-se assim concluir que, para as condições do problema em estudo, o assentamento total na base do aterro e consequentemente da laje de fundo, é função das deformações verificadas em todo o comprimento da coluna, e não unicamente na zona superior da mesma. Tal facto permite concluir que, em princípio, na interface coluna/solo exista, devido ao mecanismo de expansão lateral, um movimento radial da coluna de brita no sentido do solo mole, com grandeza distinta durante as diversas fases.

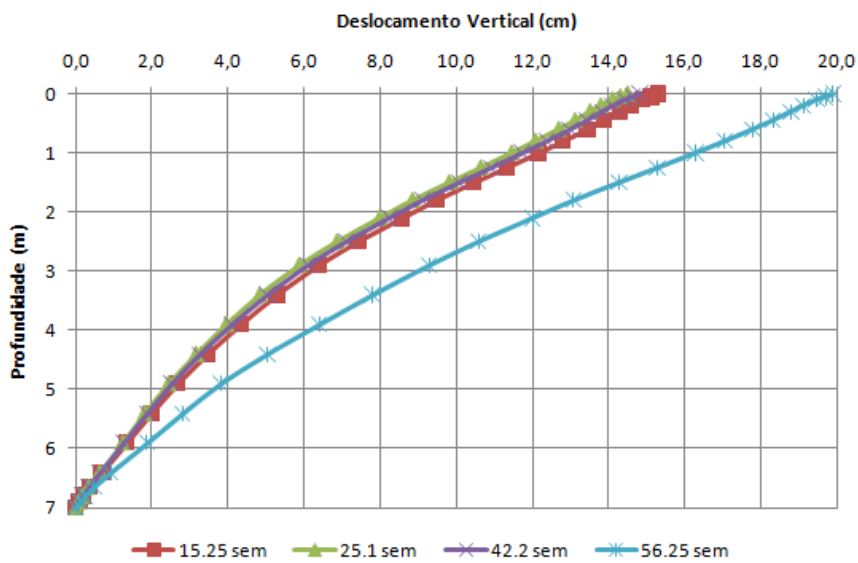


Fig. 6.15 – Deslocamento vertical ao longo da interface coluna/solo ($x=0.45\text{m}$) em função da profundidade, para diferentes instantes de tempo, a partir da Fase 6.

A Figura 6.16 apresenta a evolução ao longo do tempo dos deslocamentos horizontais ao longo da interface coluna/solo ($x=0.45\text{m}$).

Verifica-se que, como esperado, à semelhança dos assentamentos, os deslocamentos horizontais na interface são pouco expressivos nas fases de descarga-recarga (até às 42.2 semanas) e mais significativos após aplicação e consolidação da carga de 30 kPa (56.25 semanas), correspondente a novo carregamento virgem.

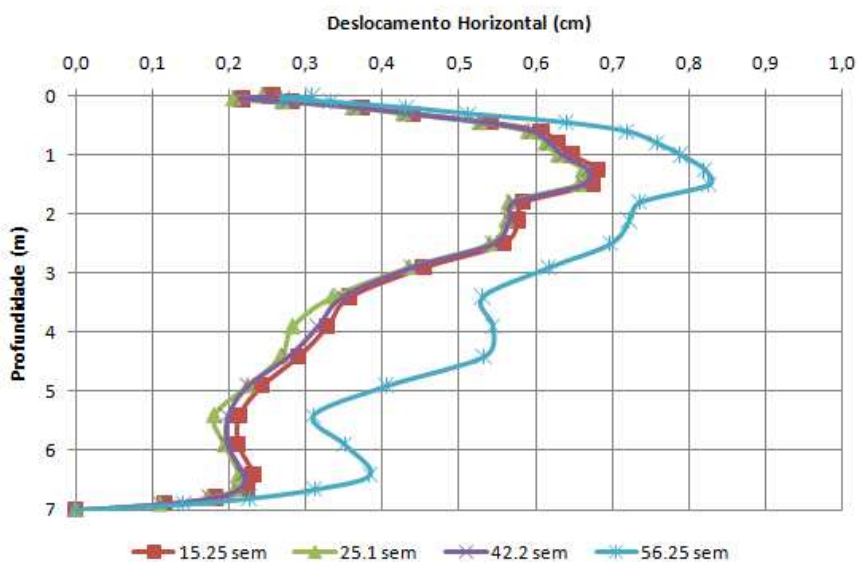


Fig. 6.16 – Evolução ao longo do tempo dos deslocamentos horizontais ao longo da interface coluna/solo ($x=0.45\text{m}$) para diferentes instantes de tempo.

6.3.3. TENSÕES

Na Figuras 6.17 estão representados os excessos de pressão neutra (Δu) em diferentes instantes, durante a remoção dos 2 m de aterro de pré-carga (Fases 7 a 10) e após a construção da laje de betão armado (Fase 11 e 12).

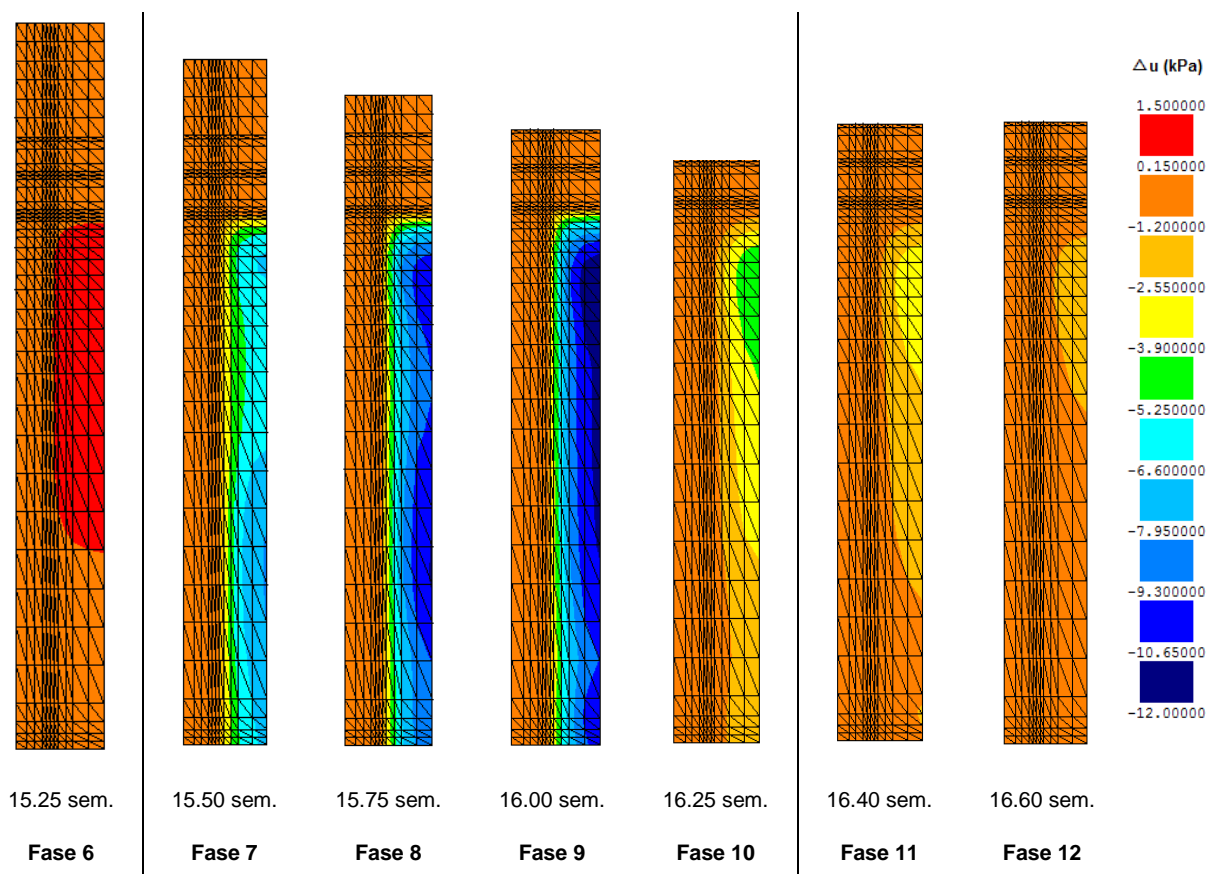


Fig. 6.17 – Excessos de pressão neutra gerados em diferentes instantes.

É possível verificar que a evolução dos excessos de pressão neutra negativos, resultantes da remoção dos 2 m de aterro de pré-carga, tem um comportamento contrário à evolução resultante da construção do mesmo aterro. No entanto, a ordem de grandeza dos excessos de pressão neutra negativos, nas fases de remoção do aterro, é menor que a ordem de grandeza dos excessos positivos gerados durante as fases de construção. Tal facto deve-se a que, em descarga, a deformabilidade do esqueleto sólido é “controlada” pelo índice de recompressibilidade, C_r , que é muito menor que o índice de compressibilidade C_c que condiciona a fase de construção. Quanto menor a deformabilidade, mais rápido o efeito de dissipação dos excessos de pressão neutra (consolidação). No caso presente, esse efeito é expressivo mesmo durante o próprio período de remoção do aterro, como se pode concluir pela ordem de grandeza dos excessos de pressão neutra negativos.

Pode-se também verificar que os excessos de pressão dissipam-se a um ritmo mais elevado logo após a construção da laje de betão (16.40 semanas) e que esta dissipação está praticamente concluída às 16.60 semanas e que por esse motivo o empolamento do solo estará também praticamente concluído.

De facto, se atendermos à Figura 6.10, verificamos que a curva das 16.25 semanas está muito próxima da curva das 25.1 semanas, pelo que pode-se concluir que à altura do início da construção da laje de fundo os excessos de pressão neutra já são pouco significativos para o empolamento, daí que a laje só empole 2 mm (Fig.6.6).

Da observação da Figura 6.17 é ainda possível verificar que após a remoção dos primeiros 0.5 m de aterro de pré-carga, às 15.5 semanas, o excesso de pressão neutra máximo apresenta um valor de -8 kPa, enquanto no final da remoção do 1.5 m de aterro de pré-carga, às 16 semanas, o excesso de pressão neutra apresenta o valor máximo de aproximadamente -12 kPa.

A partir desse instante é possível verificar que os excessos de pressão neutra negativos começam a diminuir rapidamente, principalmente após a construção da laje de fundo, conforme referido anteriormente, uma vez que esta introduz um aumento do carregamento e consequentemente dos excessos de pressão neutra positivos.

A Figura 6.18 apresenta a evolução dos excessos de pressão neutra (Δu) em diferentes instantes, durante os dois primeiros carregamentos (Fases 13 a 17).

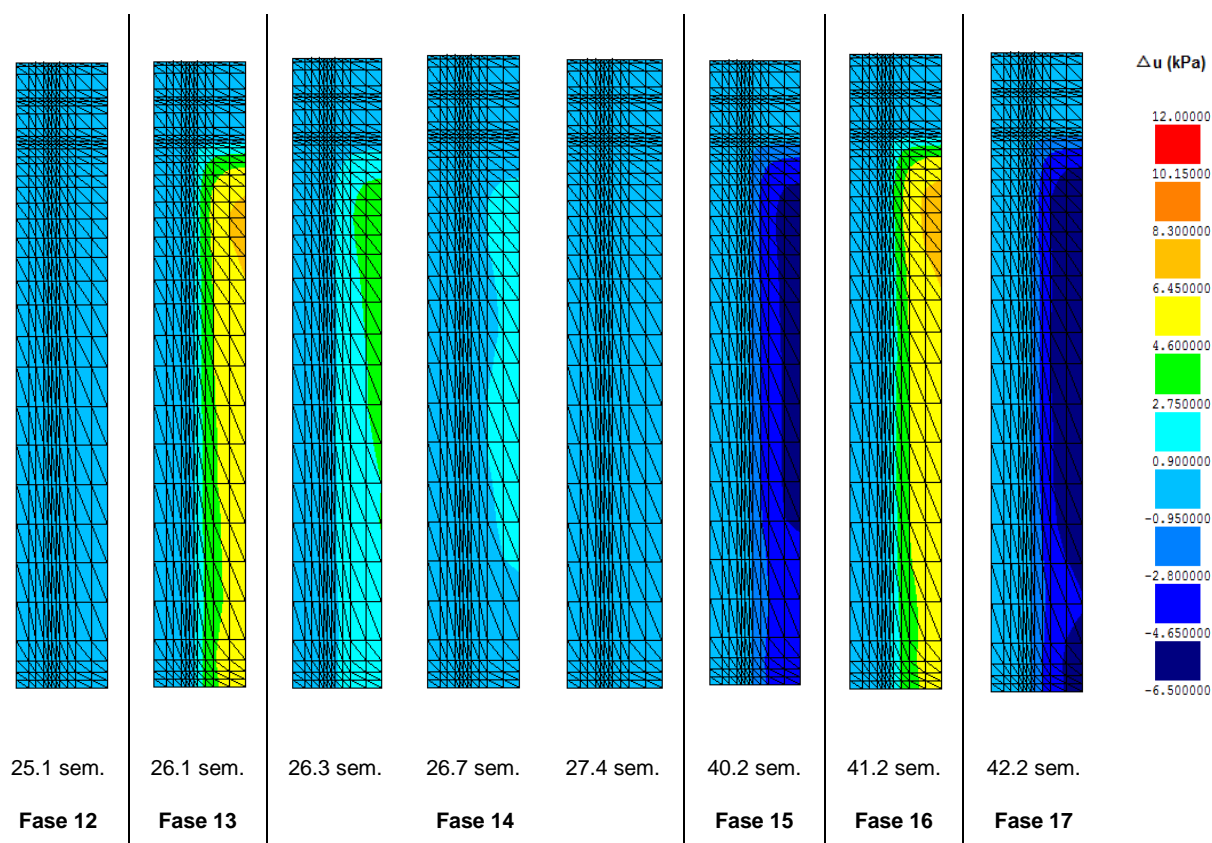


Fig. 6.18 – Excessos de pressão neutra gerados durante as Fases 13 a 17.

É possível verificar que os excessos de pressão neutra máximos iniciais, resultantes de ambos os carregamentos (Fase 13 e Fase 16), são praticamente iguais, aproximadamente 7.0 kPa. Tal deve-se ao facto de os carregamentos terem o mesmo valor. Já os valores dos excessos de pressão neutra máximos devidos às descargas são diferentes, apresentando os valores de -5.5 kPa e -6.2 kPa para a descarga de 20 kPa às 40.2 semanas (Fase 15) e de 25 kPa às 42.2 semanas (Fase 17),

respectivamente. Pode-se ainda verificar que os excessos de pressão neutra negativos apresentam valores maiores em toda a profundidade da célula para a descarga de 25 kPa.

A mesma Figura 6.18 permite verificar que a dissipação dos excessos de pressão neutra, resultantes do primeiro carregamento de 25 kPa (Fase 13), está totalmente concluída às 27.4 semanas, o que justifica o facto de a partir desse instante não se verificar uma evolução significativa do assentamento médio até às 40.2 semanas.

Na Figura 6.19 está representada a evolução dos excessos de pressão neutra (Δu) em diferentes instantes, durante o carregamento de 30 kPa até ao final do tempo de estudo (Fases 18 e 19).

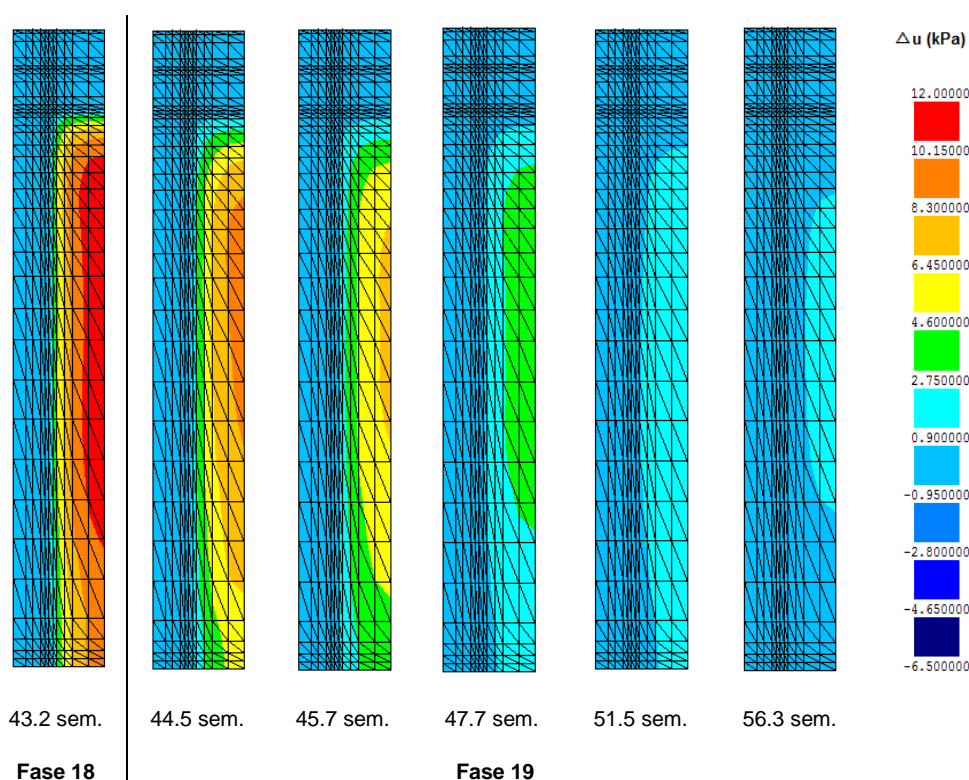


Fig. 6.19 – Excessos de pressão neutra gerados durante as Fases 18 e 19.

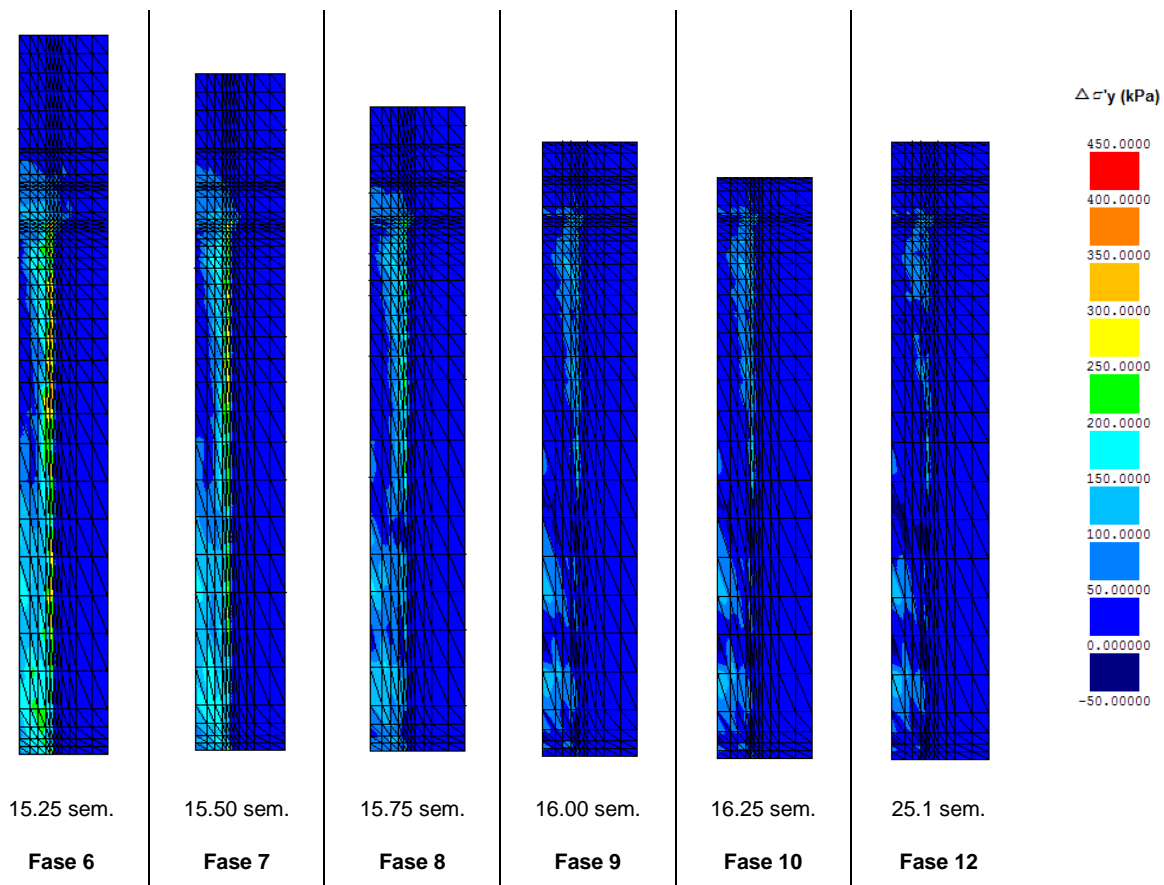
É possível verificar que a evolução dos excessos de pressão neutra tem um comportamento semelhante à evolução dos resultantes da construção do aterro, e que a dissipação dos excessos de pressão neutra está praticamente concluída às 56.3 semanas, 3 meses após o carregamento. Tal facto permite concluir que os assentamentos e a consolidação estão praticamente concluídos. Verifica-se ainda, que o excesso de pressão neutra máximo, resultante do carregamento, toma o valor de 11.6 kPa.

Da observação dos resultados das Figuras 6.18 e 6.19, pode concluir-se que, pelas razões já referidas, as velocidades de consolidação nas fases de descarga-recarga (Fases 13 a 17) são significativamente maiores que nas fases de compressão virgem (Fases 18 e 19).

A Figura 6.20 permite verificar, através das colorações, os acréscimos de tensão efectiva vertical (σ'_y), em diversos instantes durante a remoção dos 2 m de aterro de pré-carga (Fases 7 a 10) e no final do tempo de espera após a construção da laje de fundo do reservatório (Fase 12).

Pode-se observar que, conforme verificado do capítulo anterior, continua a ser na orla da coluna de brita que estão instalados os maiores incrementos de tensão efectiva vertical. No entanto, observa-se que, como esperado, à medida que são retiradas mais camadas de aterro (Fases 7 a 10), os incrementos de tensão efectiva diminuem de forma substancial, relativamente ao período inicial (Fase 6).

É ainda possível observar que às 25.1 semanas, os acréscimos de tensão vertical apresentam um aspecto muito semelhante aos apresentados às 16.25 semanas, o que indica que não há uma alteração substancial do valor da transmissão das tensões verticais após a construção da laje de fundo.



Na Figura 6.21 pode verificar-se, através das colorações, os acréscimos de tensão efectiva vertical (σ'_y), em diversos instantes durante a aplicação dos dois carregamentos de 25 kPa (Fases 13 e 16) e respectivas descargas (Fases 15 e 17), bem como durante e após a aplicação do carregamento de 30 kPa (Fases 18 e 19).

Mais uma vez, é visível a existência uma concentração de tensões efectivas verticais na coluna, logo após o final da aplicação dos carregamentos (Fases 13, 16 e 18), tal como acontece aquando da construção do aterro.

Verifica-se ainda, que junto da periferia da coluna, na interface com o solo, tende a concentrar-se uma maior tensão efectiva vertical do que na zona mais central, tal como anteriormente.

Com o desenrolar da consolidação devida ao carregamento de 30 kPa (Fase 18 e 19), existe uma maior concentração de tensões efectivas verticais na coluna, que absorve a maior parte do carregamento aplicado, sendo esta concentração principalmente junto da periferia da coluna.

Verifica-se, com facilidade, a influência das descargas (Fase 15 e 17), que levam a uma diminuição significativa dos incrementos de tensão efectiva vertical quer na coluna quer no solo circundante.

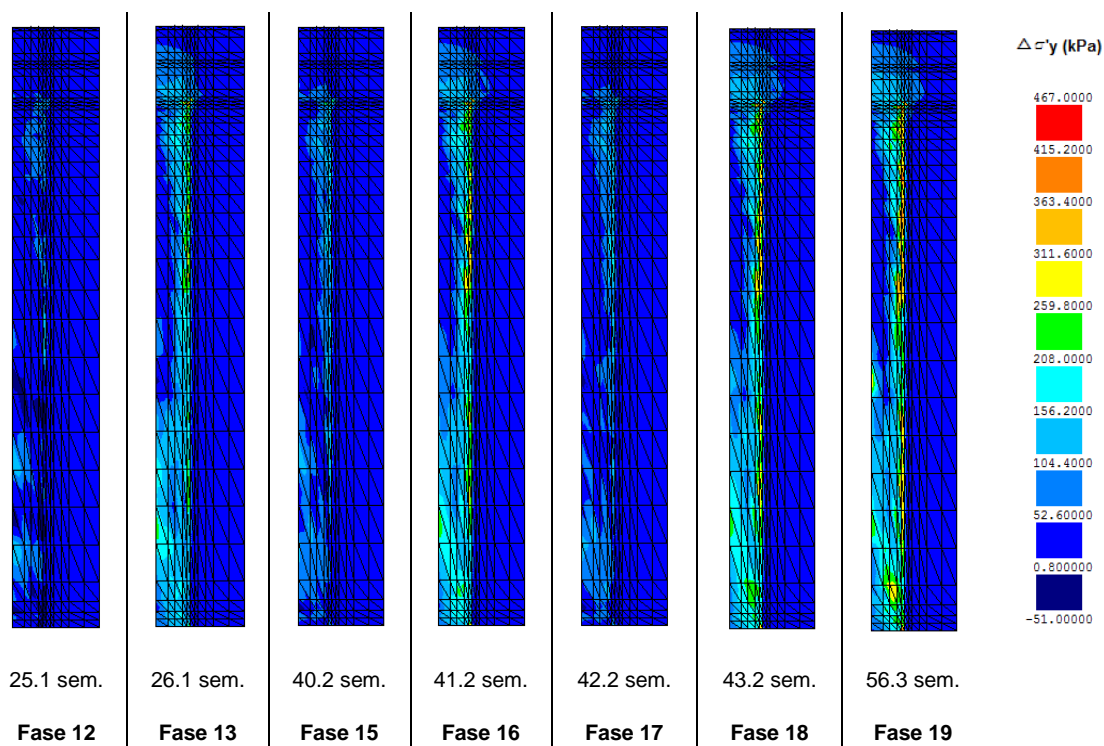


Fig. 6.21 – Acréscimo de tensão efectiva vertical (σ'_y) durante as Fases 12 a 19.

A Figura 6.22 representa os diagramas de incrementos de tensão efectiva vertical, em função da distância radial para a profundidade $z=0.45\text{m}$.

Pode-se constatar que os diagramas de incrementos de tensão efectiva vertical não são constantes em cada um dos materiais, sendo possível verificar que na orla exterior da coluna de brita existe uma tendência para um maior aumento da tensão efectiva vertical, tal como acontecia no problema estudado no capítulo anterior, e conforme verificado nas figuras anteriores.

É ainda possível verificar que, com a remoção das camadas de aterro de pré-carga e apesar da construção da laje de fundo do reservatório, uma vez que a carga aplicada sobre o solo de fundação é menor do que a carga máxima aplicada pela pré-carga (15.25 semanas), as tensões efectivas verticais vão também ser menores (25.1 semanas), conforme esperado.

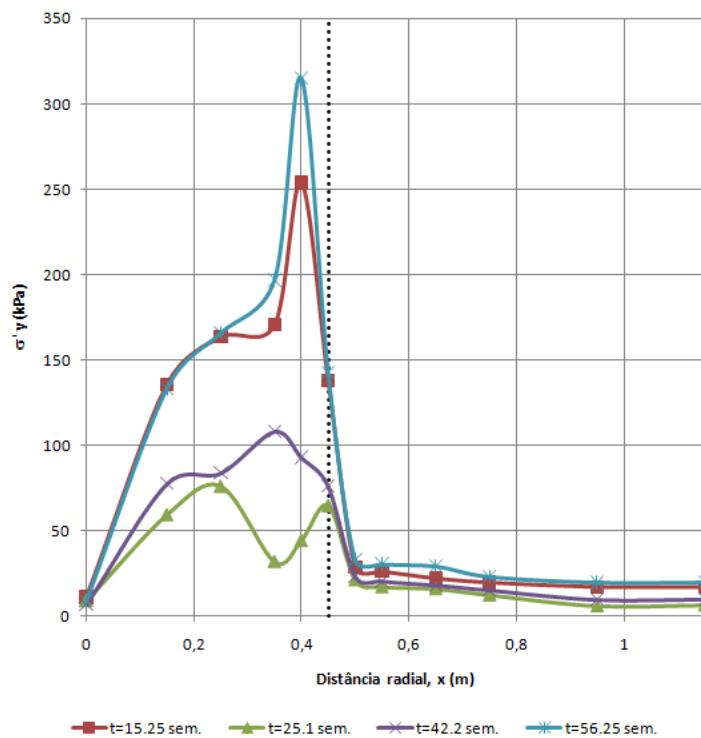


Fig. 6.22 – Incrementos de tensão efectiva vertical a uma profundidade de 0.45m em diferentes instantes.

A Figura 6.23 apresenta um diagrama com a evolução do factor de concentração de tensões, FC , em função da profundidade no final do tempo do estudo (56.25 semanas).

Constata-se que existe uma clara variação do FC em profundidade e que, partindo este de um valor de 4.78 aumenta rapidamente até ao valor máximo de 8.03. A partir dessa profundidade, FC decresce de forma mais moderada e toma valores na ordem de 6. É ainda possível verificar algumas variações de FC até à profundidade de 1 metro, mas que se devem, em princípio, à discretização da malha.

Uma vez que na base do aterro o valor de FC , que é de 4.78, é superior a metade do valor máximo, 8.03, conclui-se que, mesmo nesta fase do problema existe um efeito de arco no próprio terreno do aterro sob a laje.

É ainda possível verificar que a forma do diagrama é em tudo semelhante à forma do diagrama representativo da evolução do factor de concentração de tensões em função da profundidade, no final da consolidação, analisado no capítulo anterior.

A Figura 6.24 apresenta a evolução de FC com a profundidade no final da construção em diferentes instantes.

Analisando a Figura 6.24 verifica-se que a maior concentração de tensões na coluna de brita ocorre nos primeiros metros. Verifica-se que a curva das 15.25 semanas é representativa da forma das curvas provocadas por carregamentos em estado virgem, uma vez que a curva das 56.25 semanas é sensivelmente paralela à curva das 15.25 semanas. É ainda possível observar que a remoção das camadas de aterro leva a uma clara diminuição da concentração de tensões na coluna de brita em diversos níveis.

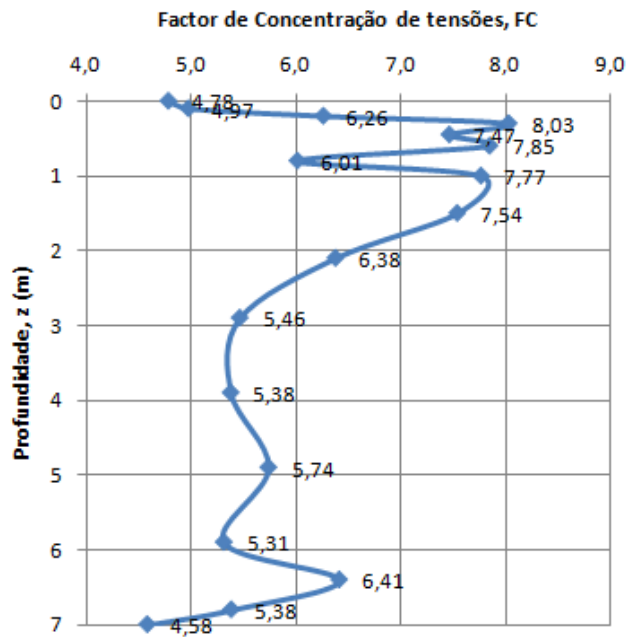


Fig. 6.23 – Evolução do factor de concentração de tensões em profundidade no final do tempo de estudo (56.25 semanas, final da Fase 19).

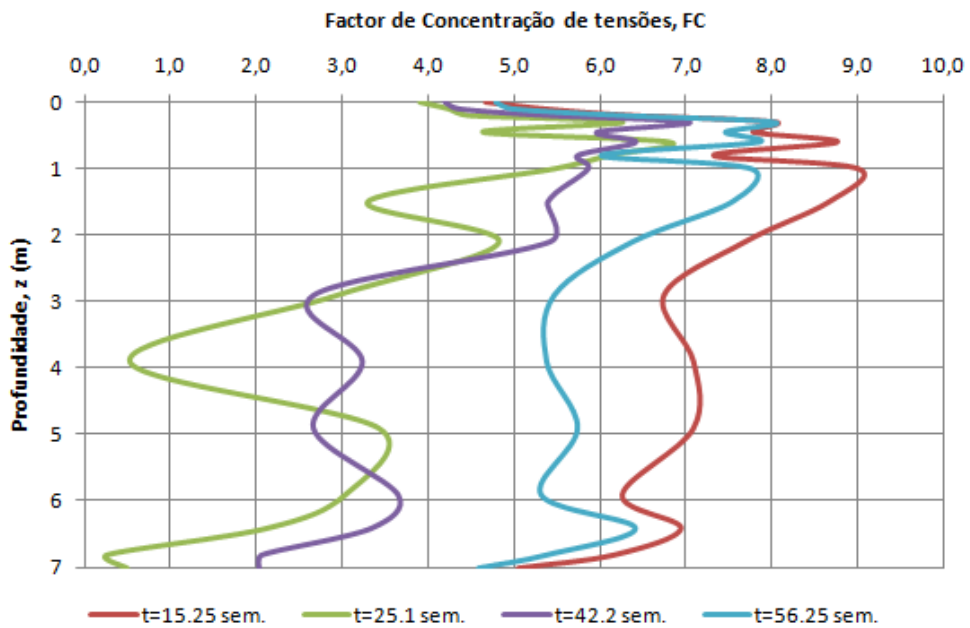


Fig. 6.24 – Evolução do factor de concentração de tensões, FC , em profundidade, para diferentes instantes.

7

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DOS SISTEMAS DE REFORÇO

7.1. INTRODUÇÃO

Após se ter analisado no capítulo anterior, usando o programa de elementos finitos *RECRIB* (Borges, 1995), o comportamento da fundação e da laje de fundo de um reservatório de betão armado sobre solo mole reforçado com colunas de brita e pré-carga, e cujos resultados permitiram, por um lado, fundamentar a discussão dos aspectos essenciais do comportamento mecânico deste tipo de obras e, por outro, avaliar do alcance dos efeitos estruturais da utilização de colunas de brita e pré-carga como sistema de reforço, na construção de estruturas fundadas em lajes de betão armado sobre solos moles, pretende-se agora, fazer uma análise de sensibilidade da resposta do sistema, que constitui a chamada célula fundamental, à utilização ou não dos diferentes sistemas de reforço.

As análises efectuadas tiveram por base o problema base descrito no capítulo anterior, pelo que se mantêm válidas as condições impostas para a célula fundamental, nomeadamente no que refere ao confinamento lateral da célula e condições fronteira.

Compara-se assim, o comportamento do sistema perante a alteração dos sistemas de reforço utilizados, não só no que se refere à sua influência nos resultados finais, como também na evolução do comportamento ao longo do tempo.

Os estudos objecto de análise são:

- Influência das colunas de brita;
- Influência da pré-carga;
- Influência das colunas de brita e pré-carga em simultâneo;
- Influência da variação do tempo de aplicação da pré-carga.

São apresentados os resultados, análises e considerações julgadas relevantes, focando essencialmente os deslocamentos verticais na base da laje de fundo do reservatório e na base do aterro, não se entrando, no entanto, no pormenor das análises efectuadas nos dois capítulos anteriores. As conclusões tiradas neste capítulo devem ser enquadradas nas condições específicas do problema estudado.

7.2. INFLUÊNCIA DAS COLUNAS DE BRITA

7.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No presente subcapítulo pretende-se analisar a influência da utilização de colunas de brita no reforço de fundações de reservatórios de betão armado.

Para tal, é feito o estudo de um problema em tudo semelhante ao problema base, mas em que não são utilizadas colunas de brita sendo utilizada pré-carga, o que leva a que não haja reforço dos solos moles e exista menos uma fronteira drenante, correspondente à interface coluna/solo, mas mantendo-se todas as outras condições inalteradas.

7.2.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

A Figura 7.1 permite verificar a evolução do assentamento médio na base do aterro, em função do tempo, para as duas situações, com e sem a existência de colunas de brita.

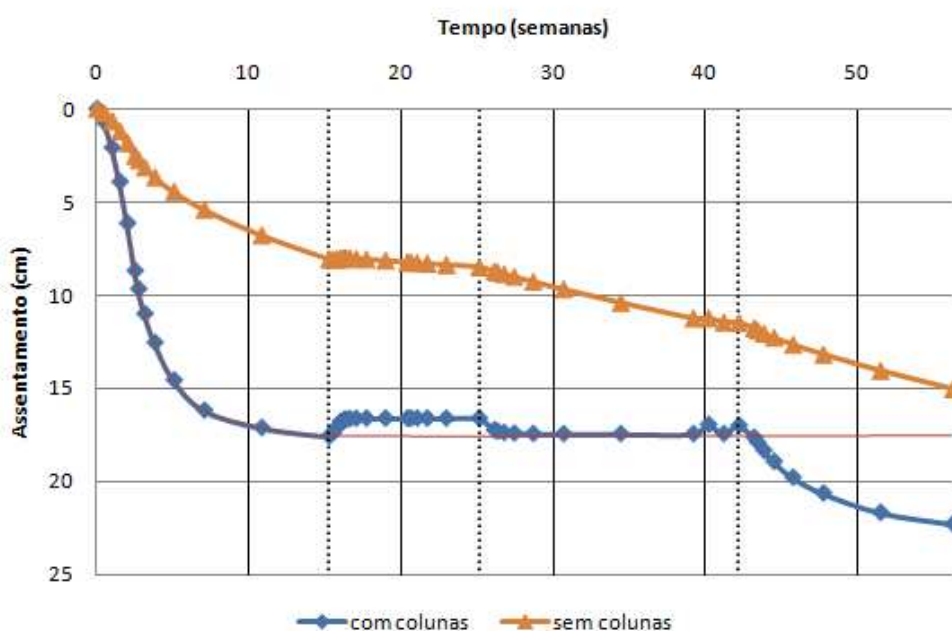


Fig. 7.1 – Evolução do assentamento médio na base do aterro em função do tempo decorrido.

Tal como seria de esperar e como foi verificado no Capítulo 5, a existência de colunas de brita tem particular importância na consolidação do solo mole, uma vez que permite a mais rápida dissipação dos excessos de pressão neutra provocados pelos diferentes carregamentos.

Assim, é possível verificar que os assentamentos devidos à aplicação da pré-carga ocorrem de uma forma bastante mais lenta no caso de não existirem colunas de brita, pelo que, às 15.25 semanas o assentamento apresenta o valor de 8 cm apenas, enquanto com a existência de colunas de brita o assentamento chega aos 17.6 cm.

Se atendermos ao período após a remoção do aterro de pré-carga e construção da laje de fundo, verifica-se que os assentamentos continuam a evoluir, agora de uma forma bastante mais lenta,

atingindo os 8.5 cm de assentamento às 25 semanas, ao contrário do problema base em que há um empolamento para os 16.6 cm.

Na Figura 7.2 é possível observar em pormenor a evolução do assentamento médio do conjunto coluna de brita/solo mole, na base do aterro, em função do tempo, em comparação com a evolução do assentamento médio da célula sem a existência de colunas de brita, no período após a construção da laje de fundo do reservatório de betão armado.

É visível nesta figura, assim como na anterior, que após a construção da laje de fundo, continua a evolução dos assentamentos, apesar de a um ritmo menor. No entanto, após a aplicação do primeiro carregamento de 25 kPa o assentamento médio continua a crescer já a um ritmo superior e que se mantém praticamente constante apesar da variação dos carregamentos que por serem rápidos não se fazem sentir de forma particularmente significativa.

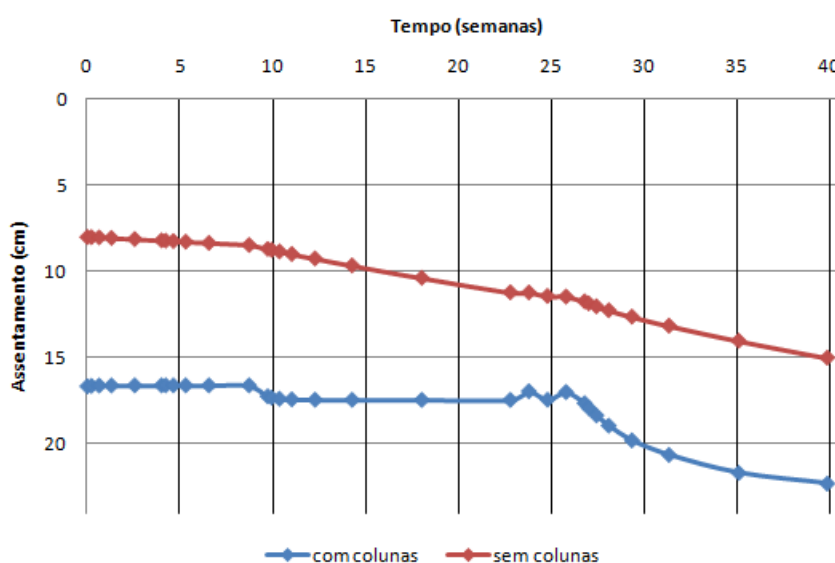


Fig. 7.2 – Evolução do assentamento médio na base do aterro, em função do tempo decorrido, no período após a construção da laje de betão armado.

Assim, aproximadamente 26 semanas após a construção da laje de fundo, o assentamento médio na base do aterro apresenta um valor de 11.5 cm e no final do tempo do estudo fica-se apenas pelos 15 cm, sendo possível concluir, devido ao resultado obtido, 7.3 cm menos do que com a utilização de colunas de brita, e à inclinação da curva de assentamentos, que os assentamentos, no caso da não existência de colunas de brita, ainda estão longe de estarem concluídos.

A Figura 7.3 mostra a evolução do assentamento médio na base da laje de fundo do reservatório de betão armado, em função do tempo decorrido.

É possível verificar que enquanto com colunas as diferentes fases de evolução do assentamento médio na base da laje de fundo devido aos diferentes carregamentos está bem diferenciada, sem colunas verifica-se apenas uma pequena variação da velocidade de assentamento, sendo contudo visíveis as alterações provocadas pela aplicação dos três carregamentos.

Verifica-se que às 10 semanas (Fase 13) o assentamento na base da laje de fundo é inferior a 1 cm em ambos os casos, mas às 25 semanas (Fase 16), sem colunas, atinge os 3.5 cm, continuando a crescer

até aos 7 cm no final do problema, estando, no entanto, longe de estabilizar, ao contrário do caso com colunas em que está a estabilizar para 6 cm. Isto é, não existindo reforço com colunas de brita os assentamentos a longo prazo terão grandeza muito mais significativa

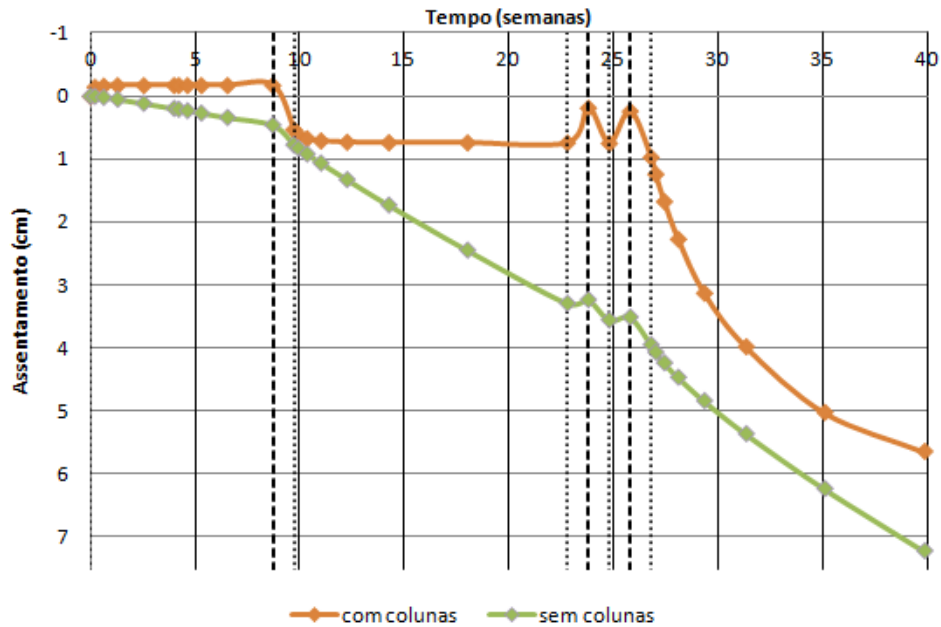


Fig. 7.3 – Evolução do assentamento médio na base da laje, em função do tempo decorrido.

Atendendo às três figuras anteriores verificamos que este comportamento do assentamento na base da laje sem colunas se deve ao facto de a consolidação, mesmo no fim do tempo do problema, estar longe de ficar concluída, tal como referido anteriormente.

De facto, uma vez que a construção da laje é levada a cabo quando nem 50% do assentamento devido ao aterro de pré-carga se desenvolveu, o assentamento da laje de fundo vai reflectir todo o assentamento que ocorre também na base do aterro após a construção da laje, e que corresponde ao assentamento restante devido à consolidação provocada pela aplicação dos diferentes carregamentos.

Nas Figuras 7.4 e 7.5 estão representados os perfis de assentamento na base da laje de fundo entre as Fases 12 e 19 indicadas no capítulo anterior, para o problema sem colunas de brita.

Conforme seria de esperar, o assentamento em toda a distância radial é uniforme, como no caso com colunas de brita, até porque estamos perante apenas um material, o solo mole.

É possível verificar que existe um aumento praticamente contínuo do assentamento na base da laje de fundo, tal como referido anteriormente, sendo que apenas se verifica uma diminuição do assentamento nas Fases 15 e 17, de acordo também com a Figura 7.3, e que correspondem às duas descargas de 20 kPa e 25 kPa, respectivamente. No entanto, estas variações do assentamento são muito pequenas, não chegando a ter sequer 1 mm.

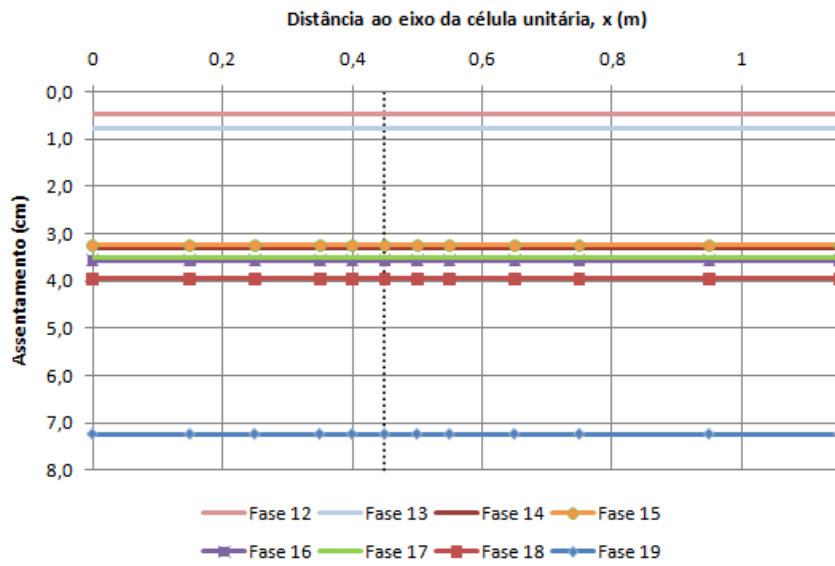


Fig. 7.4 – Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 12 a Fase 19) para o problema sem colunas de brita.

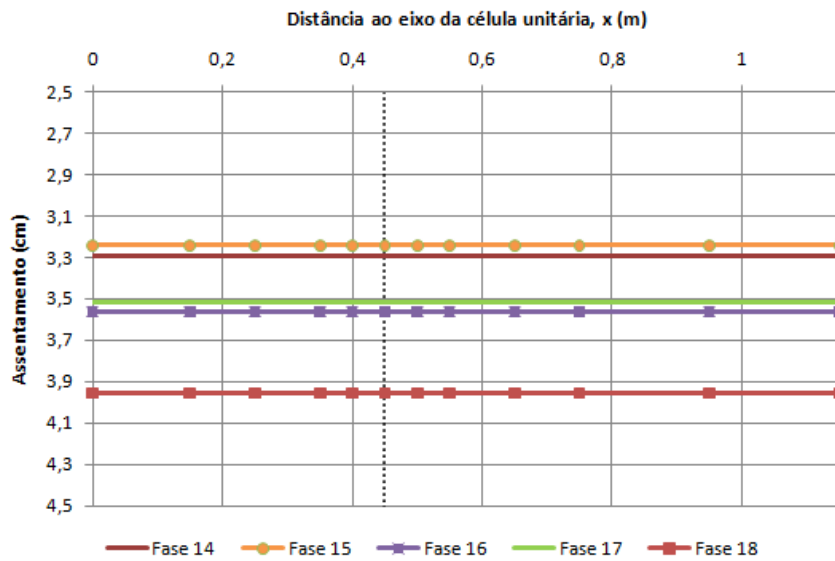


Fig. 7.5 – Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 14 a 18) para o problema sem colunas de brita.

A Figura 7.6 permite observar os perfis dos assentamentos na base do aterro em diferentes instantes, nomeadamente, no final da Fases 6 (15.25 semanas), da Fase 12 (25.1 semanas) e da Fase 19 (56.25 semanas), com e sem colunas de brita.

Tal como referido anteriormente, o facto de não existirem colunas de brita leva a que o perfil de assentamento seja completamente uniforme.

É ainda possível verificar a diferença de comportamento da evolução do assentamento. Enquanto no caso com colunas se verifica o empolamento entre as 15.25 semanas e as 25.1 semanas, no caso sem colunas verifica-se uma evolução constante do assentamento.

Verifica-se também que no final do tempo do problema, o assentamento na base do aterro, no caso da não existência de colunas, corresponde apenas ao assentamento da coluna no final do tempo de aplicação da pré-carga, demonstrando mais uma vez que ainda não se atingiu o final da consolidação.

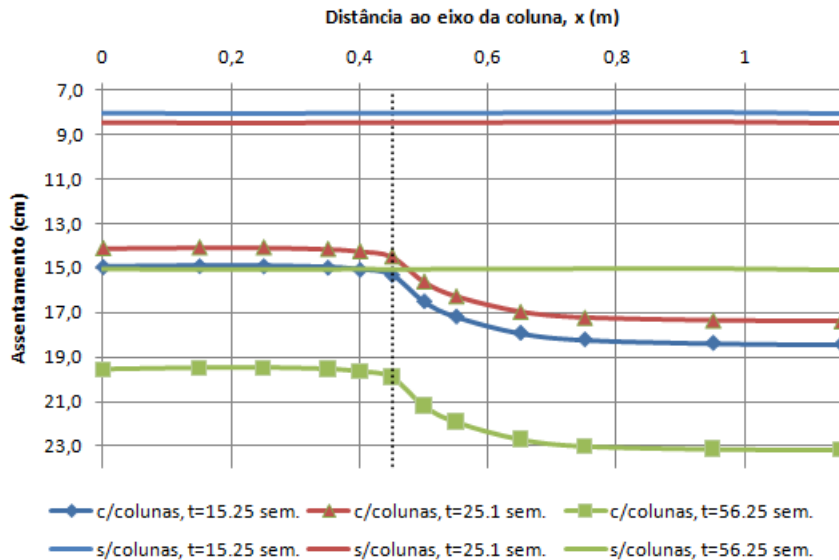


Fig. 7.6 – Assentamentos na base do aterro em diferentes instantes.

Na Figura 7.7 é possível observar os excessos de pressão neutra em diferentes instantes para caso sem colunas de brita.

Verifica-se claramente que o facto de não existir a coluna de brita e conseqüentemente uma fronteira drenante vertical, que permita a mais rápida dissipação dos excessos de pressão neutra, leva a que os excessos de pressão neutra sejam constantes segundo a direcção radial da célula e apresentem uma estratificação bem definida dos diferentes níveis de excesso de pressão neutra.

Pela mesma razão, também é possível constatar, tendo em consideração as figuras representativas dos excessos de pressão neutra no estudo base, que os excessos de pressão neutra no caso sem colunas de brita apresentam valores muito superiores, atingindo os valores da carga total aplicada no mesmo instante.

É possível verificar que no final do tempo do estudo (Fase 19) os excessos de pressão neutra apresentam-se ainda muito próximos dos verificados na Fase 18, apresentando um valor máximo de 57.5 kPa, pelo que pode-se concluir que a consolidação devida ao carregamento de 30 kPa e aos carregamentos anteriores está ainda longe de estar concluída. De facto, esta conclusão está de acordo com o verificado na evolução dos assentamentos, em que se verifica que no final da Fase 19 ainda se está longe de atingir o assentamento médio na base do aterro máximo obtido no estudo base, sendo que será substancialmente superior a este, uma vez que não existe reforço com colunas de brita.

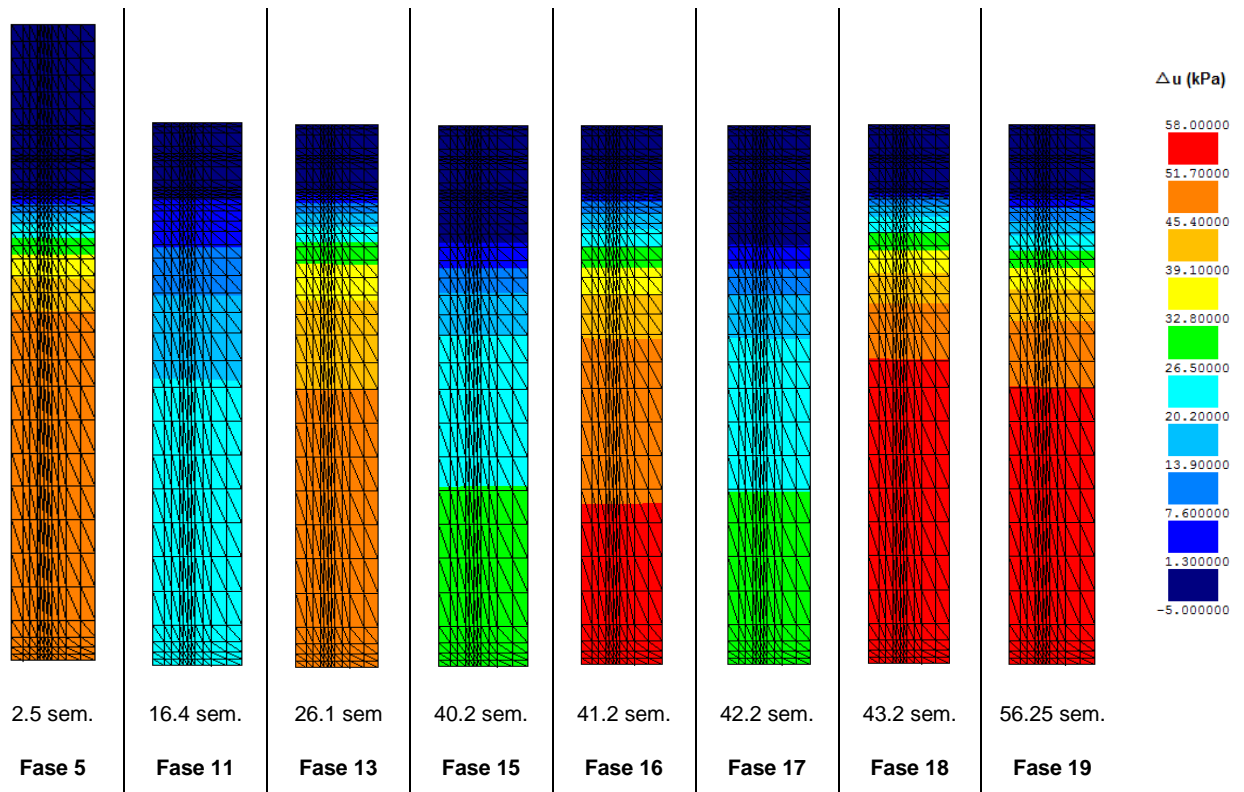


Fig. 7.7 – Excesso de pressão neutra em diferentes instantes, para o problema sem colunas de brita.

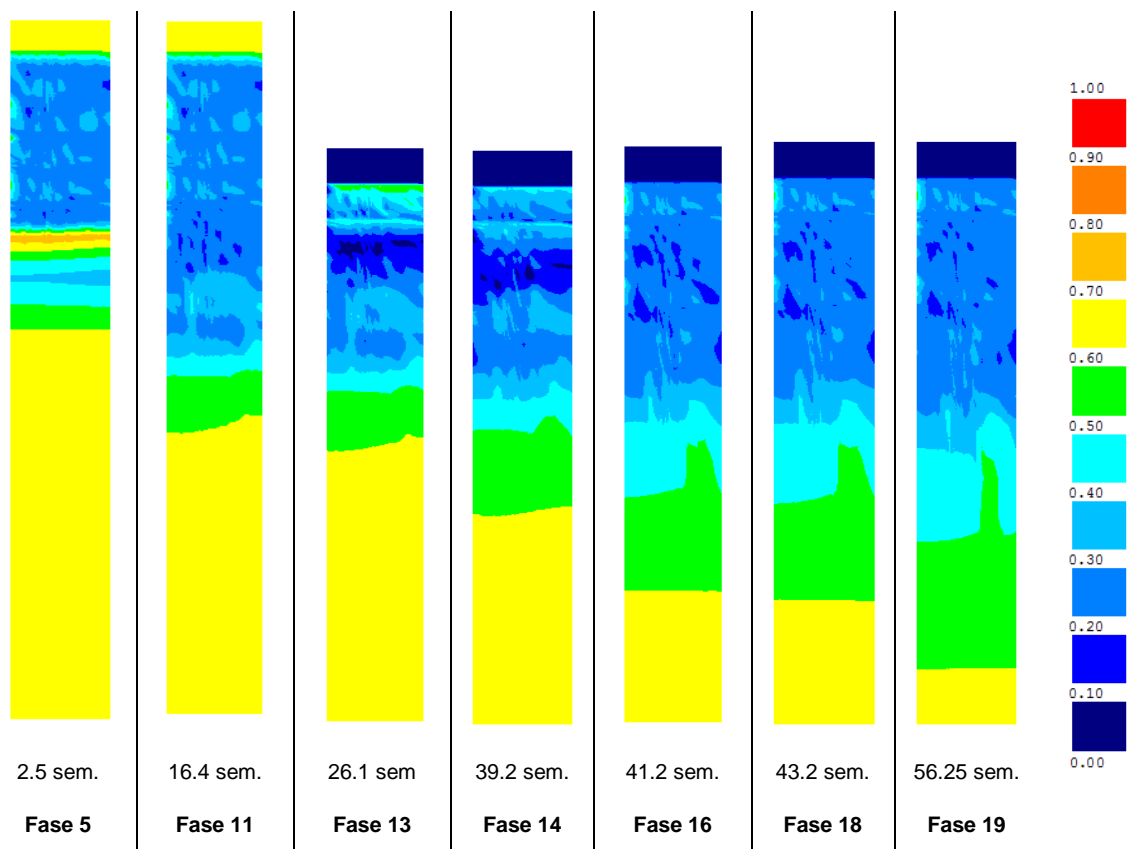


Fig. 7.8 – Níveis de tensão mobilizados em diferentes fases, para o problema sem colunas de brita.

Na Figura 7.8 ilustram-se através de mapas de colorações, os níveis de tensão mobilizados em diferentes instantes em que a consolidação ocorre em ramo virgem.

É possível observar na Figura 7.8, que existe, em geral, diminuição no solo mole do nível de tensão com o processo de consolidação.

Este facto deve-se a que se trata de um carregamento confinado (sem deslocamentos horizontais), com aumento da tensão média efectiva com a consolidação, o que provoca a diminuição do nível de tensão.

7.3. INFLUÊNCIA DA PRÉ-CARGA

7.3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste subcapítulo pretende-se analisar a influência da utilização do aterro de pré-carga no reforço de fundações de reservatórios de betão armado.

Assim, é feito o estudo de um problema em tudo semelhante ao problema base, em que são mantidas as colunas de brita mas não é aplicada a pré-carga, o que leva a que qualquer carregamento que se faça pela primeira vez se traduza em grandes assentamentos devido ao facto da consolidação estar a ocorrer em ramo virgem.

7.3.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

A Figura 7.9 apresenta a evolução do assentamento médio na base do aterro ao longo do tempo, no caso da não aplicação da pré-carga em comparação com a aplicação da pré-carga, correspondente ao problema base.

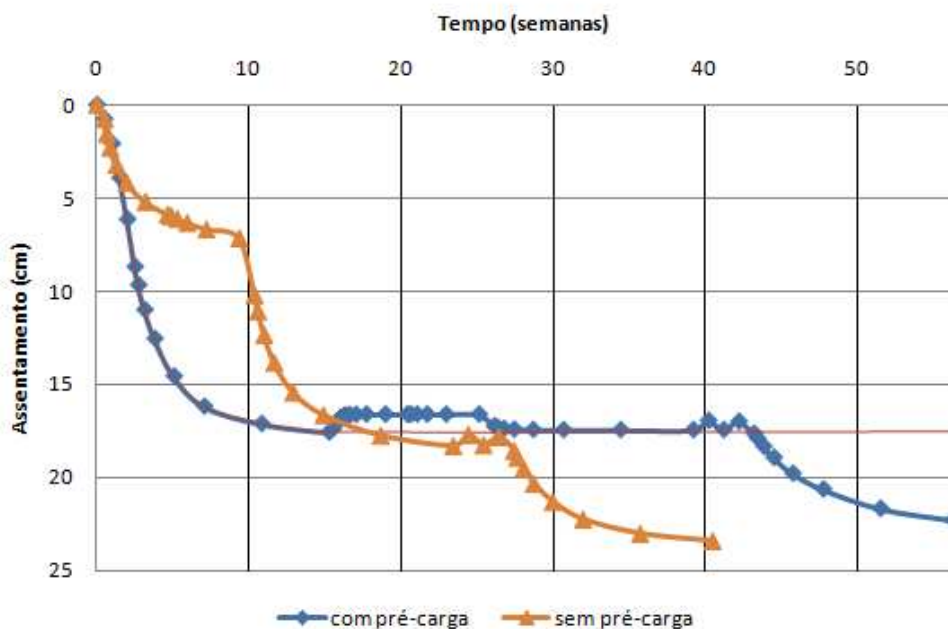


Fig. 7.9 – Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro, em função do tempo.

Verifica-se desde logo que mantendo todos os tempos pré-definidos, devido à não aplicação da pré-carga o problema termina aproximadamente às 40.5 semanas apresentando, no entanto, um assentamento médio da base do aterro aproximadamente igual ao obtido no problema base.

Importante também é o facto de se verificar, conforme referido anteriormente, que qualquer carregamento aplicado em ramo virgem provoca grandes assentamentos, facto esse que terá repercussões, conforme se verá adiante.

É possível verificar que apenas a execução da camada de 0.5 m de aterro e da laje de fundo do reservatório provocam um assentamento que às 10 semanas está estabilizado em 7 cm.

A Figura 7.10 mostra em pormenor a evolução do assentamento médio na base do aterro ao longo do tempo, no caso da não aplicação da pré-carga em comparação com a aplicação da pré-carga, correspondente ao problema base, a partir da construção da laje de fundo.

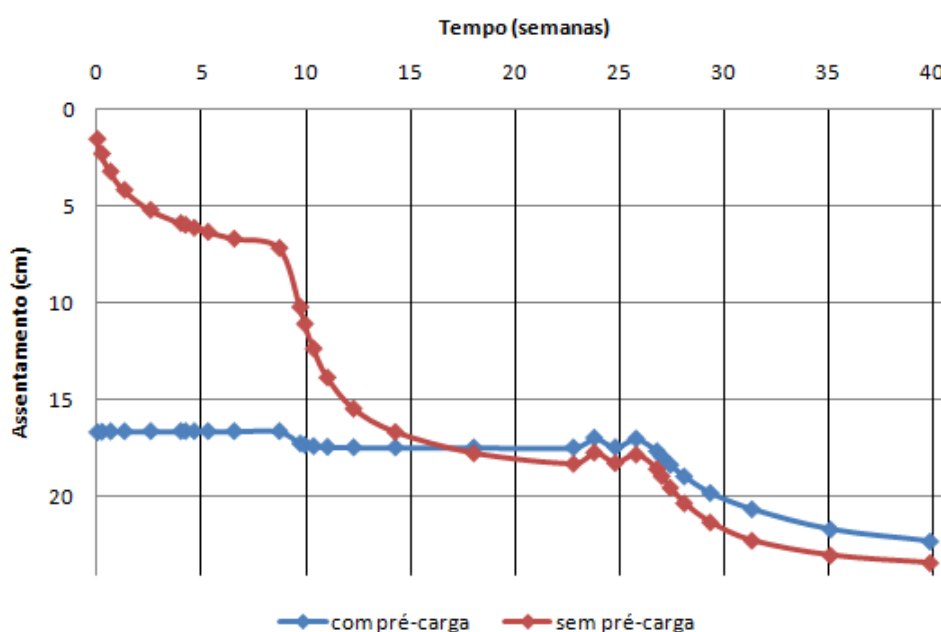


Fig. 7.10 – Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro, em função do tempo decorrido, a partir da construção da laje de fundo.

Tal como referido anteriormente, é possível observar que os carregamentos em ramo virgem provocam grandes assentamentos. Tal facto é visível aquando da construção da laje de fundo (0 semanas), da aplicação do primeiro carregamento de 25 kPa (7 semanas) e do carregamento de 30 kPa (26 semanas).

Mais uma vez, e tal como acontecia no caso da não utilização de colunas de brita, o facto de a laje ser executada quando grande parte dos assentamentos estão por acontecer, far-se-á sentir nos assentamentos da própria laje de fundo.

Verifica-se ainda, que os tempos de espera definidos no problema base estariam perfeitamente adequados no caso da não utilização da pré-carga, uma vez que, no final deste o assentamento está praticamente estabilizado e logo a consolidação devida aos diferentes carregamentos concluída.

É também visível que após a aplicação do último carregamento de 30 kPa o comportamento no caso em estudo é praticamente paralelo ao do problema base, apesar de ser 1 cm superior, o que seria de

esperar uma vez que os assentamentos devidos aos carregamentos anteriores estão praticamente concluídos e o carregamento total no instante é exactamente o mesmo.

Na Figura 7.11 apresenta-se a evolução do assentamento na base da laje de fundo, em função do tempo, do caso de estudo em comparação com o problema base.

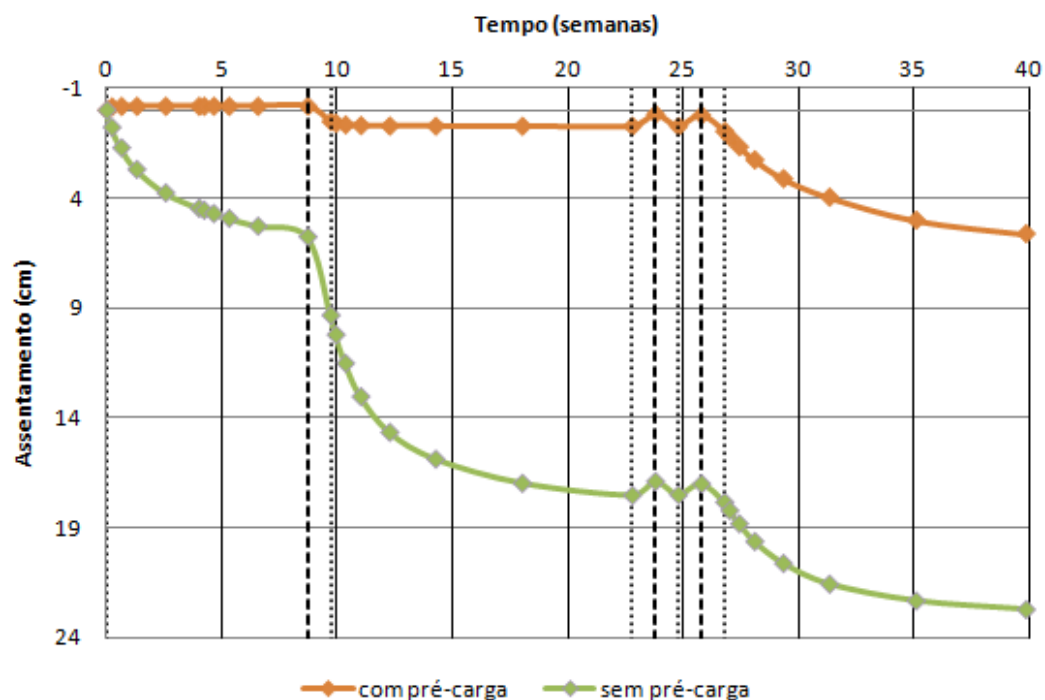


Fig. 7.11 – Evolução do assentamento médio na base da laje, em função do tempo decorrido.

É visível o facto de comparativamente com o problema base, o assentamento médio da base da laje ser muito superior e reflectir o comportamento na base do aterro, sendo, de facto, exactamente o mesmo.

A Figura 7.12 mostra, para o problema sem pré-carga, o perfil de assentamento na base da laje em diferentes instantes, da Fase 12 à Fase 19, enquanto a Figura 7.13 mostra em pormenor da Fase 14 à Fase 18.

Verifica-se pois, e tendo em consideração também a Figura 7.11, um assentamento que está a estabilizar para 6 cm na Fase 12 e que com o primeiro carregamento de 25 kPa evolui para 17.5 cm (Fase 14).

Após este carregamento, e como as variações da carga total são bastante rápidas, verifica-se um empolamento de apenas 6 mm seguido de novo assentamento para 17.5 cm e empolamento de 5 mm. Já com o carregamento final de 30 kPa verifica-se um assentamento para 23 cm (Fase 19), tal como acontece com a base do aterro.

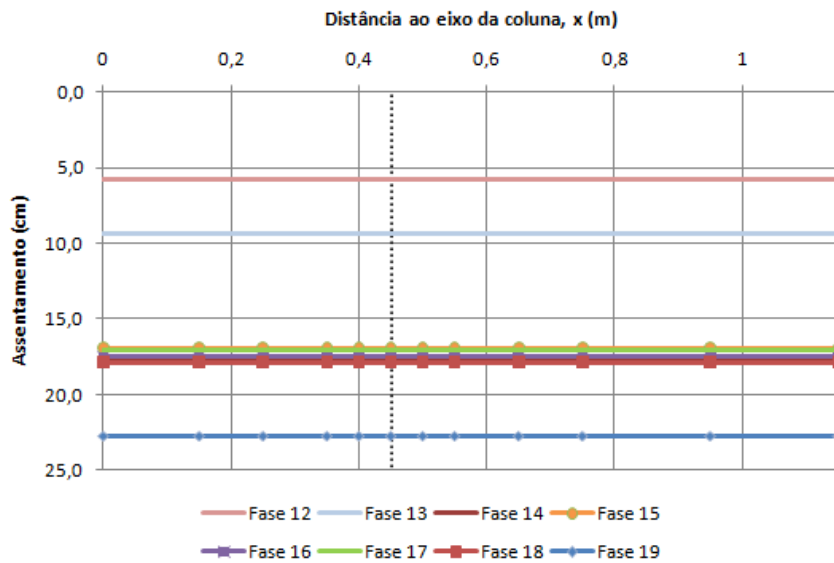


Fig. 7.12 – Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 12 a Fase 19) para o problema sem pré-carga.

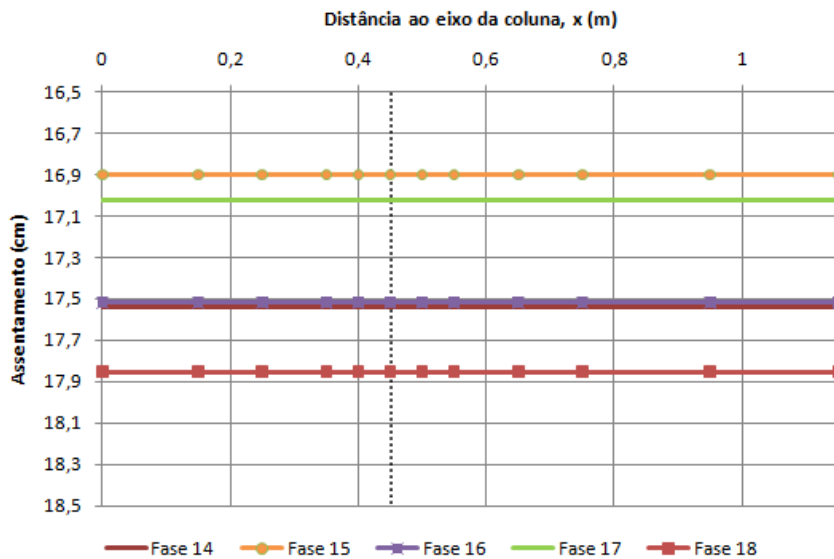


Fig. 7.13 – Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 14 a 18) para o problema sem pré-carga.

Na Figura 7.14 estão representados os perfis de assentamento em diferentes instantes para o caso em estudo e para o problema base.

Para o problema sem pré-carga, verifica-se, conforme seria de esperar, devido à presença da coluna de brita, uma diferença do assentamento sobre esta relativamente ao solo mole, diferença essa que aumenta com a evolução do tempo. É possível verificar que imediatamente antes da construção da laje de fundo o assentamento fica-se pelos 2 cm, sendo ligeiramente superior sobre o solo mole.

Antes da aplicação do primeiro carregamento de 25 kPa atinge os 6 cm, tendo aumentado a diferença entre a coluna e o solo mole. Verifica-se também que ao contrário do problema base, não ocorre empolamento mas um crescimento contínuo do assentamento, conforme verificado anteriormente.

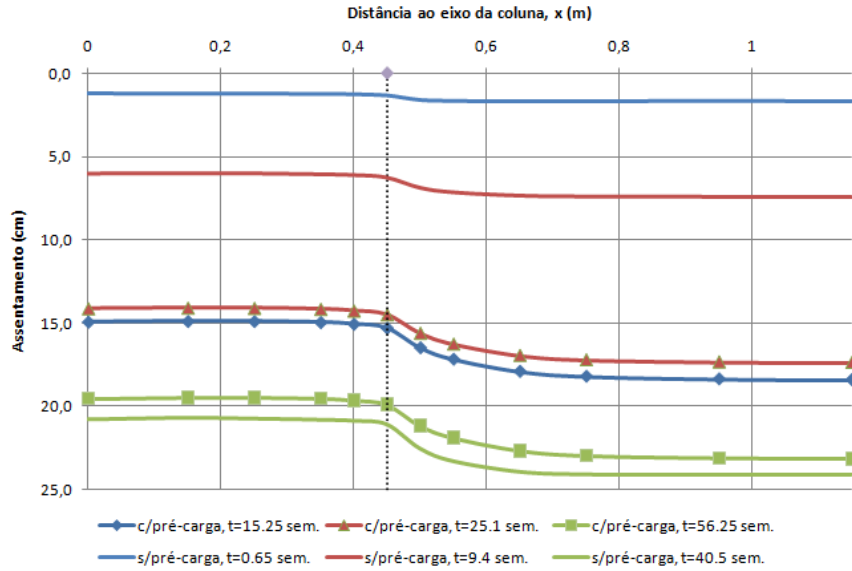


Fig. 7.14 – Assentamento na base do aterro, em função do tempo decorrido.

A Figura 7.15 mostra os excessos de pressão neutra em diferentes instantes do caso em estudo sem pré-carga.

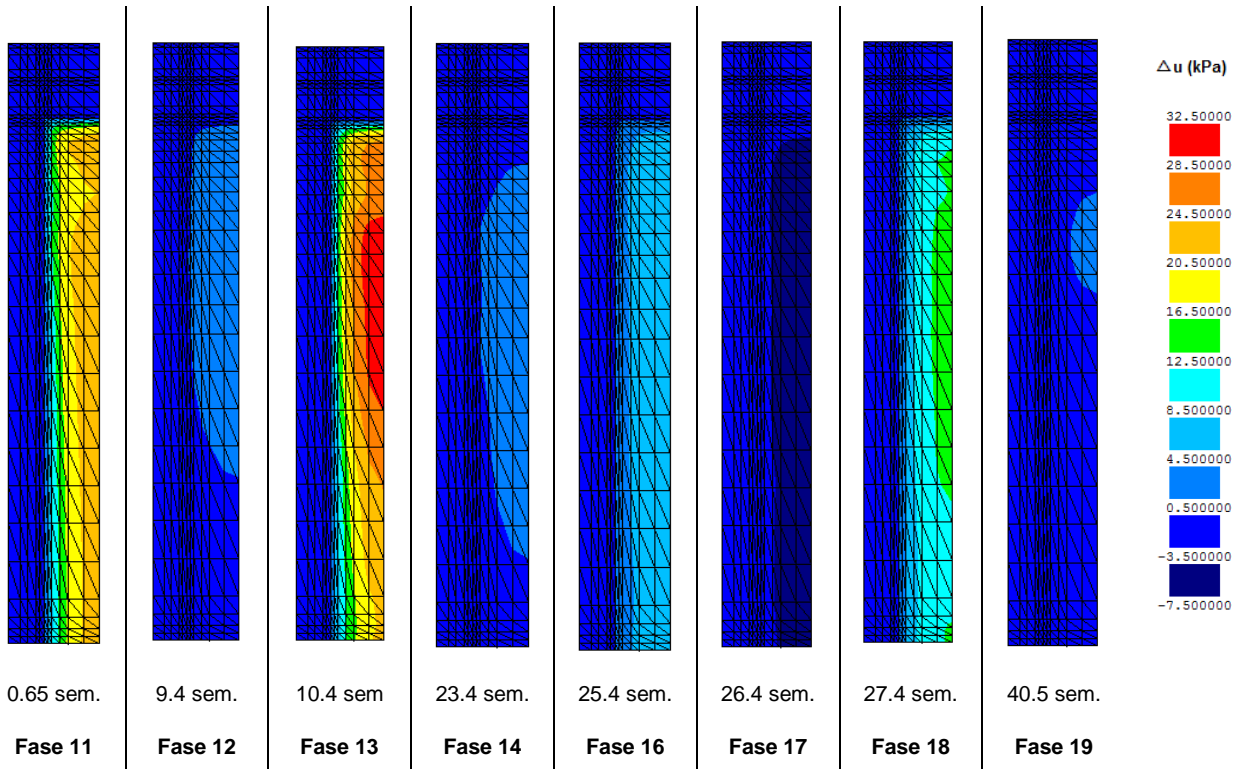


Fig. 7.15 – Excesso de pressão neutra em diferentes instantes do problema sem pré-carga.

É possível verificar que neste caso, conforme seria de esperar, os excessos de pressão neutra são muito semelhantes em forma aos do problema base, uma vez que em ambos os casos existe a coluna de brita, apresentando, no entanto, valores ligeiramente mais elevados em todos os instantes (isto porque a consolidação é mais lenta devido ao solo e a brita estarem, em geral, em regime de compressão virgem).

Verifica-se que a construção da laje de fundo (Fase 11) gera pressões neutras positivas algo significativas e que até ao final da Fase 12 estes excessos estão praticamente dissipados.

Pela mesma razão, é possível verificar que o primeiro carregamento de 25 kPa (Fase 13) gera pressões neutras significativas e que no final da Fase 14 estão praticamente dissipados na sua totalidade, sendo que acontece o mesmo com o carregamento de 30 kPa, Fase 18 e Fase 19, respectivamente.

Tal como acontecia no problema base, verifica-se que a descarga provoca excessos de pressão neutra negativos, sendo estes, neste caso, também ligeiramente maiores do que os verificados no problema base.

Na Figura 7.16 ilustram-se através de mapas de colorações, os níveis de tensão mobilizados em diferentes instantes em que a consolidação ocorre em ramo virgem.

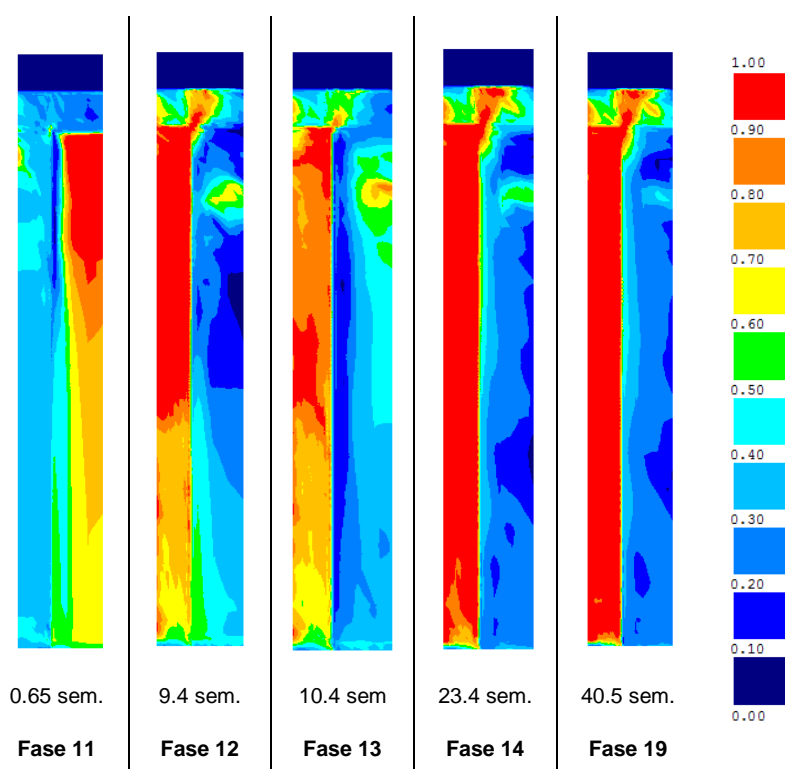


Fig. 7.16 – Níveis de tensão mobilizados em diferentes instantes do problema sem pré-carga.

É possível observar na Figura 7.16, que tal como acontecia no estudo do aterro reforçado com colunas de brita, numa primeira fase é atingido o estado crítico no solo mole, devido à construção da laje de fundo (Fase 11), e com o decorrer da consolidação, e conseqüente transferência de cargas para a coluna, verifica-se que esta passa a estar em grande parte em estado crítico (Fase 12).

Com o primeiro carregamento de 25 kPa (Fase 13 e Fase 14) é possível verificar que após haver uma ligeira diminuição do nível de tensão na coluna, este evolui para o estado crítico em quase toda a coluna, sendo que no final do tempo de estudo (Fase 19) já toda a coluna está em estado crítico.

7.4. INFLUÊNCIA DA UTILIZAÇÃO DE COLUNAS DE BRITA E PRÉ-CARGA EM CONJUNTO

7.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O presente subcapítulo pretende mostrar a influência da utilização de colunas de brita e pré-carga em simultâneo no reforço de fundações de reservatórios de betão armado.

Assim, tal como anteriormente, é feito o estudo de um problema em tudo semelhante ao problema base, mas em que não são utilizadas colunas de brita nem aterro de pré-carga, o que leva a que exista menos uma fronteira drenante, correspondente à interface coluna/solo, mas mantendo-se todas as outras condições inalteradas, e a que qualquer carregamento que se faça pela primeira vez se traduza em grandes assentamentos devido a não existir reforço com colunas de brita e ao facto da consolidação estar a ocorrer em ramo virgem.

7.4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

Na Figura 7.17 está representada a evolução do assentamento médio na base do aterro ao longo do tempo no caso sem reforços em comparação com o problema base.

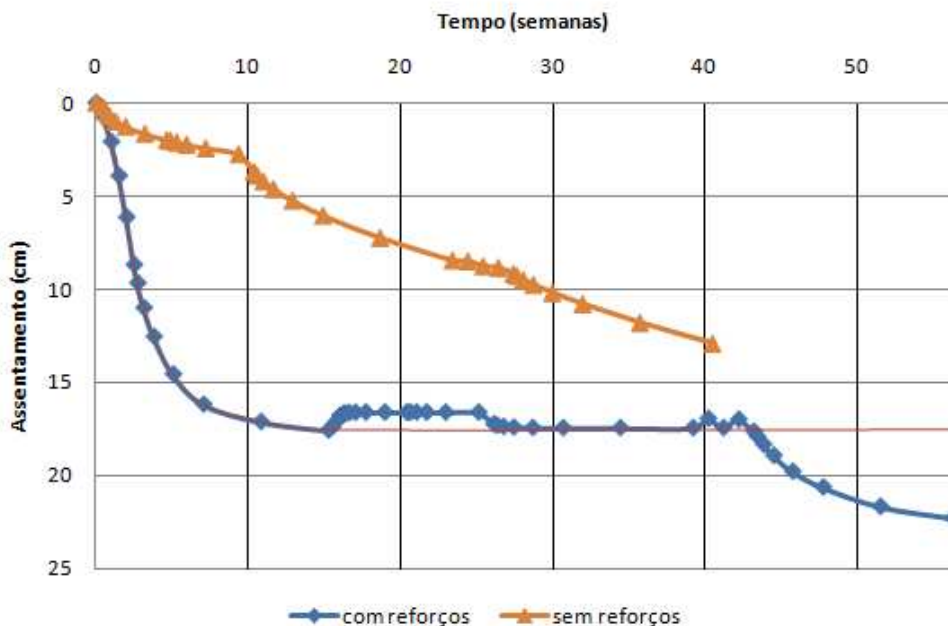


Fig. 7.17 – Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo comparativamente com o sistema sem reforços, na base do aterro.

Tal como acontecia com o caso da não utilização da pré-carga o caso em estudo termina às 40,5 semanas e tal como acontecia no caso de não utilização de colunas verifica-se uma mais lenta evolução do assentamento médio devida à mais lenta dissipação dos excessos de pressão neutra.

Verifica-se que a evolução do assentamento devido à construção do aterro e laje de fundo ocorre de uma forma bastante lenta, pelo que às 10 semanas, antes da aplicação do primeiro carregamento de 25 kPa, o assentamento apresenta o valor de 3 cm enquanto que com a existência de sistemas de reforço o assentamento chega aos 17.6 cm (15.25 semanas), apresentando mesmo a curva um ligeiro atenuar da inclinação.

Após a aplicação do primeiro carregamento, verifica-se que os assentamentos continuam a evoluir, agora de uma forma bastante mais rápida.

Na Figura 7.18 é possível observar em pormenor a evolução do assentamento médio do conjunto coluna de brita/solo mole, na base do aterro, em função do tempo, em comparação com a evolução do assentamento médio da célula sem a existência de reforços, no período após a construção da laje de fundo do reservatório de betão armado.

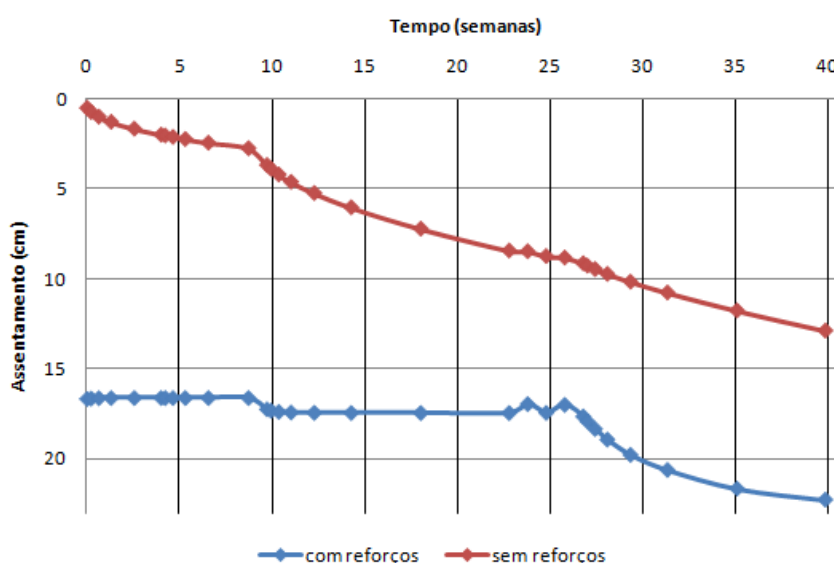


Fig. 7.18 – Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo comparativamente com o sistema sem reforços, na base do aterro.

É visível nesta figura, assim como na anterior, que após a construção da laje de fundo, é que ocorrem quase a totalidade dos assentamentos, tal como seria de esperar devido ao facto de não se utilizar a pré-carga.

Verificam-se também pequenas variações na velocidade de evolução dos assentamentos, correspondentes às variações da carga aplicada. Pode-se verificar que após a aplicação do primeiro carregamento de 25 kPa o assentamento médio continua a crescer já a um ritmo superior e que se mantém praticamente constante apesar da variação dos carregamentos que por serem rápidos não se fazem sentir de forma particularmente significativa, tal como acontecia no caso da não aplicação de pré-carga.

Constata-se que, conforme o caso em que não são utilizadas colunas de brita, no final do tempo de estudo, a consolidação está ainda longe da conclusão, apresentando o assentamento um valor aproximado de apenas 13 cm.

A Figura 7.19 apresenta a evolução do assentamento médio na base da laje de fundo do reservatório, depois da construção desta, para o caso em estudo comparativamente com o problema base.

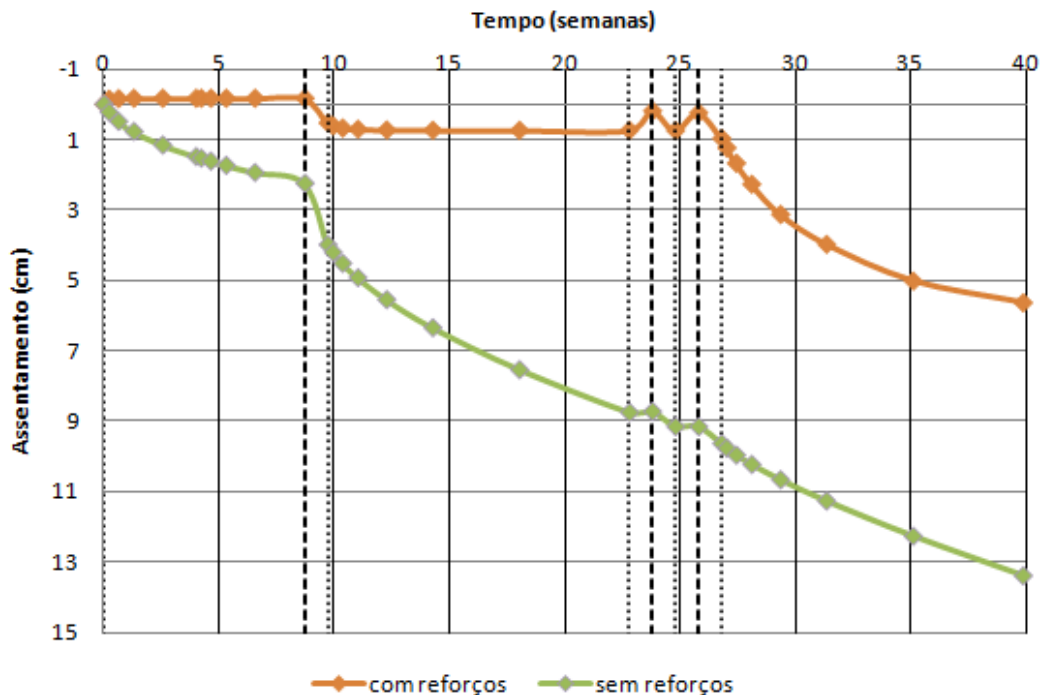


Fig. 7.19 – Evolução do assentamento médio na base da laje, em função do tempo decorrido.

Tal como verificado nos dois casos anteriores, e conforme seria de esperar, uma vez que praticamente não ocorreram assentamentos antes da construção da laje de fundo, devido ao facto de não ter sido construído o aterro de pré-carga, os assentamentos que se verificam devido aos carregamentos e à própria construção da laje e aterro de fundação são muito mais expressivos que no estudo base, sendo especialmente de salientar as diferenças no caso de aplicação de cargas inferiores ao valor da pré-carga.

Uma vez que não existem colunas de brita que ajudem a dissipar os excessos de pressão neutra e consequentemente a acelerar a consolidação, não se verificam os grandes patamares de assentamento visíveis na Figura 7.11, o que indica que o assentamento ocorre a uma velocidade relativamente constante nos diferentes intervalos entre os carregamentos, correspondendo as excepções a este comportamento exactamente aos instantes de variação dos carregamentos.

Verifica-se que até à aplicação do primeiro carregamento de 25 kPa o assentamento tende aproximadamente para os 2.5 cm, apresentando de seguida uma evolução brusca devido ao carregamento mas que rapidamente se atenua.

A aplicação do segundo carregamento de 25 kPa e do carregamento de 30 kPa praticamente não se fazem sentir, mantendo-se a evolução dos assentamentos praticamente ao mesmo ritmo (devido ao aumento da carga total aplicada).

A Figura 7.20 apresenta os perfis de assentamento em diferentes instantes, da Fase 12 à Fase 19 e a Figura 7.21, da Fase 14 à Fase 18, respectivamente, no caso em estudo, sem colunas de brita nem pré-carga.

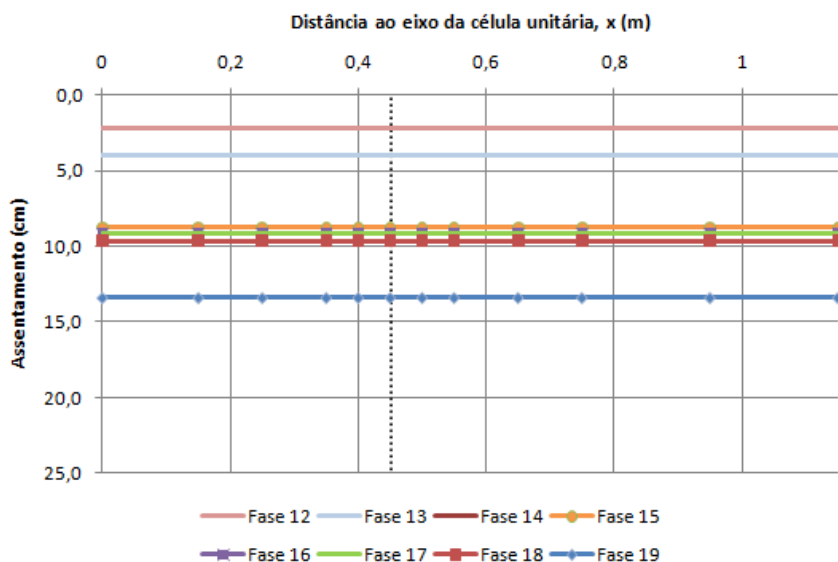


Fig. 7.20 – Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 12 a Fase 19).

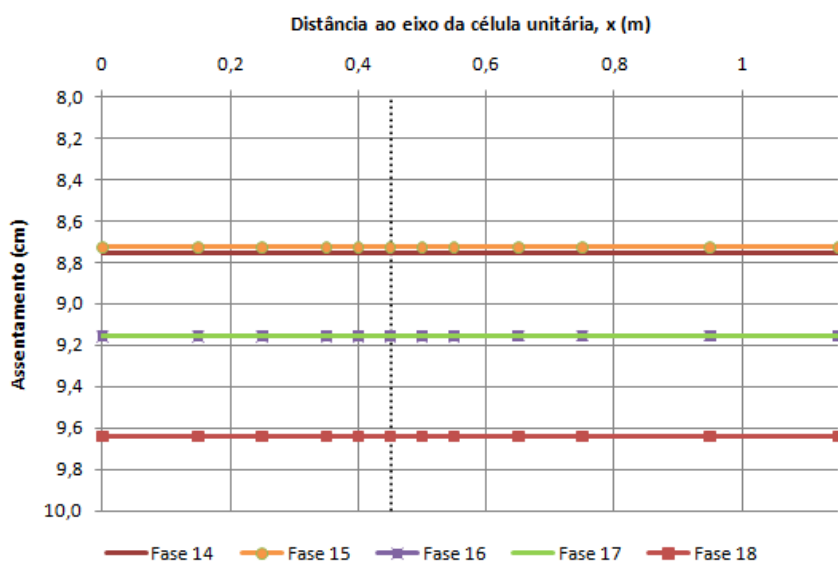


Fig. 7.21 – Assentamentos na base da laje em diferentes instantes (Fase 14 a 18).

Verifica-se, conforme mencionado anteriormente, que a evolução dos assentamentos ocorre a um ritmo praticamente constante, uma vez que para intervalos de tempo semelhantes apresentam-se evoluções dos perfis de assentamento semelhantes.

É também possível observar que as descargas praticamente não provocam empolamento, uma vez que este não chega aos milímetros.

Na Figura 7.22 é possível observar os perfis de assentamento na base do aterro em diferentes instantes para os dois casos.

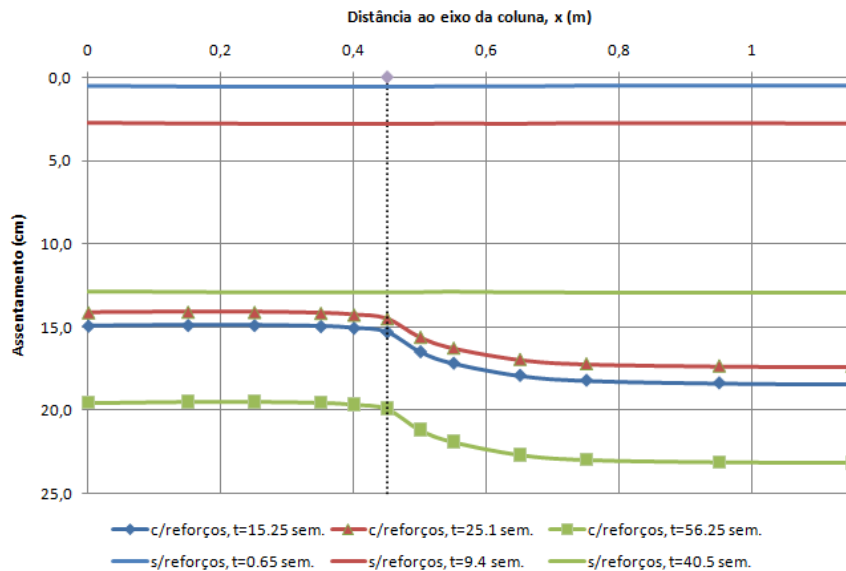


Fig. 7.22 – Evolução do assentamento médio, na base do aterro, para os dois casos em estudo.

Mais uma vez, para o problema sem reforços, devido à inexistência de colunas de brita, verifica-se uma uniformidade do assentamento segundo a distância radial, e é possível verificar também a evolução mais lenta dos assentamentos, conforme referido anteriormente.

A Figura 7.23 mostra os excessos de pressão neutra em diferentes instantes do caso em estudo, sem reforços.

Constata-se desde logo que o comportamento dos excessos de pressão neutra é praticamente igual ao caso da não utilização apenas de colunas de brita e que as características e conclusões são praticamente as mesmas.

A única diferença assinalável verifica-se no facto de, devido a não ser aplicada também a pré-carga, serem atingidos valores de excesso de pressão neutra superiores a menores profundidades.

Na Figura 7.24 ilustram-se através de mapas de colorações, os níveis de tensão mobilizados em diferentes instantes em que a consolidação ocorre em ramo virgem.

Com o decorrer da consolidação, verifica-se que o nível de tensão diminui, em geral, tal como acontecia no caso sem colunas de brita e com pré-carga, pelas mesmas razões então referidas.

É ainda possível verificar nas Fases 12 e 13 a existência de uma zona intermédia com um nível de tensão superior às zonas adjacentes mas que com a consolidação desaparece.

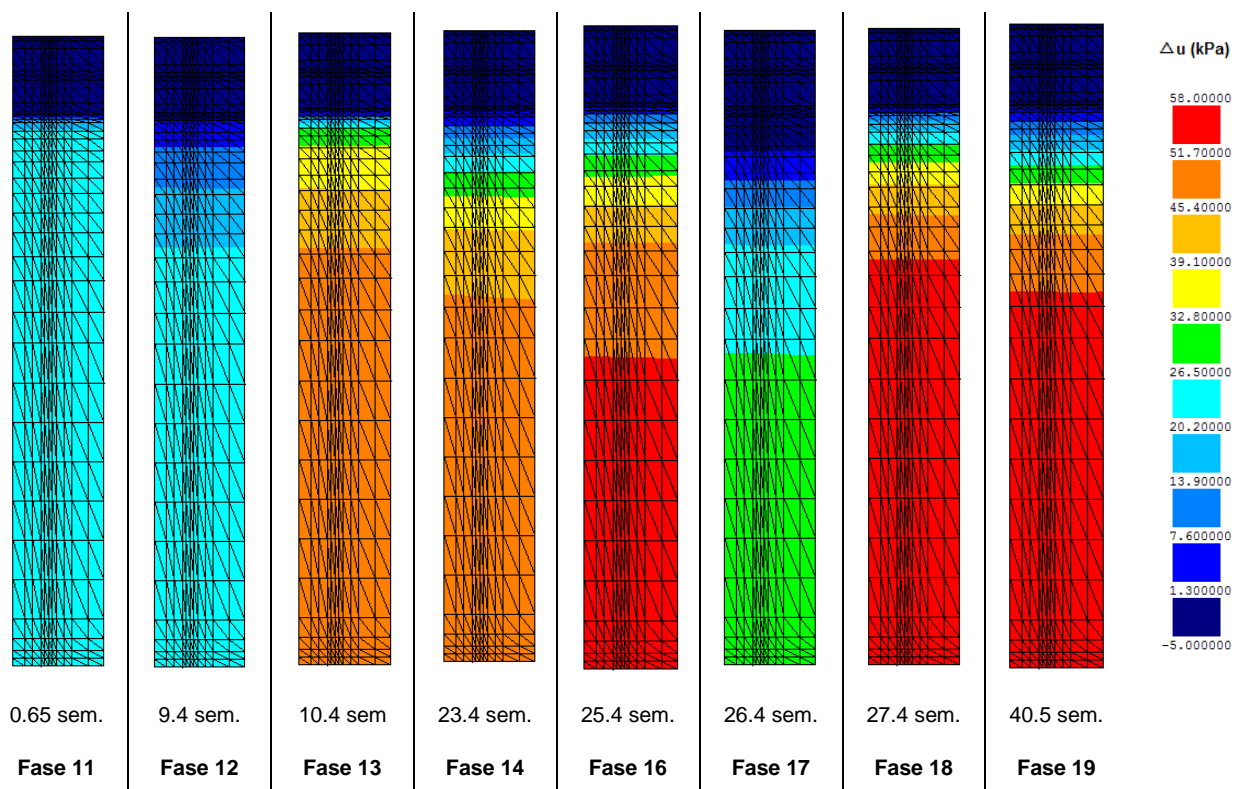


Fig. 7.23 – Excesso de pressão neutra em diferentes instantes, para o problema sem colunas de brita nem pré-carga.

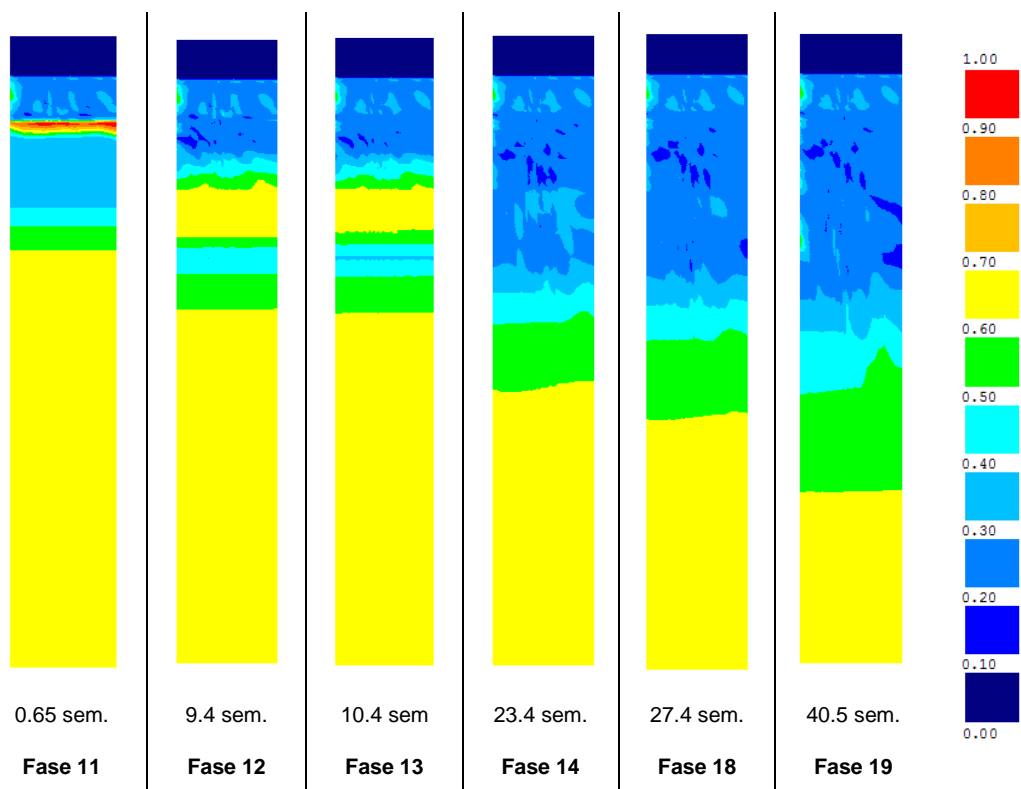


Fig. 7.24 – Níveis de tensão mobilizados em diferentes fases, para o problema sem colunas de brita nem pré-carga.

7.5. INFLUÊNCIA DO TEMPO DE PRÉ-CARGA

7.4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com o presente subcapítulo pretende-se mostrar a influência que tempo de aplicação do aterro de pré-carga tem na evolução dos assentamentos quer na base do aterro quer na base da laje de fundo do reservatório de betão armado.

A variação do tempo de aplicação da pré-carga traduz-se no nível de consolidação que se consegue atingir para um determinado carregamento e conseqüentemente no carregamento máximo que se pode aplicar ao solo sem que este sofra os efeitos de uma consolidação em ramo virgem com grandes valores de assentamento.

Para maior simplicidade adoptaram-se números índice para designar os diferentes tempos de aplicação da pré-carga e apresenta-se o Quadro 7.1 com o resumo dos tempos de aplicação desde o início da construção do mesmo aterro.

Quadro 7.1 – Resumo dos tempos de aplicação de pré-carga.

Referência	Tempo de aplicação
T0	3.5 meses
T1	4 meses
T2	3 meses
T3	2.5 meses
T4	2 meses

7.4.2. ANÁLISE DE RESULTADOS

A Figura 7.25 mostra a evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro, para diferentes tempos de aplicação da pré-carga.

Da análise da figura constata-se, conforme esperado, que quanto menor o tempo de aplicação de pré-carga, menor também o assentamento após o período de aplicação e após a remoção do mesmo.

Constata-se também, que independentemente do tempo de aplicação da pré-carga, o assentamento quer após a aplicação do primeiro carregamento de 25 kPa quer após a aplicação do carregamento de 30 kPa, tende para os valores do assentamento do problema base. De facto, tal deve-se exclusivamente ao facto de a carga total nesses instantes ser igual em ambos os problemas.

Na Figura 7.26 apresenta-se em pormenor a evolução do assentamento médio na base do aterro imediatamente após o final do tempo de aplicação da pré-carga.

É possível observar que o comportamento da evolução do assentamento médio em todos os casos é bastante semelhante, sendo que verifica-se que o assentamento médio na base do aterro no fim do tempo de aplicação de pré-carga não varia mais do que 1 cm (T4), no máximo, relativamente ao tempo base (T0), apesar de se reduzir o tempo de aplicação de pré-carga em 1.5 meses, de 3.5 meses para 2 meses. No entanto, apresentam-se algumas diferenças, nomeadamente, após a aplicação do primeiro carregamento de 25 kPa e do carregamento de 30 kPa.

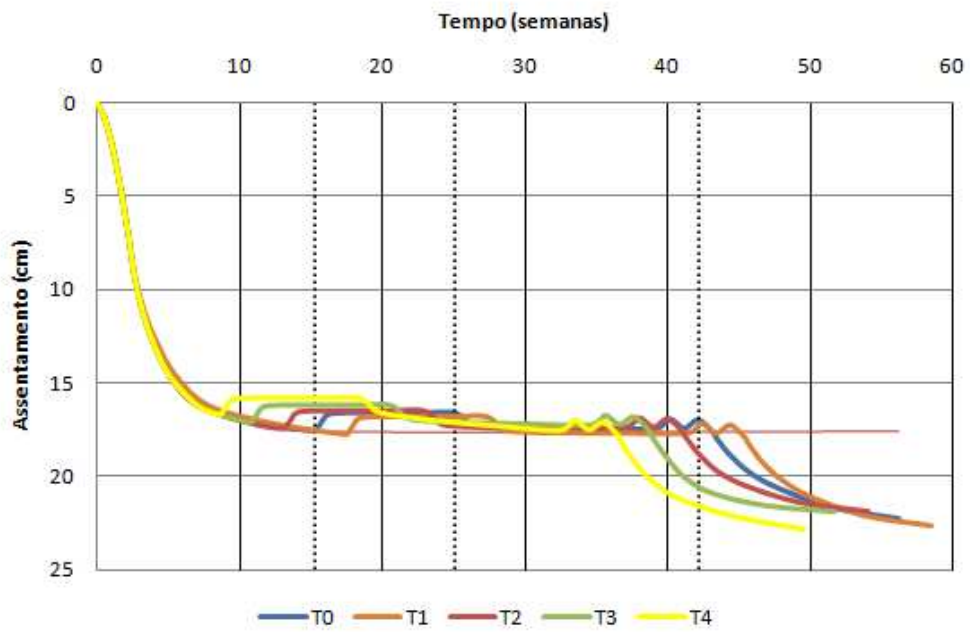


Fig. 7.25 – Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro ($z=0m$), em função do tempo decorrido, para diferentes tempos de aplicação de pré-carga.

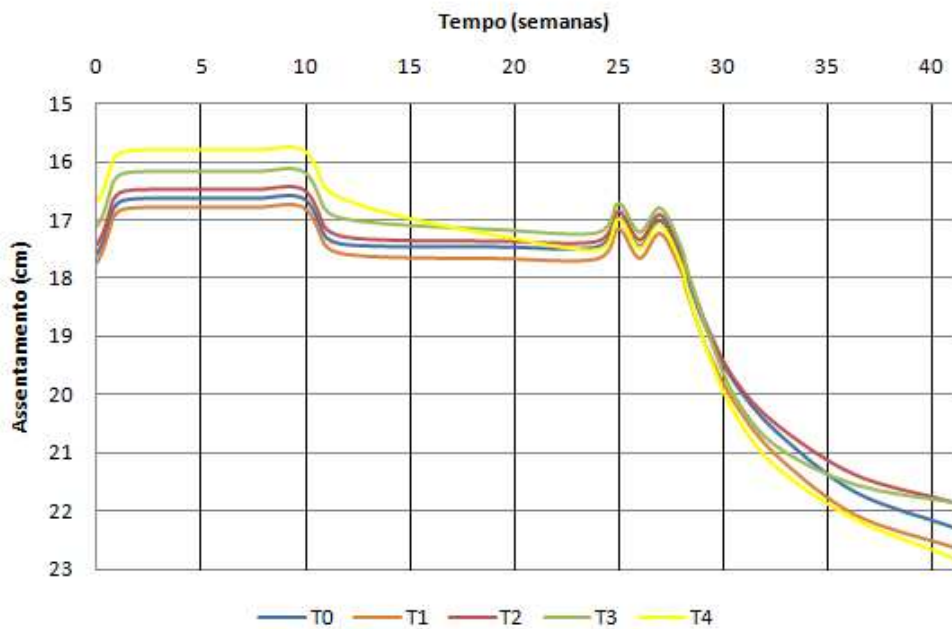


Fig. 7.26 – Evolução do assentamento médio do conjunto coluna/solo, na base do aterro, em função do tempo decorrido, para diferentes tempos de pré-carga, a partir do final do tempo de pré-carga.

Após a aplicação do primeiro carregamento de 25 kPa é possível verificar que todos os casos apresentam um comportamento semelhante, no entanto, quanto menor o tempo de aplicação da pré-carga maior é a diferença entre o assentamento antes e depois da aplicação do referido carregamento. De facto, é identificável a maior inclinação das curvas de assentamento dos casos T3 e T4, sendo que nesta última é claramente visível que o tempo de aplicação da pré-carga é insuficiente para garantir a consolidação necessária para que com o carregamento não ocorram assentamentos maiores.

A Figura 7.27 apresenta a evolução do assentamento médio, em função do tempo, na base da laje de fundo do reservatório, após a construção desta.

É possível observar que o tempo de aplicação escolhido para o problema base (3.5 meses) poderia ter sido inferior, no caso de haver a certeza da não ultrapassagem do valor de carga máxima.

Verifica-se que se se optasse por um tempo de aplicação de pré-carga de 3 meses (T2) o assentamento médio no final do tempo de estudo seria inferior e ocorreria ligeiramente mais rápido. Se o tempo de pré-carga escolhido fosse de 2.5 meses (T3), curiosamente, o assentamento no final do tempo de estudo seria aproximadamente igual ao verificado em T2, sendo que a estabilização do assentamento ocorre de forma mais rápida. No entanto, em termos globais estas diferenças são pouco expressivas.

Já no caso de o tempo de aplicação da pré-carga se limitar a 2 meses (T4) já não se verificam os mesmos benefícios, uma vez que o valor do assentamento médio varia bastante e no final do tempo de estudo é mesmo ligeiramente superior ao obtido no caso T1.

Verifica-se também que o aumento do tempo de aplicação da pré-carga para 4 meses (T1) não traz benefícios relevantes uma vez que o comportamento dos assentamentos é idêntico ao problema base e no final do problema base o assentamento é ligeiramente superior.

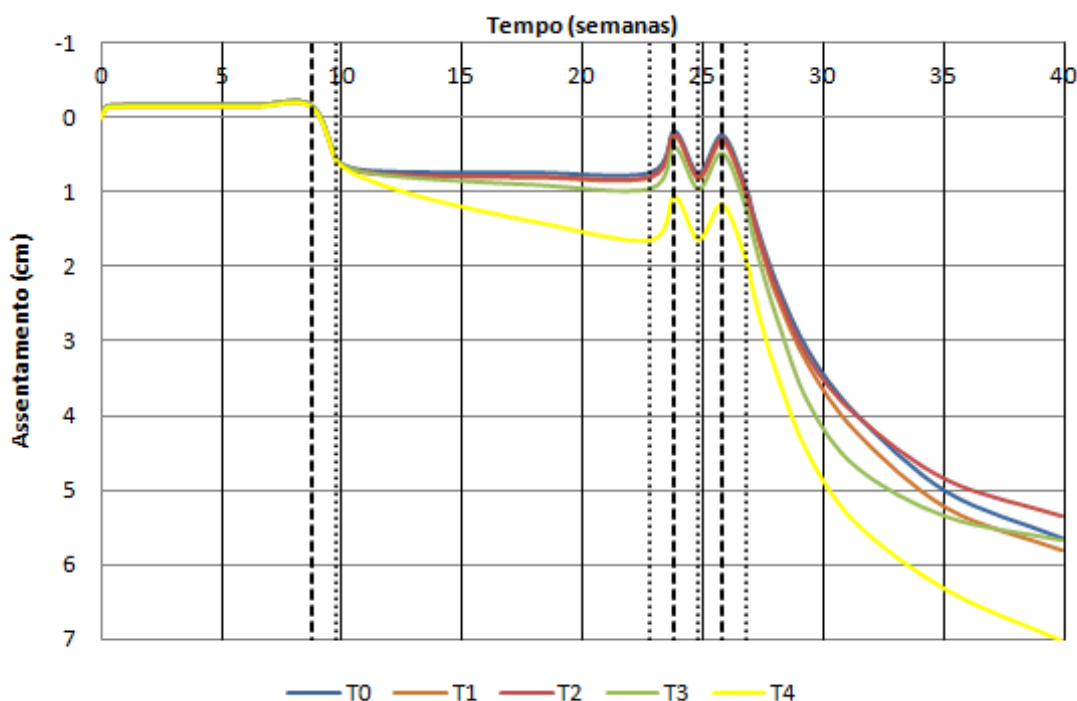


Fig. 7.27 – Evolução do assentamento médio na base da laje, em função do tempo decorrido.

Constata-se que a variação do tempo de aplicação dentro do intervalo estudado não leva a variações significativas do comportamento do assentamento da base da laje de fundo. A exceção verifica-se no caso T4 (2 meses) que apresenta um comportamento bastante distinto dos restantes. De facto, a aplicação de pré-carga durante apenas 2 meses leva a que, devido ao facto de a consolidação não ter decorrido na sua totalidade, os assentamentos que se verificam no aterro e consequentemente na laje de fundo do reservatório, após a aplicação do primeiro carregamento de 25 kPa ocorram em grande parte em ramo virgem e consequentemente tenham valores elevados.

Uma vez que também a consolidação provocada por este carregamento não se encontra concluída aquando do carregamento de 30 kPa, os assentamentos verificados após este carregamento ocorrem de forma bastante rápida e atingem um valor 1.5 cm superior ao do problema base.

Fica portanto claro que no caso em estudo, não se deveria adoptar um tempo de aplicação da pré-carga inferior a 2.5 meses.

8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao finalizar o presente trabalho, com o qual se pretendeu contribuir para melhor compreender os complexos fenómenos associados ao reforço de fundações de reservatórios de betão armado com colunas de brita e pré-carga, entende-se ser pertinente tecer algumas considerações finais e sugerir alguns tópicos a desenvolver em trabalhos futuros.

Inicialmente foi feita uma apresentação dos sistemas de reforço usados no âmbito deste estudo, as colunas de brita e a pré-carga, evidenciando-se os objectivos da sua utilização, os métodos de execução e o seu dimensionamento.

Posteriormente foi feita uma introdução ao modelo numérico usado no estudo, que se baseia 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.

Com um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos, foi modelado inicialmente um problema abordando o estudo de um aterro reforçado com colunas de brita usando o conceito de célula unitária, composto por uma coluna de brita, pelo solo mole envolvente e pelo aterro, em condições axissimétricas, tendo como objectivo a compreensão do comportamento da obra, durante e após a construção.

O estudo do aterro reforçado com colunas de permitiu retirar algumas conclusões:

- a carga materializada pela construção do aterro é transmitida para as colunas essencialmente através de dois mecanismos, a mobilização do mecanismo de efeito de arco no corpo do aterro e a mobilização do mecanismo de efeito de arco no solo de fundação;
- 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;
- 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.

Usando o conhecimento sobre o comportamento do solo de fundação no estudo do aterro procedeu-se ao estudo do problema base nos mesmos moldes do estudo do aterro, e que consistia na análise do reforço de fundações com colunas de brita e pré-carga em reservatórios de betão armado, e interpretou-se o comportamento do sistema, analisando detalhadamente diversas grandezas, tais como deslocamentos verticais, tensões efectivas, pressão neutra e deformação, tal como foi feito no estudo do aterro.

Finalmente, e com o objectivo de melhor compreender a influência dos sistemas de reforço aplicados no âmbito deste estudo, procedeu-se a uma análise da sua influência no comportamento do solo e consequentemente da laje de fundo do reservatório.

O estudo do problema-base e o estudo da influência dos sistemas de reforço efectuados permitiram avaliar o comportamento destas obras e a influência dos sistemas de reforço na resposta do sistema solo-coluna ao longo do tempo, cujas principais conclusões se passam a enunciar:

- após a aplicação da pré-carga, quaisquer variações do carregamento que não ultrapassem a carga máxima aplicada pela pré-carga, não provocam assentamentos superiores a 1cm;
- a camada de aterro regularizada para a construção da laje de fundo do reservatório absorve os pequenos assentamentos diferenciais entre a coluna de brita e o solo mole, após o tempo de aplicação da pré-carga;
- verifica-se um efeito de aceleração da consolidação provocado pelas colunas de brita;
- verifica-se a redução dos assentamentos após a construção da laje, devido à aplicação da pré-carga;
- a aplicação dos dois métodos em conjunto é bastante benéfica, uma vez que permite atingir o assentamento pretendido num curto espaço de tempo;
- o tempo de aplicação da pré-carga deve ser bem estudado uma vez que o intervalo temporal, que permite a obtenção dos melhores resultados, é curto.

Em termos de desenvolvimentos futuros dentro do âmbito deste tema, sugere-se um estudo mais aprofundado sobre os seguintes aspectos:

- a monitorização completa de casos de obra que possam posteriormente ser comparados com resultados numéricos;
- a realização de estudos paramétricos versando a espessura do estrato mole, o ângulo de atrito da brita, a deformabilidade do aterro, da brita e do solo de fundação, a altura do aterro, a espessura da laje, o diâmetro da coluna, o coeficiente de substituição, etc.;
- 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;
- a realização de estudos paramétricos com a variação simultânea de dois parâmetros, que permitiria ter uma visão mais ampla do comportamento do sistema com esta tipologia de reforço;
- 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.

BIBLIOGRAFIA

- 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 Elgamel, A. (2004). *Mitigation of Liquefaction and Associated Ground Deformations by Stone Columns*. Engineering Geology 72. pp 275-291.
- Balaam, N.P., 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., 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. May 1983, Vol.1. pp. 199-204.
- Barksdale, R.D., Bachus, R.C. (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.
- Bergado, D.T., Alfaro, M.C., Chai, J.C. (1991). *The Granular Pile: Its Present State and Future Prospects for Improvement of Soft Bangkok Clay*. Geotechnical Engineering Journal, Vol. 22, No.2, pp. 143-175.
- Bhushan, K., Dhingra, A., Scheyhing, C., Zhai, E. (2004). *Ground Improvement by Stone Columns and Surcharge at a Tank Site*. Fifth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Abril de 2004, Nova York, pp. 8.36.
- 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. N°2. pp. 155-164.
- Borges, J. L. (1995). *Aterros sobre Solos Moles Reforçados com Geossintéticos. Análise e Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Borges, J. L. (1997). *Aterros Sobre Solos Moles*. Sebenta da disciplina de Obras Geotécnicas leccionada na FEUP, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Candeias, M. *Processos de Melhoramento de Solos por Vibração Profunda: Vibrosubstituição e Vibrocompactação*. Outubro de 2008. http://www.piniweb.com/datapini/bancomateriais/images/Reforco_de_solos_com_brita.pdf. Junho de 2010
- CEN. (2003). *Execution of special geotechnical Works. Ground treatment by deep vibration*. CEN/TC 288 N 269.
- Correia, R. (1982). *Aplicação de modelos matemáticos ao estudo de aterros construídos sobre solos argilosos moles*. Tese de Especialista do LNEC, Lisboa.
- Dayte, K.R., Nagaraju, S.S. (1975). *Installation and Testing of Rammed Stone Columns*. Proc. IGS Specialty Session, 5th Asian Regional Conf. on Soil Mech. And Found Engineering, Bangalore, India, pp. 101-104.

- Dayte, K.R. (1982). *Settlement and bearing capacity of foundation system*. Symposiom on recent developments in ground improvement techniques. Bangkok.
- Domingos, T.S. (2006). *Reforço de Fundações com Colunas de Brita em Aterros Sobre Solos Moles – Análise e Dimensionamento*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Fernandes, M.M. (2006). *Mecânica dos Solos Volume I*. FEUP Edições. Porto.
- 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.
- FHWA (2009). *Recommendations for design, Construction, and Maintenance of Bridge Approach Slabs: Synthesis Report*. Report FHWA/TX-09/0-6022-1. Puppala, A.J., Saride, S., Archeewa, E., Hoyos, L.R., Nazarian, S., Federal Highway Administration.
- Guetif, Z., Mouassida, M., Debats, J.M.(2007). *Improved soft clay characteristics due to stone column installation*. Computers and Geotechnics 34, pp. 104-111.
- 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.
- Hughes, J.O., Withers, N.J. (1974). *Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns*. Ground Engineering. pp 42-49.
- 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.
- Massarch, R. (2004). *Deep compaction of granular soils. Chapter 4. Deep soil compaction methods. Vibroflotation*. Geo texts & publications. <http://www.geoforum.com/knowledge/texts/compaction/viewpage.asp?ID=30>. Junho de 2010
- Mattes, N.S., Poulos, H.G. (1969). *Settlement of single compressible pile*. J. Soil Mech. Found. Div.. ASCE. Vol. 95. SM1. pp 189-207.
- 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., 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.
- Pereira, J. C. S. (1983). *Tratamento de solos de fundação – Uma introdução à estaca de brita injectada e à estaca de betão vibrado*. Keller Portugal.
- Potts, D. M, Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering - Theory*. Thomas Telford, London.
- Priebe, H. J. (1995). *The design of vibro replacement*. Ground Engineering. Vol. 28, nº 10.
- Priebe, H. J. (1998). *Vibroreplacement to Prevent Earthquake Induced Liquefaction*. Ground Engineering Revue.

Quinalia, E. *Estabilização de Solos Moles por Vibrocompactação*. Abril de 2009. <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/145/imprime131687.asp>. Junho de 2010.

Raithel, M., Kirchner, A., Leusink, E., Schade, C. (2005). *Foundation of Constructions on Very Soft Soils with Geotextile Encased Columns - State of the Art*.

Seed, H.B., Idriss, I.M., Arango, I. (1983). *Evaluation of liquefaction potencial using field performance data*. ASCE. Journal of Geotechnical Engineering. vol. 109.

Soyez, B. (1985). *Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées*. Boletim do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Jan/Fev 1985. ref. 2954.

Steurman, S. (1939). *A new soil compaction device*. Engineering news record, July 20th.

Thorburn, S. (1975). *Building structures supported by stabilized ground*. Géotechnique. Vol. 25 81975. nº1. pp. 83-94.

VGNL - Vibroflotation & Geotechnical (Nig.) Ltd. *Vibroflotation Method of Ground Improvement*. (2004) <http://www.docstoc.com/docs/32209665/Ground-Improvement-By-Stone-Column-Methods> . Junho de 2010

[1] http://www.vibroflotation.com/Vibro/vibroflotation_fr.nsf/site/Company-Profile.Our-History. Junho 2010.

[2]http://www.vibroflotation.com/Vibro/vibroflotation_fr.nsf/site/Stone-Columns.Wet-Stone-Columns. Junho 2010.

[3]http://www.vibroflotation.com/Vibro/vibroflotation_fr.nsf/site/Stone-Columns.Dry-Stone-Columns. Junho 2010.

[4] <http://www.conduril.pt/obrascontinente.php>. Junho de 2010.

[5] http://www.geostatiki.gr/3e_e.htm. Junho de 2010.

[6] http://www.observatoriodoalgarve.com/cna/noticias_ver.asp?noticia=31169 . Junho de 2010.