

A INFLUÊNCIA DA VISCOSIDADE DOS SOLOS ARGILOSOS NA CONSOLIDAÇÃO DO DIQUE Nº3 DA REPRESA DE LEBRIJA

André Filipe Cardoso Tomás

**Mestrado em Engenharia Civil
Área de Especialização: Construção
Dissertação**

ORIENTADOR: Doutora Elisa Maria de Jesus da Silva

Dezembro de 2014
Dissertação submetida na Universidade do Algarve

Dedico esta dissertação à minha família, amigos e namorada

O futuro dependerá daquilo que fazemos no presente

Gandhi Mohandas

Agradecimentos

No decorrer da elaboração desta dissertação houve inúmeras pessoas que me apoiaram, incentivaram e colaboraram, para chegar ao resultado que aqui apresento, às quais não posso deixar de manifestar o meu sincero agradecimento.

Uma primeira palavra de apreço é dirigida à minha orientadora Professora Doutora Elisa Maria de Jesus da Silva, pelo seu apoio, incentivo, paciência e confiança durante a elaboração desta dissertação e também por ter facultado resultados de ensaios laboratoriais e demais documentos essenciais à comparação de resultados. Sem a sua orientação, supervisão, dedicação e disponibilidade desde início, este trabalho não teria sido possível.

Agradeço ao Departamento de Engenharia Civil, Instituto Superior de Engenharia da Universidade do Algarve, que permitiu o uso do *software* PLAXIS.

Agradeço a todos os meus amigos, amigos de curso e amigos exteriores ao curso, pelo incentivo e preocupação ao longo desta etapa que foi realizar esta dissertação. Um muito obrigado.

À minha namorada pelo incentivo e apoio que sempre me deu desde início e que foi crucial nesta etapa.

Finalmente, devo os meus maiores agradecimentos à minha Família, em especial aos meus pais, irmãos e avós pela forma como me ajudaram e incentivaram para mais uma etapa da minha formação.

RESUMO

O propósito desta dissertação é a análise da viscosidade nos solos argilosos e a sua influência na consolidação dos solos brandos da fundação do Dique Nº3 da Represa de *Lebrija*. A percepção desse fenômeno será averiguada por confrontação de dados reais recolhidos neste caso de obra, com os obtidos por simulação numérica, proporcionando assim, uma melhor compreensão do seu efeito e a importância da sua consideração na consolidação.

O perfil geotécnico da fundação do Dique Nº3 da Represa de *Lebrija* e respectivos parâmetros foram estimados a partir dos resultados de ensaios de campo e laboratoriais, tendo-se procedido a uma análise comparativa dos resultados obtidos, com os propostos na bibliografia da especialidade, para este tipo de solos brandos.

A obra em causa foi monitorizada desde o início da sua construção e com base no tratamento das deformações verticais recolheu-se informação relevante acerca do seu comportamento. A validação dos resultados da monitorização foi realizada com recurso ao programa de elementos finitos PLAXIS, o qual disponibiliza vários modelos de comportamento para solos. Para o caso de estudo, aplicaram-se dois modelos para definir o comportamento dos solos brandos da fundação, nomeadamente o modelo *Soft Soil* e o modelo *Soft Soil Creep*, com particular incidência neste último, visto que, o mesmo permite traduzir a fluência viscosa (*creep*) dos solos moles a muito moles, tendo também sido realizada uma análise paramétrica do índice de compressibilidade secundária.

Face à elevada compressibilidade dos solos de fundação, algumas zonas foram tratadas com drenos verticais pré-fabricados de banda (PVD). Este tipo de tratamento permitiu acelerar o processo de consolidação, permitindo assim reduzir o tempo de consolidação e um incremento da resistência dos solos de fundação mais célere. Contudo, na modelação numérica do problema, a análise do fenómeno da consolidação nessa zona tratada com PVD é realizada bidimensionalmente (2D), apesar de se tratar de um problema de natureza tridimensional (3D). Consequentemente, o sistema espacial da malha de drenos é convertido numa parede de drenos verticais paralelos, sendo calculados novos coeficientes de permeabilidade horizontal para esta zona. Diversas hipóteses foram consideradas para a redução da permeabilidade na zona perturbada ao redor dos drenos (efeito *smear*).

A confrontação dos dados associados a um caso real, com os resultados numéricos, permitiu a validação e aferição dos métodos, modelos e parâmetros geotécnicos dos solos brandos da fundação do Dique Nº3 da Represa de *Lebrija*.

PALAVRAS-CHAVE: Viscosidade, Consolidação, Solos argilosos moles, Dique nº3 de Lebrija, Drenos verticais pré-fabricados.

ABSTRACT

The purpose of this dissertation is to analyze the viscosity in clay soils and their influence on consolidation of soft soil of Dike number 3, Dam of Lebrija. The perception of this phenomenon will be ascertained by comparing actual data collected in this case work with those obtained by numerical simulation, thus providing a better understanding of its effect and the importance of their consideration in consolidation.

Geotechnical profile of the foundation of the Dike N°3 Dam of Lebrija and respective parameters were estimated from the field results and laboratory tests, having proceeded to a comparative analysis of the results with those proposed in the geotechnical literature, for this type of soft ground.

The Dam in question was monitored from the beginning of its construction and based on the treatment of vertical deformations, we have had access to the monitored relevant information about their comportment. Validation of monitoring results were performed using PLAXIS a finite element software, which offers several models for describing behavior for soils. For the case study, two models were applied to define the behavior of soft soil foundation, namely the Soft Soil and Soft Soil Creep, with particular focus in this last model, since it allows to translate the viscous creep of soft to very soft soils, also achieved a parametric analysis of secondary compressibility index.

Given the high compressibility of foundation soils some areas were treated with prefabricated vertical drains bandwidth (PVD). This type of treatment allowed acceleration of the consolidation process, thereby allowing to reduce the consolidation time and increase the resistance of foundation soils faster. However, the numerical modeling of the issue, the analysis of the phenomenon of consolidation in this area treated with PVD is performed in two dimensions (2D) despite it is a problem of three-dimensional nature (3D). Therefore the space system of drainage mesh is converted into a parallel vertical drains wall, calculating new coefficients that represent horizontal permeability for this zone. Several hypotheses have been considered for reducing the permeability of the disturbed zone around drains - smear.

Comparisons between the data associated with a real case with the numerical results, allowed the validation and verification of methods with the models and geotechnical parameters of soft soil foundation present in Dike number 3 from Dam of Lebrija.

KEYWORDS: Creep, Consolidation, Soft clay Soils, Dike n°3 from Lebrija, Prefabricated vertical drains,

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	iii
RESUMO	v
ABSTRACT	vii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. SÍNTESE E OBJETIVOS.....	1
1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO	3
2. CONSOLIDAÇÃO	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS	5
2.2.1. ÁGUA NOS SOLOS	7
2.2.2. LEI DE DARCY	8
2.2.3. PERMEABILIDADE	8
2.3. CONSOLIDAÇÃO UNIDIMENSIONAL VERTICAL (1D).....	9
2.4. CONSOLIDAÇÃO RADIAL (3D)	17
2.4.1. DRENOS VERTICAIS	18
2.4.2. TEORIA DE BARRON	19
2.4.3. TEORIA DE HANSBO	23
2.5. CONSOLIDAÇÃO EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO (2D)	25
2.6. CONSOLIDAÇÃO PARA ESCOAMENTO COMBINADO	29
2.7. CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA EM SOLOS ARGILOSOS	29

2.7.1. ENSAIO EDOMÉTRICO	30
2.7.2. VISCOSIDADE DOS SOLOS ARGILOSOS	35
3. MODELOS DE COMPORTAMENTO	39
3.1. INTRODUÇÃO	39
3.2. MODELO <i>MOHR-COULOMB</i>	40
3.3. MODELO <i>SOFT SOIL</i>	42
3.4. MODELO <i>SOFT SOIL CREEP</i>	44
4. DIQUE Nº3 DA REPRESA DE LEBRIJA	49
4.1. ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO	49
4.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	51
4.3. CAMPANHAS DE PROSPEÇÃO E ENSAIOS REALIZADOS	51
4.4. ANÁLISE DOS ENSAIOS DE PROSPEÇÃO	53
4.4.1. PERFIL LONGITUDINAL	54
4.4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS	55
4.4.3. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DOS DIFERENTES ENSAIOS REALIZADOS	60
4.5. GEOMETRIA DO DIQUE E CARATERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS DO ATERRO	68
4.5.1. PROJETO INICIAL	68
4.5.2. PROJETO REVISTO	69
4.6. INSTRUMENTAÇÃO DO DIQUE Nº3	71
4.7. RESULTADOS DA MONITORIZAÇÃO DO DIQUE Nº3	77
5. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO DIQUE Nº3	81
5.1. INTRODUÇÃO	81
5.2. MODELAÇÃO DO DIQUE COM O PLAXIS	81
5.2.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA	82
5.2.2. SOLOS E RESPETIVOS MODELOS	84

5.2.3. CARACTERÍSTICAS DO DRENO.....	85
5.2.4. CARACTERÍSTICAS DE PERMEABILIDADE DOS SOLOS DE FUNDAÇÃO.....	86
5.2.5. DEFINIÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO E ETAPAS DE CÁLCULO.....	88
5.3. RESULTADOS DO CÁLCULO NUMÉRICO E COMPARAÇÃO COM OS DA MONITORIZAÇÃO	92
5.3.1. ANÁLISE PARAMÉTRICA AO ÍNDICE DE COMPRESSIBILIDADE PRIMÁRIO (C_c).....	93
5.3.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA AO ÍNDICE DE COMPRESSIBILIDADE SECUNDÁRIO (C_α).....	95
5.3.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA À PERMEABILIDADE HORIZONTAL PERTURBADA (K_{HS})	97
5.3.4. COMPARAÇÃO ENTRE OS ASSENTAMENTOS REAIS E CALCULADOS	99
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	107
6.1. CONCLUSÕES.....	107
6.1.1. CONCLUSÕES RELATIVAS À MONITORIZAÇÃO DO DIQUE Nº3 DA REPRESA DE <i>LEBRIJA</i>	108
6.1.2. CONCLUSÕES RELATIVAS ÀS ANÁLISES DE SENSIBILIDADE	108
6.1.3. CONCLUSÕES À COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS COM A MONITORIZAÇÃO ..	109
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	110
7. BIBLIOGRAFIA.....	113
ANEXOS.....	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Velocidade de deformação dos solos arenosos e argilosos (Viegas, 2002)	7
Fig. 2.2 – Variação da velocidade aparente com o gradiente hidráulico (Viegas, 2002).....	9
Fig. 2.3 – Cubo de dimensões infinitesimais, dx, dy e dz com representação das componentes caudal de entrada e saída em cada direção	10
Fig. 2.4 – Relação índice de vazios (e) e tensão efetiva obtido do ensaio edométrico (https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779574566301/Grandezes_Ensaio_edometrico.pdf)	13
Fig. 2.5 – Representação do conceito de grau de consolidação médio e isócrona mostrando a distribuição teórica da variação, ao longo do tempo, do excesso de pressão neutra conforme a profundidade (Neves, 2004).....	16
Fig. 2.6 – Assentamento versus tempo para um estrato de solo sem e com drenos verticais (Redana, 1999).....	18
Fig. 2.7 – Representação da secção de um dreno vertical pré-fabricado de banda e do mandril de cravação (Holtz <i>et al.</i> 1991)	19
Fig. 2.8 – Cilindro de solo influente do dreno (Da Silva, 2013).....	20
Fig. 2.9 – Malha quadrangular de drenos verticais (Hansbo, 1987)	21
Fig. 2.10 – Malha triangular de drenos verticais (Müller, 2010).....	21
Fig. 2.11 – Malha hexagonal de drenos verticais (Assunção, 2010).....	21
Fig. 2.12 – Representação da secção e dimensões de um dreno vertical pré-fabricado (Holtz <i>et al.</i> , 1991).....	24
Fig. 2.13 – Conversão de escoamento de dreno axissimétrico para estado plano de deformação (Hird <i>et al.</i> 1992)	26
Fig. 2.14 – Curva de assentamento obtida de ensaio edométrico (Redana, 1999)	30
Fig. 2.15 – Corte da célula edométrica	30
Fig. 2.16 – Gráfico H (mm) - t (min) representando diferentes escalões de carga e descarga.....	31

Fig. 2.17 – Curva típica $e - \log \sigma'_v$ através de resultados do ensaio edométrico para cada ensaio de carga/descarga	32
Fig. 2.18 – Curva típica $e - \sigma'_v$ através de resultados do ensaio edométrico para cada ensaio de carga/descarga	32
Fig. 2.19 – Curva típica $\epsilon_{vol} - \sigma'_v$ através de resultados do ensaio edométrico para cada ensaio de carga/descarga	33
Fig. 2.20 – Definição de consolidação primária e secundária e deformação instantânea e ao longo do tempo segundo Bjerrum em 1967 (Yin <i>et al.</i> 2002).....	36
Fig. 2.21 – Sobreconsolidação devido á deformação viscosa (Burghignoli <i>et al.</i> , 1994).....	37
Fig. 3.1 – Relação tensão-deformação para um material com comportamento elasto-plástico perfeito (PLAXIS 2D-AE, Manual 2014)	41
Fig. 3.2 – Representação da superfície de cedência do modelo Mohr-Coulomb, no espaço de tensões principais \hat{e} com coesão nula (PLAXIS 2D-AE, Manual 2014)	41
Fig. 3.3 – Relação logarítmica entre deformação volumétrica e a tensão média efetiva (Da Silva, 2013).....	43
Fig. 3.4 – Deformação por fluência e consolidação de solo em ensaios edométricos, pelo método tradicional (PLAXIS 2D-AE, Manual (2014)).....	47
Fig. 3.5 – Deformação por fluência e consolidação de solo inversa em ensaios edométricos, pelo método tradicional (PLAXIS 2D-AE, Manual (2014))	47
Fig. 3.6 – Curva Tensão-Deformação idealizada obtida do ensaio edométrico com incrementos de deformação elástico e plásticos, estando presentes então consolidação primária e secundária (PLAXIS 2D-AE, Manual 2014)	48
Fig. 4.1 – Represa de <i>Lebrija</i> – Localização aérea dos quatro Diques homogéneos (Da Silva, 2013)	49
Fig. 4.2 – Albufeira da Represa de <i>Lebrija</i> - Imagem retirada de http://panoramio.com	50
Fig. 4.3 – Desporto e lazer na Represa - Fotografia de Castro 2009- panoramio.com	50
Fig. 4.4 – Represa de <i>Lebrija</i> – Implantação topográfica dos quatro diques homogéneos (Da Silva, 2013).....	50
Fig. 4.5 – Representação em planta dos ensaios de prospeção executados na fundação do Dique Nº3 da Represa de <i>Lebrija</i>	54
Fig. 4.6 – Perfil geotécnico e longitudinal do Dique Nº3 (Legenda e identificação das camadas geotécnicas)	57

Fig. 4.7 – Comparação dos resultados de cu do ensaio Vane-Test (VT8) e valores propostos de cu corrigidos	62
Fig. 4.8 – Comparação dos valores de OCR do ensaio DMT8 com valores do ensaio edométrico.....	63
Fig. 4.9 – Comparação dos valores de resistência ao corte não drenada entre o ensaio DMT8 e o ensaio <i>Vane-test</i> após correção deste último pelo coeficiente de 0,85	64
Fig. 4.10 – Secção tipo dos diques-Projeto inicial (Saura Martínez <i>et al.</i> , 2004)(Da Silva, 2013)	69
Fig. 4.11 – Secção final PK0+140 do Dique N°3, com indicação da zona tratada com drenos verticais pré-fabricados do tipo banda	70
Fig. 4.12 – Representação em planta dos equipamentos de monitorização aplicados ao Dique N°3 da Represa de <i>Lebrija</i>	72
Fig. 4.13 – Posicionamento das placas de assentamento PL 140-1 e PL 140-2	74
Fig. 4.14 – Posicionamento das placas de assentamento PL 170-1 e PL 170-2	75
Fig. 4.15 – Posicionamento das placas de assentamento PL 200-1 e PL 200-2	76
Fig. 4.16 – Evolução dos assentamentos nas placas PL 140-1, PL 140-2, PL170-1, PL170-2, PL 200-1 e PL 200-2 do Dique N°3.....	78
Fig. 4.17 – Evolução da percentagem de assentamento do Dique N°3, normalizado à altura total de terreno acima desta, nas placas PL 140-1, PL 140-2, PL170-1, PL170-2, PL 200-1, PL 200-2	78
Fig. 4.18 – Relação entre a evolução da construção do Dique N°3 e do enchimento da albufeira, com a velocidade dos assentamentos registados na placa PL170-1	80
Fig. 4.19 – Relação entre a evolução da construção do Dique N°3 e do enchimento da albufeira, com a velocidade dos assentamentos registados na placa PL200-1	80
Fig. 5.1 – Definição da geometria da secção transversal PK0+140 do Dique N°3, incluindo drenos	82
Fig. 5.2 – Definição da geometria da secção transversal PK0+170 do Dique N°3, incluindo drenos	83
Fig. 5.3 – Definição da geometria da secção transversal PK0+200 do Dique N°3, incluindo drenos	83
Fig. 5.4 – Malha de elementos finitos da secção transversal PK0+140 do Dique N°3.....	84
Fig. 5.5 – Qualidade da malha de elementos finitos da secção transversal PK0+140 do Dique N°3	84

Fig. 5.6a – Geometria associada à definição do estado de tensão inicial para a secção do PK0+140.....	89
Fig. 5.6b – Estado de tensão inicial em tensões efetivas para a secção do PK0+140.....	89
Fig. 5.7a – Posição inicial do nível freático da secção do PK0+140.....	89
Fig. 5.7b – Pressões hidrostáticas iniciais da secção do PK0+140.....	90
Fig. 5.8 – Compactação até à cota 8,5m da secção do PK0+140. Alteração da permeabilidade no solo circundante aos drenos.....	90
Fig. 5.9 – Conclusão da construção do Dique N°3 na secção do PK0+140.....	91
Fig. 5.10 – Nível de água na albufeira à cota 7,8m aquando da última leitura da placa de assentamento - secção do PK0+140.....	91
Fig. 5.11 – Nós de controlo dos deslocamentos para PK0+140 – Dique N°3.....	92
Fig. 5.12 – Nós de controlo dos deslocamentos para PK0+170 – Dique N°3.....	92
Fig. 5.13 – Assentamentos da placa PL140-1 considerando o modelo SS para os solos de fundação. Sensibilidade do índice de compressibilidade primária C_c – PK0+140.....	94
Fig. 5.14 – Assentamentos da placa PL140-2 considerando o modelo SS para os solos de fundação. Sensibilidade do índice de compressibilidade primária C_c – PK0+140.....	95
Fig. 5.15 – Assentamentos da placa PL140-1 considerando o modelo SSC e com variação do índice de compressibilidade secundária (C_α) – PK0+140.....	97
Fig. 5.16 – Assentamentos da placa PL140-1 considerando o modelo SSC, com variação do coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado (k_{hsPD}) com $d_s=3d_w$ – PK0+140.....	98
Fig. 5.17 – Assentamentos da placa PL140-1 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,10k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+140.....	100
Fig. 5.18 – Assentamentos da placa PL140-1 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,33k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+140.....	101
Fig. 5.19 – Assentamentos da placa PL140-2 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,10k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+140.....	101
Fig. 5.20 – Assentamentos da placa PL140-2 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,33k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+140.....	102
Fig. 5.21 – Assentamentos da placa PL170-1 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,10k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+170.....	102
Fig. 5.22 – Assentamentos da placa PL170-1 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,33k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+170.....	103

Fig. 5.23 – Assentamentos da placa PL170-2 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,10k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+170	103
Fig. 5.24 – Assentamentos da placa PL170-2 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,33k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+170	104
Fig. 5.25 – Assentamentos da placa PL200-1 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , e C_α – PK0+200	105
Fig. 5.26 – Assentamentos da placa PL200-2 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , e C_α – PK0+200	106
Fig. A1 – Faseamento construtivo na secção PK0+140	123
Fig. A2 – Faseamento construtivo na secção PK0+170	124
Fig. A3 – Faseamento construtivo na secção PK0+200	125

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Permeabilidade de alguns tipos de solos (Ortigão, 1993).....	9
Quadro 2.2 – Valores de C_{α} / C_c para diversos tipos de solos (Terzaghi <i>et al.</i> 1996).....	35
Quadro 2.3 – Comparação entre os diversos modelos constitutivos e respectivas capacidades e limitações (Karim e Gnarendram, 2008).....	38
Quadro 3.1 – Parâmetros de entrada do modelo <i>Mohr-Coulomb</i>	41
Quadro 4.1 – Alturas iniciais dos Diques da Represa de <i>Lebrija</i> (Da Silva, 2013).....	51
Quadro 4.2 – Descrição resumida dos ensaios <i>in-situ</i> relativos à primeira campanha de prospeção.....	52
Quadro 4.3 – Descrição dos ensaios empregados no Dique N°3, simbologia e diminutivos, conforme nomenclatura apresentada na seguinte Fig. 4.5.....	54
Quadro 4.4 – Resultados médios dos ensaios: análises granulométricas, limites de Atterberg, pesos volúmicos naturais, densidade das partículas sólidas e o sistema de classificação unificada de solos (USCS).....	55
Quadro 4.5 – Resultados médios dos ensaios: penetração dinâmica (DP), SPT, corte direto e compressão uniaxial	56
Quadro 4.6 – Resultados médios dos ensaios <i>Vane-Test</i> e Dilatómetro de <i>Marchetti</i>	56
Quadro 4.7 – Valores do índice de vazios iniciais, índice de compressibilidade, índice de recompressibilidade, tensão de pré-consolidação, tensão efetiva inicial vertical e grau de sobreconsolidação.....	59
Quadro 4.8 – Valores do módulo edométrico, índice de compressibilidade secundária, coeficientes de consolidação e coeficientes de permeabilidade (vertical e horizontal)	59
Quadro 4.9 – Valores de c' e ϕ' para as diferentes camadas geotécnicas.....	60
Quadro 4.10 – Valores de índice de compressibilidade primária, recompressibilidade e compressibilidade secundária modificados	60
Quadro 4.11 – Correção da resistência não drenada no ensaio <i>Vane-Test</i> . Valores médios de resistência não drenada, por método de diminuição e camada geotécnica.....	61

Quadro 4.12 – Comparação do parâmetro C_c , obtidos de ensaios edométricos e calculados empiricamente por diversos investigadores	65
Quadro 4.13 – Comparação de valores de C_s estimados pela relação empírica de Nagaraj e Murthy (1986) e os resultados de ensaios edométricos compilados por Soriano (2005) para o Dique N°3	66
Quadro 4.14 – Valores de λ^* , κ^* e μ^* e relações λ^*/κ^* e λ^*/μ^*	66
Quadro 4.15 – Novos valores de C_α considerando as relações de Terzaghi <i>et al.</i> (1996)	67
Quadro 4.16 – Novos valores para a relação λ^*/μ^* considerando os valores de C_α do Quadro 4.15.....	67
Quadro 4.17 – Valores médios representativos dos solos que constituem o Dique N°3 da Represa de <i>Lebríja</i> (Justo, 2000; Da Silva, 2013)	68
Quadro 4.18 – Quantificação dos equipamentos de monitorização aplicados no Dique N°3	72
Quadro 4.19 – Localização e data de aplicação de cada equipamento instalado e respetiva secção	73
Quadro 5.1 – Diferentes modelos de comportamento utilizados e respetivo tipo de drenagem	85
Quadro 5.2 – Características dos drenos pré-fabricados	85
Quadro 5.3 – Coeficientes de permeabilidade horizontal k_{hPD} do terreno e da zona circundante á implementação dos drenos (k_{hsPD}) considerando a solução de Hird <i>et al.</i> (1992)	87
Quadro 5.4 – Coeficientes de permeabilidade vertical k_v do terreno e resultados da relação k_{hsPD}/k_{v0}	87
Quadro 5.5 – Coeficientes de C_c para cada camada geotécnica utilizados na análise a).....	93
Quadro 5.6 – Valores de C_α PLAXIS para cada camada geotécnica utilizados na análise b)	96
Quadro 5.7 – Valores de C_α PLAXIS e C_α Terzaghi para a camada geotécnica B2	99

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

A – Área; Parâmetro que representa a recompressibilidade na formulação da consolidação secundária em termos de deformação logarítmica;

A_w - Área ou secção do dreno

B - Metade da largura entre dois drenos paralelos e consecutivos (eixo a eixo), em estado plano de deformação; Parâmetro que representa a componente dada pela diferença entre compressibilidade e recompressibilidade na formulação da consolidação secundária em termos de deformação logarítmica;

C - Parâmetro que representa a viscosidade na formulação da consolidação secundária em termos de deformação logarítmica;

C_B - Coeficiente de consolidação secundária; Constante do material

C_c - Índice de compressibilidade

C_h - Coeficiente de consolidação horizontal

C_r - Índice de recompressibilidade

C_s - Índice de expansibilidade

C_v - Coeficiente de consolidação vertical

C_{α} - Índice de compressibilidade secundário

E - Módulo de *Young* ou de elasticidade

E_{DMT} - Módulo dilatométrico

E_{oed} - Módulo edométrico

E_s - Módulo de deformabilidade do solo

E_{ur} - Módulo de deformabilidade de descarga-recarga

F_{Ax} – Fator que expressa o espaçamento e resistência hidráulica dos drenos e o efeito de *smear* em estado axissimétrico

F_{Pd} – Fator que expressa o espaçamento e resistência hidráulica dos drenos e o efeito de *smear* em estado plano de deformação

$F(n)$ - Função que depende da densidade dos drenos ou fator de espaçamento entre drenos

$F(q)$ - Função que expressa a resistência hidráulica dos drenos ou limitação da capacidade de descarga dos drenos

$F(s)$ - Função que expressa o efeito de *smear*

G - Fator de capacidade do dreno

G_s - Densidade das partículas sólidas de um solo

H - Carga total ou energia mecânica total da água; Espessura de uma camada de solo

H_0 - Altura inicial

IP - Índice de plasticidade

K_0 - Coeficiente de impulso em repouso ou coeficiente de pressão lateral em repouso

K_{0DMT} - Coeficiente de pressão lateral em repouso calculado a partir do ensaio DMT

L - Comprimento característico do dreno

LL - Limite de liquidez

LP - Limite de plasticidade

N_{DP} - Número de golpes do ensaio penetrométrico dinâmico

N_{SPT} - Número de golpes do ensaio Standard Penetration Test

OCR - Grau de sobreconsolidação

OCR_{DMT} - Grau de sobreconsolidação calculado a partir do ensaio DTM

Q - Caudal

S - Espaçamento entre drenos consecutivos

S^* - Distância entre drenos consecutivos no estado plano de deformação

S_r - Grau de saturação

S_{sc} - Assentamento por consolidação secundária

S_i - Assentamento imediato

S_{pc} - Assentamento por consolidação primária

S_t - Assentamento após um determinado tempo t ; Assentamento total

S_{\max} – Assentamento máximo

T_h - Fator tempo para consolidação horizontal

T_{hAx} - Fator tempo para consolidação horizontal em estado axissimétrico

T_{hPD} - Fator tempo para consolidação horizontal em estado plano de deformação

T_v - Fator tempo para consolidação vertical

U - Grau de consolidação

U_h - Grau de consolidação radial

U_v - Grau de consolidação vertical

U_z - Grau de consolidação à profundidade z

$\bar{U}_{(z,t)}$ - Grau de consolidação médio à profundidade z e tempo t

\bar{U} - Grau médio de consolidação

\bar{U}_r - Grau médio de consolidação para fluxo radial

\bar{U}_{hAx} - Grau médio de consolidação horizontal em estado axissimétrico

\bar{U}_{hPD} - Grau médio de consolidação horizontal em estado plano de deformação

\bar{U}_r - Grau médio de consolidação radial

\bar{U}_{Tv} - Grau médio de consolidação vertical, através da variação do fator tempo T_v

V – Volume

V – Volume inicial

V_v – Volume de vazios do solo

W_q – Parâmetro proposto por Orleach (1983) para permite desprezar a resistência hidráulica do dreno

Z – Cota geométrica

a_v - Coeficiente de compressibilidade

a_1 – Parâmetro dimensional da secção transversal do dreno pré-fabricado

a_2 – Parâmetro dimensional da secção transversal do dreno pré-fabricado

b_s - Metade da largura de *smear* em estado plano de deformação

b_w - Metade da largura entre dois drenos em estado plano de deformação

c - Coesão

c' - Coesão efetiva

c_u - Coesão não drenada

d - Distância de drenagem; Deslocamento

d_e - Diâmetro de influência do dreno

$d_{m,eq}$ - Diâmetro equivalente para drenos verticais pré-fabricados

d_s - Diâmetro da área perturbada

d_w - Diâmetro do dreno

e - Índice de vazios

e_0 - Índice de vazios inicial

e_c - Índice de vazios no final da consolidação primária

g - Aceleração da gravidade

h - Altura; Carga hidráulica

h_w - Altura de água

i - Gradiente hidráulico

k - Coeficiente de permeabilidade;

$k_{geotextil}$ - Coeficiente de permeabilidade do geotêxtil

k_h - Coeficiente de permeabilidade horizontal

k_{h0} - Coeficiente de permeabilidade horizontal inicial ou da zona não perturbada

k_{hAx} - Coeficiente de permeabilidade no estado axissimétrico

k_{hPD} - Coeficiente de permeabilidade em estado plano de deformação

k_{hs} - Coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado ou de *smear*

k_{hsAx} - Coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado ou de *smear* no estado axissimétrico

k_{hsPD} - Coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado ou de *smear* no estado plano de deformação

k_v - Coeficiente de permeabilidade vertical

k_{v0} - Coeficiente de permeabilidade vertical inicial

k_w - Coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica do dreno

k_{wAx} - Coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica do dreno no estado axissimétrico

k_{wPD} - Coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica do dreno em estado plano de deformação

l – Distância entre dois pontos

l_w – comprimento de drenagem

m_v - Coeficiente de compressibilidade volumétrico

n - Relação entre o diâmetro de influência de um dreno e o diâmetro do dreno; Parâmetro utilizado na função $u(z,t)$ que satisfaz a equação que descreve o fenômeno de consolidação unidirecional;

p' - Tensão normal média efetiva ou tensão isotrópica

p'_f - Tensão média efetiva final

p'_p - Tensão média efetiva de pré-consolidação

q_u - Tensão de rotura à compressão simples

q_w - Capacidade de drenagem do dreno ou caudal de descarga para gradiente hidráulico unitário

q_{wAx} - Capacidade de drenagem do dreno ou caudal de descarga para gradiente hidráulico unitário no estado axissimétrico

q_{wPD} - Capacidade de drenagem do dreno ou caudal de descarga para gradiente hidráulico unitário em estado plano de deformação

r - Raio

r_e - Raio de influência do dreno

r_s - Raio da zona perturbada ou de *smear*

r_w - Raio do dreno

s - Relação entre o diâmetro da zona perturbada e o diâmetro do dreno

s_u - Resistência ao corte não drenada do ensaio molinete ou Vane-Test

$s_{u(\text{pico})}$ - Resistência ao corte não drenada máxima ou de pico do ensaio Vane-Test

$s_{u\text{-corrigido}}$ - Resistência ao corte não drenada máxima corrigida do ensaio Vane-Test

$s_{u(\text{residual})}$ - Resistência ao corte não drenada residual do ensaio Vane-Test

t - Tempo

t' - Tempo efetivo em que ocorre consolidação secundária

t_c - Tempo correspondente ao final da consolidação primária

u - Pressão intersticial

u_i - Pressão intersticial inicial

v_r - Velocidade de percolação

v - velocidade (m/s)

v_x - velocidade de fluxo/percolação na direção x

w - Largura do dreno pré-fabricado de banda

z - Profundidade

Λ - Fator de redução a aplicar ao ensaio Vane-Test

K_{ur} - Módulo de deformação volumétrica de descarga-recarga

Ω - Coeficiente de conversão da malha de drenos a 3D (estado axissimétrico) para 2D (estado plano de deformação)

α - Coeficiente de consolidação secundária

ε - Deformação ou extensão

ε^e - Deformação elástica

ε^p - Deformação plástica

ε_{vol} ou ε_v - Deformação volumétrica

ε_{v0} - Deformação volumétrica inicial

ε_v^e - Deformação volumétrica elástica

ε_{v0}^e - Deformação volumétrica elástica

ε_c - Deformação no final da consolidação primária

ε_v - Deformação volumétrica viscoplástica total

ε^H - Deformação logarítmica

ε_{pc}^H - Deformação logarítmica total no final da consolidação primária

ε_{pc}^{He} - Deformação logarítmica elástica no final da consolidação primária

ε_{pc}^{Hcr} - Deformação logarítmica viscoplástica no final da consolidação primária

γ - Peso volúmico

γ_d - Peso volúmico seco

γ_h - Peso volúmico húmido

γ_{sat} - Peso volúmico saturado

$\gamma_{sub} = \gamma'$ - Peso volúmico submerso

γ_w - Peso volúmico da água

φ - Ângulo de atrito interno

φ' - Ângulo de atrito interno efetivo

φ'_{DMT} - Ângulo de atrito interno efetivo estimado pelo ensaio DMT

κ - Índice de recompressibilidade no plano ($e; \ln p$)

κ^* - Índice de recompressibilidade modificado no plano ($\varepsilon_v; \ln p$)

λ - Índice de compressibilidade no plano ($e; \ln p$)

λ^* - Índice de compressibilidade modificado no plano ($\varepsilon_v; \ln p$)

μ^* - Índice de viscosidade modificado

ν - Coeficiente de *Poisson*

ν_{ur} - Coeficiente de *Poisson* de descarga-recarga

σ - Tensão

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - Tensão nos eixos principais 1, 2, 3 (axial, intermédia e menor)

σ'_f - Tensão efetiva vertical final

σ'_{v0} - Tensão efetiva vertical inicial

σ'_v - Tensão efetiva vertical

σ'_p - Tensão efetiva vertical de pré-consolidação

σ'_{p0} - Tensão efetiva vertical de pré-consolidação inicial

σ'_{pc} - Tensão efetiva vertical de pré-consolidação no final da consolidação primária

τ_c - Tempo dado à linha instantânea na representação gráfica de Bjerrum para ensaio o edométrico

ψ - Ângulo de dilatância

ω - Teor em água

Símbolos matemáticos

$\ln (...)$ - Logaritmo natural

$\log (...)$ - Logaritmo decimal

Δ - Variação

Σ - Somatório

δ - Incremento

π - Número PI

∂ - Derivada parcial ou em ordem a

Unidades

m - Metro

cm - Centímetro

mm - Milímetro

km – Kilómetro

m² - Metro quadrado

m³ - Metro cúbico

Hm³ - Hectómetro cúbico

N - Newton

kN - KiloNewton

Kg - Kilograma

kPa - KiloPascal

% - Percentagem

Abreviaturas

CD – Poços de prospeção

CG – Camada geotécnica

CPTU - Cone Penetration Test com medição da pressão intersticial

DP ou PD - Dynamic Probe ou penetrômetro dinâmico

DMT - Dilatômetro de Marchetti

INC - Inclinômetro

LCV - Linha de Compressão Virgem

MC - *Mohr-Coulomb*

MT – Marca topográfica

NC - Solo normalmente consolidado

PK – Ponto quilométrico

PL - Placa de assentamento

PVD - Dreno Vertical Pré-fabricado de banda

PZ - Piezômetro

SD ou SI - Sondagens

SPT - Standard Penetration Test

SS - *Soft Soil*

SSC - *Soft Soil Creep*

USCS - Classificação Unificada de solos

VT - Vane-Test ou ensaio corte rotativo ou ensaio molinete

1. INTRODUÇÃO

1.1. SÍNTESE E OBJETIVOS

Na engenharia civil é imprescindível caracterizar adequadamente os materiais aplicados ou utilizados numa obra e conhecer o seu comportamento, face às ações exteriores determinadas pelas necessidades da utilização do Homem. Tais fatores são elementos de importância vital para o dimensionamento adequado das obras de engenharia civil, sendo com base neles, que os engenheiros tomam as suas decisões. O objetivo final é, e será sempre, a construção da obra garantindo a estabilidade global e a sua segurança, procurando-se a combinação ótima entre estes fatores e o impacto que qualquer obra apresenta, quer a nível social, quer económico e ambiental (Da Silva, 2013).

Na vertente da engenharia geotécnica, a identificação e caracterização de maciços terrosos e rochosos, bem como a previsão do seu comportamento face às diversas solicitações, são fundamentais, para o correto dimensionamento deste tipo de estruturas. Como tal, para descrever e caracterizar o comportamento dos solos os engenheiros recorrem a modelos de comportamento, entre eles o elástico-linear, o elástico-perfeitamente plástico, o fluido-viscoso, o elástico visco-plástico, entre outros. Estes permitirão, na fase de projeto, estimar as deformações sofridas pelos solos e assim, prever o seu comportamento em situação real, diminuindo a probabilidade de ocorrência de situações de ruína ou deformação excessiva, quer aquando da construção, quer durante a vida útil da estrutura projetada. Todavia, e face à complexidade da estrutura dos materiais terrosos, estes apresentam muitas vezes, comportamento heterogéneo e anisotrópico, que acarreta problemas de modelação caso estas características não sejam, de certo modo, simplificadas.

Os solos têm a sua origem na erosão e alteração das rochas. Quando as partículas de um solo resultam da desagregação mecânica da rocha-mãe, ou seja, de um fenómeno físico, este é basicamente constituído por fragmentos de rocha e minerais primários (partículas granulares), sendo designados por solos granulares ou grossos. Quando a origem do solo se baseia num processo de alteração, ou seja, com base em fenómenos químicos, então tem-se um solo constituído por minerais secundários, de dimensão reduzida (partículas lamelares) e designados por solos finos. A vegetação e outros organismos, em estado mais ou menos avançado de alteração, dão origem à matéria orgânica, podendo um solo ser quase desprovido de matéria orgânica ou, pelo contrário, ser formado principalmente por esta. Contudo, um solo é constituído não só por partículas, a qual corresponde a fase sólida, como também por uma fase líquida e gasosa, sendo por isso considerado como um meio particulado e trifásico, razão pela qual o seu comportamento apresenta uma complexidade adicional. O fluido que circunda as partículas sólidas (água) associa-se à fase líquida, e finalmente o gás existente no conjunto (ar) corresponde à fase gasosa. A água e o ar do solo ocupam os espaços intersticiais existentes entre as partículas, ou seja os vazios.

Os solos finos ocorrem com maior expressão nas zonas costeiras, lagunares e baixas aluvionares, as quais apresentam níveis freáticos a rondar a superfície. Como tal, os solos que se encontram nestas condições apresentam elevados teores em água e graus de saturação. Estes são usualmente classificados como solos finos orgânicos (lodos e turfas) ou inorgânicos (argilas e siltes) muito plásticos, de fracas características resistentes, extraordinariamente deformáveis e muito pouco permeáveis. Solos com estas características são usualmente designados por solos de elevada compressibilidade ou brandos (Da Silva, 2013).

A presente dissertação tem como principal objetivo averiguar a influência da viscosidade no comportamento dos solos de fundação do Dique N°3 da Represa de *Lebrija*, durante a fase construtiva e pós-construtiva, mais especificamente na análise da evolução dos assentamentos por consolidação. A represa situa-se ao sul de Sevilha, tendo sido construída numa depressão natural do terreno, constituído por solos inorgânicos argilosos ou siltosos e solos orgânicos de elevada plasticidade e compressibilidade, inseridos na categoria de solos moles a muito moles. Este tipo de solos apresenta permeabilidade muito reduzida e compressibilidade muito elevada. Quando saturados e sujeitos a um carregamento, sofrem deformação vertical considerável, correntemente conhecida por assentamento. O processo associado à dissipação do excesso de pressão intersticial, e que corresponde à expulsão da água que se encontra presa nos interstícios do solo, é designado por consolidação primária ou hidrodinâmica, prolongando-se no tempo devido à sua baixa permeabilidade. Para além dos assentamentos por consolidação primária, os solos moles apresentam assentamentos por consolidação secundária relevantes, ou seja, assentamentos que resultam do fenómeno de fluência viscosa do solo a tensão efetiva constante. São observados mais facilmente após a conclusão da expulsão da pressão neutra em excesso (Ortigão, 1993), todavia ocorrem em simultâneo.

Por forma a minimizar os assentamentos pós-construtivos derivados do processo de consolidação, torna-se muitas vezes imperativo recorrer a processos artificiais de aceleração do fenómeno de consolidação, o que em obras de grande extensão em planta pode passar por recorrer a drenos verticais, associados ou não à aplicação de aterros de pré-carga. Os drenos verticais pré-fabricados de banda (PVD) são atualmente um método de tratamento rápido, económico e eficaz, aplicado a este tipo de solos. Esta técnica permite acelerar o processo de consolidação, e obter um aumento significativo da resistência do solo num curto espaço de tempo (Da Silva, 2013), tendo a mesma sido aplicada na fundação do Dique N°3 da Represa de *Lebrija*.

Com base em modelações numéricas, realizadas com o método dos elementos finitos, através do programa informático PLAXIS, foi possível avaliar a resposta do solo de fundação e do dique, comparar a adequabilidade dos modelos de comportamento adotados para caracterizar os solos, nomeadamente os modelos *Mohr-Coulomb*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*, assim como aferir os parâmetros que caracterizam mecânica e hidraulicamente os mesmos. Esta última será realizada por comparação dos resultados da monitorização do Dique, com os obtidos pelas simulações numéricas.

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO

A presente dissertação consiste em 6 capítulos. Resumidamente apresenta-se o conteúdo abordado em cada um dos mesmos.

No primeiro capítulo é efetuada uma síntese do trabalho desenvolvido, com destaque para o seu objetivo e para a estrutura que compõe a mesma.

O segundo capítulo é dedicado ao fenómeno da consolidação unidirecional (Teoria de Terzaghi) e radial (Teoria de Barron, 1948 e Hansbo, 1979), sendo enunciados os conceitos que servem de base às teorias, bem como a sua apresentação. A consolidação radial está associada à aplicação de drenos verticais no solo, e neste caso mais especificamente aos drenos verticais pré-fabricados de banda. Deste modo, inicialmente será apresentada a formulação de Barron (1948), a qual considera escoamento puramente radial, seguindo-se a formulação de Hansbo (1979), a qual já permite ter em conta no escoamento radial, quer o efeito da perturbação do terreno devido à cravação dos drenos (efeito de *smear*), quer a limitação da capacidade de drenagem do próprio dreno. É ainda apresentada a formulação de Hird *et al.* (1992), dado que foi esta a solução adotada para a transformação do problema tridimensional com escoamento radial, para uma análise bidimensional em estado plano de deformação. Neste capítulo é ainda abordado o tema da viscosidade e da sua influência na consolidação secundária de solos.

No terceiro capítulo são apresentados alguns dos modelos de comportamento de solos disponíveis no programa de elementos finitos PLAXIS, e que foram empregues na modelação numérica, entre eles os modelos *Mohr-Coulomb*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*. O modelo *Mohr-Coulomb* foi utilizado para descrever o comportamento dos solos aplicados no Dique Nº3, enquanto, que os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* foram utilizados para os solos de fundação.

No capítulo quatro faz-se o enquadramento geográfico e geológico-geotécnico da Represa de *Lebrija*, e posterior descrição do Dique Nº3, sendo enumeradas as diversas fases do projeto e campanhas de prospeção inerentes. Da análise dos resultados de ensaios de campo e laboratoriais, caracterizaram-se os solos de fundação e traçou-se o seu perfil geotécnico, sendo este posteriormente utilizado na fase da modelação numérica. Os resultados da monitorização associados a este dique serão, de igual modo, apresentados neste capítulo, bem como todo o faseamento construtivo inerente à sua execução e posterior entrada ao serviço.

No quinto capítulo serão realizadas as simulações numéricas associadas à modelação do Dique Nº3. Para tal, será apresentada a geometria das várias secções modeladas por elementos finitos, condições de fronteira, restrições aos deslocamentos do solo de fundação e os parâmetros geotécnicos dos solos de acordo com respetivos modelos de comportamento adotados. Apresentar-se-ão as características dos drenos verticais pré-fabricados de banda, utilizados nas zonas de fundação tratadas, e respetivos coeficientes de permeabilidade horizontal perturbados (*smear*) para cada tipo de solo, nessas mesmas zonas. Este último parâmetro foi determinado tendo em conta a resistência hidráulica do dreno e efeito de *smear* nos solos de fundação ao redor dos drenos. Após a definição das etapas de cálculo e das análises numéricas efetuadas, são apresentados os resultados dos assentamentos e

realizada a sua comparação com os provenientes da monitorização. Além disso, foram ainda realizadas algumas análises de sensibilidade a alguns parâmetros, com vista a averiguar os seus efeitos em termos da evolução do fenómeno de consolidação, nomeadamente ao índice de compressibilidade primário e secundário, bem com ao efeito de *smear*, através do coeficiente de permeabilidade horizontal adotado na zona tratada com os drenos.

No sexto capítulo apresentam-se as conclusões obtidas do trabalho desenvolvido e as linhas de investigação futuras relativas ao tema em questão.

2. CONSOLIDAÇÃO

2.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo serão revistos e apresentados os conceitos que, servem de base para a compreensão da teoria da consolidação. Inicia-se com a consolidação unidirecional proposta por Terzaghi em 1925, passando-se posteriormente à introdução da teoria da consolidação radial proposta por Barron em 1948 e também à solução combinada de Carrillo (1942), a qual, tem em conta o escoamento radial e vertical. Enquanto a primeira está associada a uma análise de consolidação, em que o fluxo de água nos interstícios se processa estritamente na vertical, nomeadamente, pelo topo e/ou a base do estrato compressível saturado, na segunda, o escoamento da água no solo faz-se predominantemente, na horizontal e ao redor de um elemento drenante. Este último tipo de escoamento está associado ao tratamento dos solos compressíveis saturados com drenos verticais, os quais permitem uma drenagem mais rápida do solo e conseqüentemente, uma redução do tempo de consolidação. A consolidação em redor do dreno passa a ser formulada como um problema axissimétrico, visto que, o fluxo dominante é radial, sendo função da permeabilidade horizontal do solo, da disposição da malha de drenos e da distância entre eles.

Todavia, a cravação dos drenos verticais induz perturbações no solo em redor destes, sendo este efeito denominado por *smear*. Hansbo, em 1979, propôs a incorporação do efeito de *smear* na formulação da análise de consolidação radial. Com o desenvolvimento de meios computacionais com maior capacidade de cálculo e de programas informáticos mais avançados, a engenharia passou a recorrer aos mesmos, para estudar e prever o comportamento das suas estruturas e das suas obras, incluindo as geotécnicas. Deste modo, Hird *et al.* em 1992, adaptaram a formulação de Hansbo, em que o escoamento é radial (problema axissimétrico - 3D), para escoamento em estado plano de deformação (2D), assegurando equivalência entre os graus de consolidação. Quer a solução de Hansbo (1979), quer a solução Hird *et al.* (1992) são apresentadas neste capítulo.

Por último, é abordada a consolidação secundária e a influência da viscosidade na mesma, dado que esta se traduz numa parcela bastante significativa nos solos finos compressíveis ou brandos.

2.2. COMPRESSIBILIDADE DOS SOLOS

Uma camada de solo e/ou estrato, independentemente da sua caracterização física, quando submetida a um acréscimo de tensão provocado por uma solicitação, diferente da que poderá estar sujeito no seu estado natural, apresenta uma alteração ao seu estado natural de tensão, ocorrendo deformações. Caso se considere um meio infinito, então as deformações serão apenas verticais e serão designadas por assentamentos.

Devido à sua constituição, o solo quando sujeito a um carregamento, dá origem a um rearranjo das partículas e preenchimento de vazios, por meio de deslocação das partículas do solo, implicando a expulsão do ar ou da água existente nos interstícios, promovendo uma maior compactação do solo. Se este se apresenta saturado, o rearranjo das partículas sólidas provoca um aumento temporário de pressão intersticial, designado por excesso de pressão intersticial $\delta\mu$, e o assentamento só ficará concluído após dissipação total dessas pressões em excesso. Resumidamente, de acordo com Folque (1987), a compressibilidade dos solos, quando estes são sujeitos a uma deformação, caracteriza-se fundamentalmente pelo:

- Decréscimo de compressibilidade quando cresce a tensão média (Caráter degressivo da compressibilidade).
- Valor muito diminuto da parcela reversível da deformação (Irreversibilidade).

A compressibilidade, de um solo arenoso e argiloso difere muito em termos de velocidade de processamento da deformação e “memorização” das características de resistência por consequência da irreversibilidade das deformações. Num solo granular limpo e bem graduado, sem presença de finos, quando sujeito a um acréscimo de tensão $\delta\sigma$, ocorrem deformações extremamente rápidas, ou seja, água e ar que preenchem os vazios são expulsos rapidamente. A drenagem é praticamente instantânea pois a velocidade de percolação v_r é diretamente proporcional à permeabilidade do solo. Aplicando um acréscimo de tensão $\delta\sigma$ num solo argiloso saturado, este também apresenta assentamentos, que comparados com solos arenosos, ocorrerão com relativa lentidão e ao longo do tempo. Haverá uma transferência gradual de tensões da fase líquida para a fase sólida, que se dá a uma velocidade que depende da permeabilidade do solo (Coelho, 1996).

Sintetizando, em termos de tipos de assentamento de solos, tem-se três tipos, nomeadamente, o assentamento imediato S_i , assentamento por consolidação primária ou hidrodinâmica S_{pc} e ainda o assentamento por consolidação secundária S_{sc} (Neves, 2004). O assentamento imediato resulta da deformação instantânea dos solos a volume constante, seja qual for o seu grau de saturação $S_r(\%)$ e sem que se verifiquem alterações no teor em água. Tanto em solo argiloso, bem como granular, a sua quantificação é feita com base em equações derivadas da teoria da elasticidade. Solos argilosos também apresentam assentamento imediato, mas devido à sua reduzida permeabilidade, quando comparada com os solos granulares, os assentamentos maioritários são gerados ao longo do tempo, ou seja, S_{pc} e S_{sc} (fig. 2.1). O assentamento por consolidação primária ou hidrodinâmica é resultante da variação do volume verificada em solos finos saturados, devido à expulsão da água que ocupa os vazios entre partículas. O assentamento por consolidação secundária é devido à deformação do solo sob tensão constante. Resulta de fenómenos visco-plásticos e fluência. Embora seja usual referir que, o assentamento por consolidação secundária é apenas verificado após o término da consolidação primária, ambas as consolidações têm lugar ao mesmo tempo (Bardet, 1997).

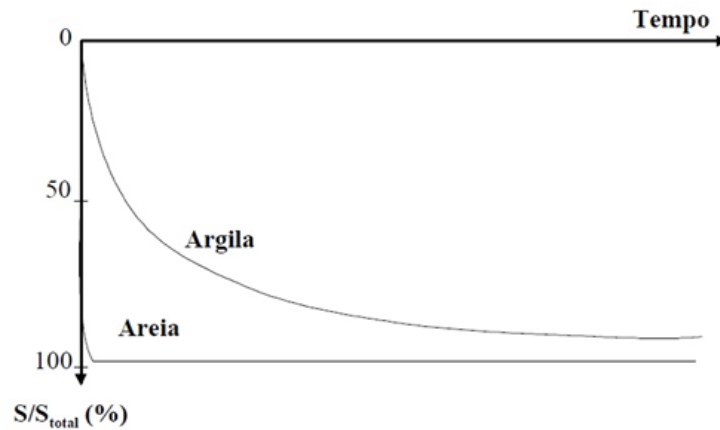


Fig. 2.1 – Velocidade de deformação dos solos arenosos e argilosos (Viegas, 2002)

Com vista a uma melhor compreensão do fenómeno da consolidação, ir-se-ão apresentar alguns conceitos de base, associados à água nos solos, sua permeabilidade e apresentação da lei de escoamento de Darcy.

2.2.1. ÁGUA NOS SOLOS

O solo é um material constituído por partículas sólidas e vazios, podendo estes encontrar-se preenchidos por água, denominada de água livre ou gravítica, e/ou preenchidos por ar. A água estando em equilíbrio hidrostático, não apresentará movimento ou fluxo. Apresentará movimento quando houver diferencial de energia mecânica total (Carga Total – H, equação 2.1), movimentando-se então do ponto de energia mais elevado para um ponto de energia mais baixo.

A carga total ou energia mecânica total da água (H), num ponto constituinte de um estrato ou aterro, relativamente a um nível de referência, pode ser calculada de acordo com o Teorema de *Bernoulli*, que é dado pela seguinte expressão (Viegas, 2002):

$$H = \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} + Z \quad (2.1.)$$

Sendo que:

- H – Carga total;
- $\frac{u}{\gamma_w}$ – Altura piezométrica;
- $\frac{v^2}{2g}$ – Altura cinemática;
- Z – Cota geométrica em relação ao plano horizontal de referência.

Tratando-se de solos, despreza-se a altura cinemática, pois as velocidades de fluxo são pequenas, logo, $\frac{v^2}{2g} \approx 0$.

Ao considerarem-se dois pontos distintos A e B num estrato de solo, pode-se calcular a diferença de carga hidráulica entre ambos, ou seja, a perda de carga. A relação entre a perda de carga e a distância que separa esses pontos traduz-se num gradiente hidráulico, cuja fórmula é a seguinte:

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad (2.2.)$$

Em que:

- i – Gradiente hidráulico;
- Δh – Perda de carga entre dois pontos A e B;
- l – Distância entre os pontos A e B paralela ao fluxo;

2.2.2. LEI DE DARCY

Em 1856 o engenheiro Francês H. d'Arcy, através de resultados experimentais, obtidos da percolação de água através de uma amostra de solo saturada de tamanho L e área A, a partir de dois reservatórios de água a nível constante, permitiram-lhe chegar à conclusão de que a velocidade de descarga é proporcional ao gradiente hidráulico i , obtendo-se a seguinte expressão:

$$v = k \times i \quad (2.3.)$$

Onde v é a velocidade de descarga ou velocidade aparente, k o coeficiente de permeabilidade (m/s) e i o gradiente hidráulico. Esta equação de igualdade é válida para fluxos laminares, pois apenas nesses a linearidade representada na fórmula é válida (fig. 2.2). O fluxo laminar é válido para solos com granulometria situada entre as argilas e as areias medianamente grossas. Para solos com grande percentagem de seixos, a mesma já não é válida (Viegas, 2002).

2.2.3. PERMEABILIDADE

A permeabilidade representa a resistência que o solo oferece à passagem da água dentro dele. Este parâmetro é determinado através de dois tipos de ensaios, permeâmetro de carga constante (utilizado para solos de permeabilidade superior a 1×10^{-4}) e o permeâmetro de carga variável (utilizado para solos de permeabilidade entre 1×10^{-4} e 1×10^{-7}).

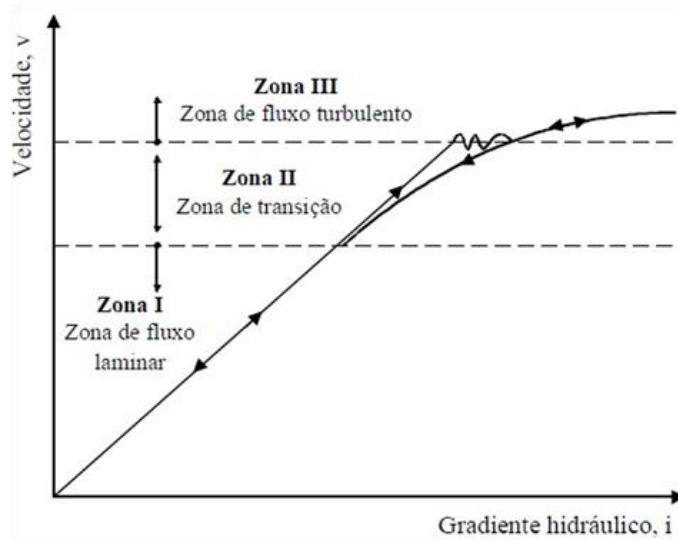


Fig. 2.2 – Variação da velocidade aparente com o gradiente hidráulico (Viegas, 2002)

O coeficiente de permeabilidade de um solo depende da viscosidade do fluido, da curva granulométrica do solo, da distribuição e dimensão dos poros, do índice de vazios, da rugosidade das partículas sólidas, da composição mineral e do grau de saturação. Considerando a Lei de Darcy, o coeficiente de permeabilidade de um solo, k , é a velocidade aparente para um gradiente hidráulico unitário, $i=1$, nas condições de aplicabilidade da mesma. Alguns valores representativos do coeficiente de permeabilidade, consoante o tipo de solo, estão apresentados de seguida no quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Permeabilidade de alguns tipos de solos (Ortigão, 1993)

Tipos de Solos	Permeabilidade	Tipo de Solo	k (m/s)
Solos Permeáveis	Alta	Seixos	$> 10^{-3}$
	Alta	Arenoso	10^{-3} a 10^{-5}
	Baixa	Siltes e argilas	10^{-5} a 10^{-7}
Solos Impermeáveis	Muito baixa	Argiloso	10^{-7} a 10^{-9}
	Baixíssima	Argiloso	$< 10^{-9}$

2.3. CONSOLIDAÇÃO UNIDIMENSIONAL VERTICAL (1D)

De modo a prever as condições de compressibilidade de solos, determinar aproximadamente os valores dos assentamentos e a previsão da evolução dos mesmos ao longo do tempo, têm sido desenvolvidos diversos modelos e teorias para a consolidação. Uma das primeiras

teorias de consolidação deve-se a Terzaghi (1925). A teoria da consolidação unidirecional desenvolvida por Terzaghi é válida para as seguintes hipóteses:

- a) O sistema água-partículas sólidas é homogêneo;
- b) O solo encontra-se saturado ($S_r=100\%$);
- c) A compressibilidade da água e partículas sólidas é desprezável;
- d) O fluxo de água e as deformações são unidirecionais (válida quando a espessura da camada em processo de consolidação é bem inferior à largura do carregamento);
- e) A Lei de Darcy é considerada válida;
- f) Assume-se uma relação linear entre o índice de vazios e_0 e tensão efetiva vertical (σ'_{v0}), ou seja, os parâmetros a_v e m_v são constantes. A permeabilidade da camada de solo é considerada também constante, para pequeno intervalo de tensões e deformações;
- g) Deformações e velocidades de escoamento infinitesimais, obtidas a partir de elementos com dimensões infinitesimais são extrapoláveis para dimensões representativas de um maciço real;
- h) Não são considerados assentamentos secundários, devido à fluência do solo. O tempo para consolidação é devido apenas a consolidação primária e consequência de valores de coeficiente de permeabilidade (k) baixos;

Deste modo:

Considere-se um elemento de solo infinitesimal, de dimensões infinitesimais ∂x , ∂y , ∂z , definido nos eixos cartesianos x , y e z (fig. 2.3):

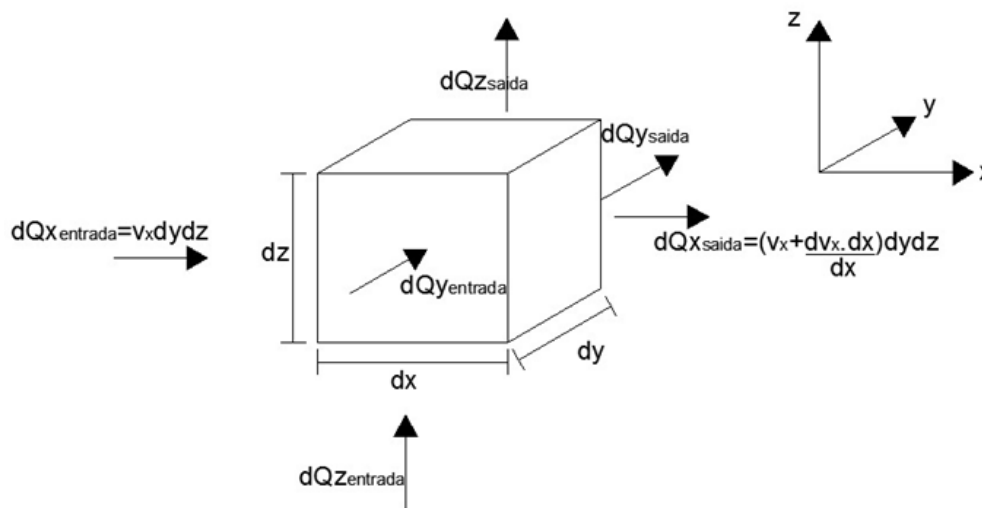


Fig. 2.3 – Cubo de dimensões infinitesimais, dx , dy e dz com representação das componentes caudal de entrada e saída em cada direção

Assumindo escoamento nas três direções desse elemento de solo, e validade da hipótese 1, 5 e 7 da Teoria de Terzaghi, a velocidade de fluxo pelo elemento de solo será definida pela lei de Darcy, que pode ser escrita na forma generalizada (Mendes, 2011):

$$v_x = ki_x = k \frac{\partial h}{\partial x} \quad (2.4.)$$

A equação 2.4. representa apenas a velocidade de fluxo na direção x. As direções y e z têm equações homólogas à anterior. As taxas de variação de velocidade de descarga em direções x, y e z são respetivamente $\frac{\partial v_x}{\partial x}$, $\frac{\partial v_y}{\partial y}$, $\frac{\partial v_z}{\partial z}$. Na figura 2.3 também estão representados os caudais de entrada do elemento e volumes de saída por unidade de tempo.

Assumindo que o elemento de solo não tem variação de volume e assumindo a hipótese 3 da formulação de Terzaghi, tem-se que, a diferença entre o volume de entrada de água no elemento por unidade de tempo, ou seja caudal (m/s), tem de ser igual ao volume de saída. Logo:

$$\left(\frac{\partial Q_{x_entrada}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{y_entrada}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{z_entrada}}{\partial t} \right) = \left(\frac{\partial Q_{x_saida}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{y_saida}}{\partial t} + \frac{\partial Q_{z_saida}}{\partial t} \right) \quad (2.5.)$$

Sendo o caudal definido pela expressão genérica igual a:

$$Q = v \times A \quad (2.6.)$$

Em que a área será a do elemento infinitesimal, logo tem-se a equação 2.6. desenvolvida para:

$$v_x \partial y \partial z + v_y \partial x \partial z + v_z \partial x \partial y = \left(v_x + \frac{\partial v_x \partial x}{\partial x} \right) \partial y \partial z + \left(v_y + \frac{\partial v_y \partial y}{\partial y} \right) \partial x \partial z + \left(v_z + \frac{\partial v_z \partial z}{\partial z} \right) \partial x \partial y \quad (2.7.)$$

Simplificando a anterior, obtém-se:

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \partial x \partial y \partial z = 0 \quad (2.8.)$$

A equação 2.8. é chamada a equação de continuidade de fluxo. Se o elemento está sujeito a variação de volume (tal como acontece em solos a consolidar), a equação 2.8. toma a seguinte forma:

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \partial x \partial y \partial z = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (2.9.)$$

Sendo o solo um material homogéneo, constituído por partículas sólidas e água, ambas incompressíveis, e estando este saturado, então a variação de volume do elemento de solo será apenas devida à variação do volume de vazios.

$$\frac{\partial V}{\partial t} = (\partial x \partial y \partial z) \left(\frac{e}{1+e} \right) \quad (2.10.)$$

Uma vez que o volume de um elemento infinitesimal é dado por $(\partial x \partial y \partial z)$, então o volume de vazios será igual a:

$$V_v = (\partial x \partial y \partial z) \left(\frac{e}{1+e} \right) = \frac{\partial V}{\partial t} \quad (2.11.)$$

Como $(\partial x \partial y \partial z) / (1+e)$ representa o volume de partículas sólidas, e sendo esta parcela constante, pode-se escrever a equação anterior como:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left(\frac{\partial x \partial y \partial z}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.12.)$$

Considerando, de acordo com a hipótese 4, que o elemento de solo em causa só terá variação de dimensão na direção z, então a expressão 2.9 é reduzida para:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \left(\frac{\partial v_z}{\partial z} \right) \partial x \partial y \partial z \quad (2.13.)$$

Conjugando a equação 2.12 com a equação 2.13 obtém-se:

$$\left(\frac{\partial v_z}{\partial z} \right) (\partial x \partial y \partial z) = \left(\frac{\partial x \partial y \partial z}{1+e} \right) \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.14.)$$

A velocidade aparente, segundo a direção do escoamento, é função da variação de carga total e pode ser simplificada para $h \approx \frac{\Delta u}{\gamma_w}$, pois apenas a pressão intersticial em excesso (δu) causará escoamento e variação de volume, daí que, a velocidade segundo este eixo seja dada por:

$$v_z = k_i = k \frac{\partial h}{\partial z} = \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \quad (2.15.)$$

Aplicando a equação 2.14. na equação 2.15. e cancelando os termos $(\partial x \partial y \partial z)$ da equação fica:

$$\frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (2.16.)$$

Tendo em conta a hipótese 6 da Teoria de Terzaghi, então a_v e m_v serão calculados através das seguintes expressões:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = \frac{\partial e}{\partial \sigma} \quad (2.17.)$$

$$m_v = \frac{\Delta \varepsilon}{\Delta \sigma} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial \sigma} = \frac{a_v}{1 + e_0} \quad (2.18.)$$

em que:

- a_v – é o coeficiente de compressibilidade;
- m_v – é o coeficiente de compressibilidade volumétrica;

Sendo o coeficiente a_v obtido do ensaio edométrico através da curva esquematizada na figura 2.4.

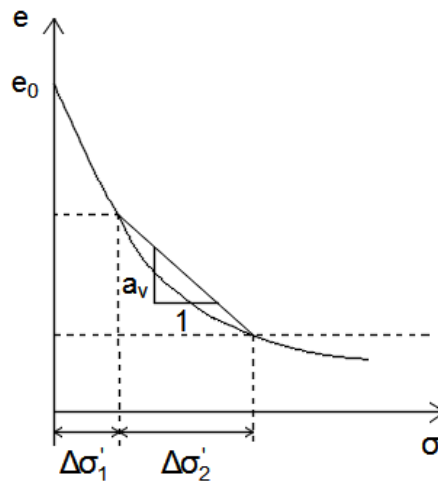


Fig. 2.4 – Relação índice de vazios (e) e tensão efetiva obtido do ensaio edométrico
(https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779574566301/Grandezas_Ensaio_edometrico.pdf)

Tendo de igual modo em atenção que $\sigma = \sigma' + u = \text{constante}$, então:

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial \sigma} + \frac{\partial u}{\partial t} = 0 \quad (2.19.)$$

$$\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = - \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.20.)$$

No instante inicial, o diferencial de tensões totais é igual ao das pressões intersticiais, ou seja, $\partial \sigma = \partial u$, logo a compressibilidade $a_v = \partial e / \partial \sigma$ poderá ser reescrita, ficando igual a $a_v = \partial e / \partial u$, e deste modo, $\partial e = a_v \times \partial u$. Assim sendo, a expressão 2.16 ficará:

$$\left(\frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} \right) \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.21.)$$

A expressão anterior (2.21.) é a equação de derivadas parciais que descreve o fenómeno de consolidação unidirecional para uma camada sujeita a um acréscimo de tensão total. Esta, pode ainda ser apresentada no seguinte formato:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} C_v = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.22.)$$

visto que o coeficiente de consolidação C_v é dado por:

$$C_v = \left(\frac{k_v(1+e)}{a_v \gamma_w} \right) (\text{m}^2 / \text{s}) \quad (2.23.)$$

ou ainda por:

$$C_v = \left(\frac{k_v}{m_v \gamma_w} \right) (\text{m}^2 / \text{s}) \quad (2.24.)$$

De salientar que C_v toma valores constantes durante a consolidação uma vez que se considera que os parâmetros k_v e m_v são constantes durante a consolidação.

Para resolver esta equação diferencial 2.22 e obter a variação de pressão intersticial em função do tempo e espaço, recorre-se às seguintes simplificações:

- Peso específico da argila desprezado (deixa de haver o problema da consolidação devido ao peso próprio). Hipótese válida para analisar o efeito da consolidação devido apenas à sobrecarga aplicada à camada de solo;
- Comportamento isotrópico do solo fino compressível (argila);
- Camada com fronteiras drenantes pelo topo e base. Os solos que confinam o estrato compressível, apresentam um coeficiente de permeabilidade muito elevado comparado com este.

O incremento de tensão total é assumido como aplicado instantaneamente, logo no instante inicial, o incremento será totalmente transferido para a água presa nos interstícios, ou seja, o valor inicial de excesso de pressão intersticial u_i é igual a $\Delta\sigma$ e a condição inicial será:

$$u = u_i \text{ para } 0 \leq z \leq 2l_w \text{ quando } t = 0$$

em que l_w é o maior comprimento de drenagem que a água terá de fazer aquando da consolidação. Na situação em que a camada de argila está confinada entre dois materiais de permeabilidade elevadíssima, tem-se que:

$$u = 0 \text{ para } z = 0 \text{ e } z = 2l_w \text{ quando } t > 0$$

Logo, a função $u(z, t)$ resultante da integração, e que satisfaz a equação 2.22. é uma série de Fourier:

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \left(\frac{1}{l_w} \int_0^{2l_w} u_i \sin \frac{n\pi z}{2l_w} dz \right) \left(\sin \frac{n\pi z}{2l_w} \right) e^{\left(-\frac{n^2 \pi^2 C_v t}{4l_w^2} \right)} \quad (2.25.)$$

Considerando que a camada sujeita a consolidação tem uma pressão intersticial inicial constante então a equação 2.25., fica:

$$u = \sum_{n=1}^{n=\infty} \frac{2u_i}{n\pi} (1 - \cos n\pi) \left(\sin \frac{n\pi z}{2l_w} \right) e^{\left(-\frac{n^2 \pi^2 C_v t}{4l_w^2} \right)} \quad (2.26.)$$

Quando n é par tem-se $(1 - \cos n\pi) = 0$ e quando n é ímpar então $(1 - \cos n\pi) = 2$. A conclusão é que apenas os valores ímpares são relevantes, daí que se tenha de garantir que n será sempre ímpar. Assim sendo, a variável n é considerada igual à expressão 2.27, garantindo-se desse modo que n é sempre ímpar:

$$n = 2m + 1 \quad (2.27.)$$

Com o intuito de simplificar a expressão 2.26, surge ainda o parâmetro M, sendo este igual a:

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (2.28.)$$

Por último, como C_v é um valor constante e o tempo t está multiplicado por C_v / l_w , introduz-se um outro parâmetro adimensional, sendo este designado por fator tempo (Tv) e definido como:

$$Tv = \frac{C_v t}{l_w^2} \quad (2.29.)$$

A equação 2.26., conjugada com as 2 mudanças de variável, equação 2.28. e equação 2.29. ficará:

$$u(z, t) = \sum_{m=1}^{m=\infty} \frac{2u_i}{M} \left(\sin \frac{Mz}{l_w} \right) e^{(-M^2 Tv)} \quad (2.30.)$$

O progresso da consolidação pode ser mostrado através da representação gráfica de séries de curvas de $u(z, t)$ em relação à profundidade através de diversos valores de t. Tais curvas são chamadas isócronas e a sua forma depende da distribuição inicial do excesso de pressão intersticial inicial e das condições de drenagem na fronteira do estrato do solo (Craig, 1997). São denominadas de isócronas, pois correspondem a um único tempo (cronos, em grego).

Se se pretender determinar o grau de consolidação médio da camada, para um determinado tempo t, então poder-se-á aplicar a seguinte relação:

$$\bar{U} = \frac{S_t}{S_{\max}} \quad (2.31.)$$

em que:

- \bar{U} – O grau de consolidação médio da camada;
- S_t – Assentamento da camada de argila, após aplicação da sobrecarga durante um tempo t ;
- S_{\max} – Assentamento máximo da camada.

Considerando agora a relação anterior, mas em termos de pressão intersticial, então a equação 2.31. toma a forma:

$$\bar{U}_{(z,t)} = \frac{u_i - u_{(z,t)}}{u_i} = \frac{\int_0^{2l_w} (\Delta u_i) \partial z - \int_0^{2l_w} (\Delta u) \partial z}{\int_0^{2l_w} (\Delta u_i) \partial z} \quad (2.32.)$$

A integração é representada pela área a azul da figura 2.5. No início a área comportada pelo retângulo com dimensões 2 e 1 estaria completamente cinzento. Com o passar do tempo é verificada a expulsão do excesso de pressão intersticial, sendo a quantidade de área azul, correspondente ao solo já consolidado.

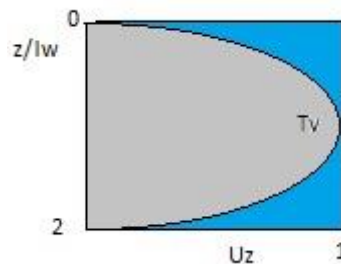


Fig. 2.5 – Representação do conceito de grau de consolidação médio e isócrona mostrando a distribuição teórica da variação, ao longo do tempo, do excesso de pressão neutra conforme a profundidade. (Neves, 2004)

Combinando a equação 2.30. e a equação 2.32. obtém-se que o grau de consolidação médio será dado por:

$$\bar{U}_{(z,t)} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} e^{(-M^2 T_v)} \quad (2.33.)$$

Fox (1948) propôs uma simplificação da equação 2.33., em que a mesma será subdividida em 2, cada uma válida para um intervalo de fator tempo (Bardet, 1997):

$$\bar{U}_{(T_v)} = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \quad \text{para } T_v < 0,2827 \quad (2.34.)$$

$$\bar{U}_{(Tv)} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2 Tv}{4}} \text{ para } Tv > 0,2827 \quad (2.35.)$$

Outros autores, nomeadamente Atkinson e Bransby, 1978, propuseram as seguintes funções aproximadas para o grau de consolidação médio:

$$\bar{U}_{(Tv)} = 1,155Tv^{0,5}, \text{ para } U < 33\% \quad (2.36.)$$

$$\bar{U}_{(Tv)} = 1 - 0,67e^{(0,25-3Tv)}, \text{ para } 0 < U < 95\% \quad (2.37.)$$

$$\bar{U}_{(Tv)} = \left(\frac{Tv^3}{Tv^3 + 0,5} \right)^{1/6}, \text{ para } 0 < U < 95\% \quad (2.38.)$$

De acordo com Das (1999), a variação do fator tempo T_v com o grau de consolidação médio pode ser aproximadamente determinado através das seguintes expressões:

$$Tv = \frac{\pi}{4} \left(\frac{\bar{U}_{(\%)}}{100} \right)^2, \text{ para } \bar{U} < 60\% \quad (2.39.)$$

$$Tv = 1,781 - 0,933 \ln(100 - \bar{U}_{(\%)}) , \text{ para } \bar{U} \geq 60\% \quad (2.40.)$$

Investigadores como Sivaram e Swamee (1977), desenvolveram uma só relação empírica representada na equação 2.41., a qual relaciona o grau de consolidação médio com a variação do fator tempo T_v , válida para qualquer fator tempo T_v .

$$\bar{U}_{(Tv)} = \frac{\left(\frac{4 \times Tv}{\pi} \right)^{0,5}}{\left[1 + \left(\frac{4 \times Tv}{\pi} \right)^{2,8} \right]^{0,179}}, \text{ para } 0\% \leq Tv < 100\% \quad (2.41.)$$

2.4. CONSOLIDAÇÃO RADIAL (3D)

Tal como já foi mencionado anteriormente, os solos finos saturados sofrem assentamentos importantes quando sujeitos a solicitações, prolongando-se estas no tempo, dada a reduzida permeabilidade dos mesmos. Contudo, nas obras correntes de engenharia, o tempo que o solo leva a consolidar é muitas vezes, incompatível com a cronologia de conceção da obra. Para tal, é frequente recorrer-se a técnicas de melhoramento de solos, permitindo assim reduzir o tempo de consolidação e em simultâneo, obter um acréscimo da resistência ao corte do solo num menor espaço de tempo.

2.4.1. DRENOS VERTICAIS

Os drenos verticais constituem um dos processos de aceleração da consolidação de camadas de solo pouco permeáveis e de elevada compressibilidade. Têm como função diminuir a distância percorrida pela água a ser expulsa, diminuindo por sua vez, o tempo de consolidação e antecipando a ocorrência dos assentamentos previstos (fig. 2.6).

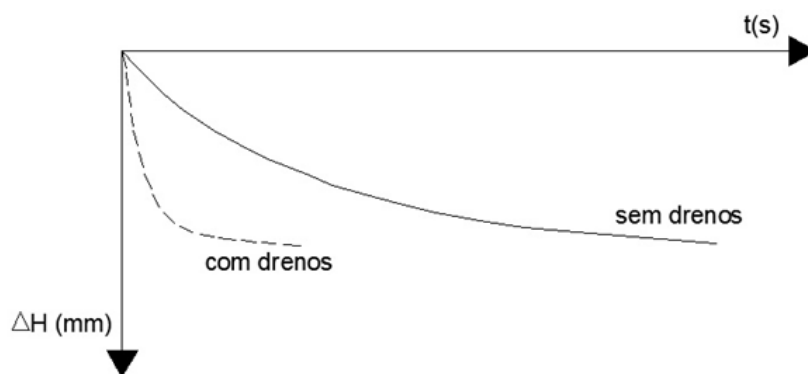


Fig. 2.6 – Assentamento versus tempo para um estrato de solo sem e com drenos verticais (Redana, 1999)

Esta técnica está normalmente associada a aterros de pré-carga, com o objetivo de reduzir os assentamentos pós-construtivos.

Com este tratamento observa-se que, o tempo de consolidação é substancialmente reduzido, apesar da grandeza de assentamento se manter a mesma. Segundo Johnson 1970, solos muito sobreconsolidados apresentarão assentamentos pequenos e rápidos, caso a sobrecarga aplicada não ultrapasse a tensão de pré-consolidação estimada, pelo que, a utilização de drenos verticais não será vinculante. Porém, em solos normalmente consolidados ou ligeiramente sobreconsolidados, poderá ser necessária a sua utilização, pois as deformações induzidas pela carga poderão levar mais algum tempo a manifestar-se (Nogueira, 2010).

De acordo com Nagaraj e Miura, 2001 a utilização de drenos verticais para aceleração da consolidação primária é eficaz em solos com coeficiente de consolidação C_v próximo de $9.46\text{m}^2/\text{ano}$. A eficiência generalizada de qualquer tipo de drenos verticais, em acelerar a consolidação, deve-se ao facto do solo argiloso saturado, ser anisotrópico. O coeficiente de permeabilidade horizontal é geralmente superior ao vertical, devido ao modo como ocorre a formação do mesmo, havendo um escoamento mais rápido nessa mesma direção, (Rathmayer e Saari, 1983; Alves, 2011).

Esta eficácia é comprometida quando, o estrato de solo a tratar possui camadas de solo granulares pontuais, com coeficientes de permeabilidade superiores ao dreno. Estas intercalações granulares, altamente drenantes, tornam-se zonas de fuga (Lopes, 1991). Outra condicionante é originada pela instalação dos drenos. No caso dos drenos verticais pré-fabricados de banda, estes são usualmente constituídos por um núcleo de plástico drenante envolvido em geotêxtil, com secção retangular e apresentam reduzida dimensão para poderem em ser cravados sem recurso a equipamento auxiliar. Desse modo, a sua instalação

é realizada com recurso a um mandril (Fig. 2.7), o qual vai dar origem a uma perturbação do terreno ao redor do dreno e, conseqüentemente, a uma redução de permeabilidade do mesmo, nessa zona. Este efeito é denominado de *smear* e compromete a drenagem radial do dreno e a sua eficiência (Indraratna e Redana 1998).

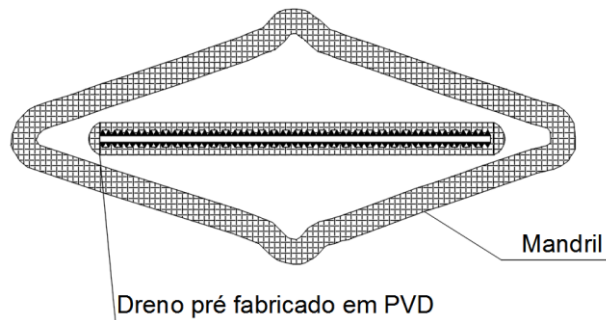


Fig.2.7 – Representação da secção de um dreno vertical pré-fabricado de banda e do mandril de cravação (Holtz *et al.* 1991)

2.4.2. TEORIA DE BARRON

Com a introdução de drenos verticais, a teoria de Terzaghi foi posteriormente adaptada para escoamento radial por Rendulic (1935). Contudo, foi Barron, em 1944, o primeiro investigador a analisar a influência dos drenos verticais na consolidação das argilas. A sua solução, para drenos cilíndricos arenosos, apresentada no seu trabalho de doutoramento, fundamentou-se na teoria simplificada da consolidação unidimensional, proposta por Terzaghi (Da Silva, 2013).

Neste caso, o estrato compressível saturado, apresentará escoamento quer na direção vertical, quer radial, em torno do dreno, tal como está definido na equação seguinte (Barron, 1948):

$$C_v = \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.42.)$$

sendo:

- r – raio a contar do centro do dreno;
- k_h – coeficiente de permeabilidade horizontal do solo;
- C_h – coeficiente de consolidação horizontal do solo. Este é definido por:

$$C_h = \frac{k_h}{(\gamma_w m_v)} \quad (2.43.)$$

em que m_v é o coeficiente de compressibilidade volumétrica já definido na expressão 2.18.

A formulação proposta por Barron foi elaborada para um dreno vertical de areia, embora possa ser extrapolado para drenos verticais de banda, tal como se verá no decorrer da apresentação desta formulação.

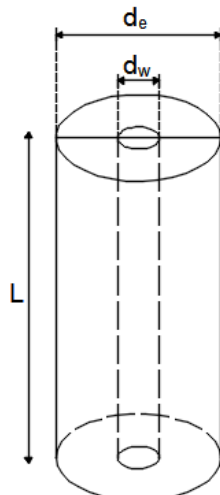
Caso se negligencie a drenagem vertical, ou seja, $C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \approx 0$, então obtém-se uma expressão considerando apenas escoamento horizontal:

$$C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.44.)$$

Barron (1948) apresenta uma solução da equação diferencial 2.44. para um cilindro de solo contendo um dreno de areia centrado, com raio r , considerando as hipóteses da teoria de consolidação unidirecional, e ainda as seguintes (Redana, 1999; Nogueira, 2010; Mendes, 2011):

- A carga vertical inicial é totalmente “absorvida” pela pressão intersticial. A μ_v é uniforme em todo o estrato de solo;
- A carga aplicada é uniformemente distribuída e, a deformação dela resultante, é vertical;
- A zona de influência do dreno é assumida como circular e axissimétrica. A superfície circular que a delimita é tida como fronteira para a resolução da equação diferencial e é considerada impermeável, ou seja $\frac{\partial u}{\partial r} = 0$ para $r = \frac{d_e}{2} = r_e$; d_e corresponde ao diâmetro de influência do dreno, ou seja, representa a área de solo que está a escoar para dentro do dreno e r_e corresponderá então ao raio de influência do dreno;
- A tensão neutra na superfície do dreno é zero para $t > 0$;
- A permeabilidade do dreno é infinita em comparação com a permeabilidade do solo, característica de um dreno ideal;
- A lei de Darcy é considerada válida.

Apresenta-se na figura 2.8 as grandezas geométricas associadas à formulação da análise de consolidação radial, sendo:



- d_w – Diâmetro do dreno;
- d_e – Diâmetro de influência do dreno;
- L – Comprimento característico do dreno;
- S – Espaçamento entre drenos.

Fig. 2.8 – Cilindro de solo influente do dreno (Da Silva, 2013)

De salientar ainda que a disposição dos drenos no terreno é extraordinariamente importante, uma vez que, o diâmetro de influência de um dreno depende desta geometria espacial, tal como se pode observar pelas figuras 2.9, 2.10 e 2.11.

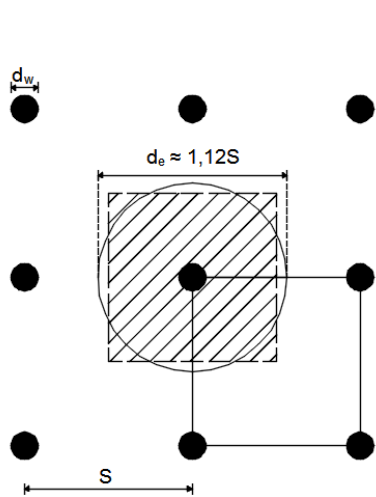


Fig. 2.9 – Malha quadrangular de drenos verticais (Hansbo, 1987)

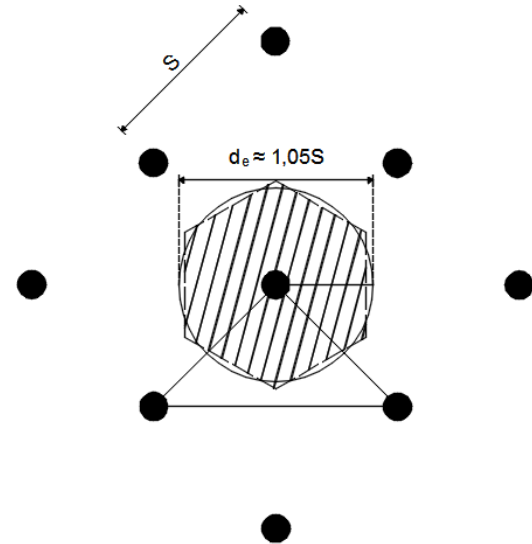


Fig. 2.10 – Malha triangular de drenos verticais (Müller, 2010)

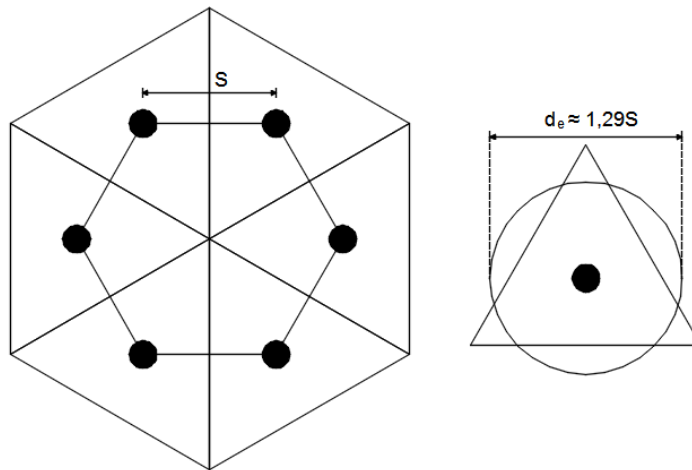


Fig. 2.11 – Malha hexagonal de drenos verticais (Assunção, 2010)

Barron (1948) apresentou ainda dois tipos de soluções para a equação de consolidação radial, consoante o tipo de deformação vertical, nomeadamente:

- a) Deformação Vertical Livre (*Free vertical strain*)
- b) Deformação Vertical Uniforme (*Equal vertical strain*)

Na hipótese a) assume que as tensões verticais na superfície permanecem constantes durante o processo de consolidação, embora os deslocamentos na superfície não sejam uniformes (Da Silva, 2013). A hipótese b) assume que a sobrecarga aplicada é redistribuída de modo a que as deformações verticais sejam iguais no mesmo plano horizontal. Assim sendo, as tensões verticais superficiais não são uniformes (Mendes, 2011).

Embora a solução de deformação vertical livre seja a mais rigorosa, esta é também aquela que matematicamente é mais complexa de resolver, sendo por isso menos adotada. Contudo, comparando as diferenças obtidas entre as duas soluções, verificou-se que a diferença entre ambas é reduzida. Assim sendo, é corrente aplicar a solução baseada na deformação vertical uniforme do solo, obtendo-se resultados bastante satisfatórios, comparativamente à primeira hipótese (Indraratna e Redana, 1997).

A solução do excesso de pressão intersticial, para escoamento radial (u_r), baseada na hipótese de deformações verticais uniformes é dada por:

$$u_r = \frac{4\bar{u}}{d_e F(n)} \left[r_e^2 \ln\left(\frac{r}{r_w}\right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right] \quad (2.45.)$$

em que os raios indicados correspondem a metade dos diâmetros apresentados na figura 2.8 e $F(n)$ é o fator de espaçamento entre drenos, sendo dado por:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (2.46.)$$

n será a relação entre o raio de influência do dreno (r_e) e o raio do dreno (r_w), ou seja:

$$n = \frac{r_e}{r_w} \quad (2.47.)$$

Reescrevendo a equação 2.45 e substituindo as equações 2.46 e 2.47 na mesma, esta passa a:

$$\bar{u} = u_r e^{\left(-\frac{8T_h}{F(n)}\right)} \quad (2.48.)$$

com:

$$T_h = \frac{C_h t}{d_e^2} \quad (2.49.)$$

em que:

- T_h – Representará o fator tempo para drenagem horizontal.

Finalmente retira-se que o grau médio de consolidação, para fluxo radial, que é dado pela expressão:

$$\bar{U}_r = 1 - e^{\left(-\frac{8T_h}{F(n)}\right)} \quad (2.50.)$$

2.4.3. TEORIA DE HANSBO

Hansbo, em 1979, modificou as equações desenvolvidas por Barron para drenos verticais pré-fabricados, de modo a ter em consideração as características dos destes e a sua instalação. Como tal, esta nova solução analítica já tem em conta o fenómeno de *smear* e a capacidade de drenagem finita do dreno, sendo o grau médio de consolidação alterado para a expressão seguinte:

$$\bar{U}_r = 1 - e^{\left(-\frac{8T_h}{F_{Ax}}\right)} \quad (2.51.)$$

Neste caso, F_{Ax} é dada pela soma dos três efeitos acima mencionados, nomeadamente:

$$F_{Ax} = F(n) + F(s) + F(q) \quad (2.52.)$$

- $F(n)$ refere-se ao espaçamento entre drenos. É regido pela equação 2.46, que pode ser simplificada caso $n \geq 20$ (equação 2.47), ficando:

$$F(n) = \ln\left(\frac{d_e}{d_w}\right) - \frac{3}{4} \quad (2.53.)$$

- $F(s)$ é o efeito *smear*, sendo este dado por:

$$F(s) = \left(\frac{k_h}{k_{hs}} - 1\right) \ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) \quad (2.54.)$$

- $F(q)$ representa a resistência hidráulica do dreno e determina-se com base na expressão abaixo:

$$F(q) = \pi \times z \times (2 \times L - z) \frac{k_h}{q_{wAx}} \quad (2.55.)$$

cujo significado dos parâmetros envolvidos é o seguinte:

- k_{hs} – É o coeficiente de permeabilidade na zona perturbada (*smear*);
- z – É a profundidade a que se encontra o dreno;
- L – O comprimento característico do dreno e será L caso exista apenas uma fronteira drenante e será metade caso existam duas extremidades drenantes;
- q_{wAx} – É a caudal de descarga do dreno, definido pela expressão $q_w = k_w \times A_w$;
- d_s – Diâmetro da zona perturbada (*smear*);
- A_w – É a área do dreno;
- k_w – É o coeficiente de permeabilidade do dreno (regra geral este valor é definido pelos fabricantes dos drenos).

É adotado também o conceito de diâmetro equivalente $d_{m,eq}$, para o caso de drenos verticais pré-fabricados. A expressão proposta por Hansbo (1979) para este diâmetro será:

$$d_{m,eq} = d_w = \frac{2(a_1 + a_2)}{\pi} \quad (2.56.)$$

Esta expressão deriva da igualdade entre perímetro da área dum hipotético dreno de areia e o perímetro do dreno pré-fabricado. Os parâmetros a_1 e a_2 são as dimensões do dreno pré-fabricado representadas na figura 2.12.

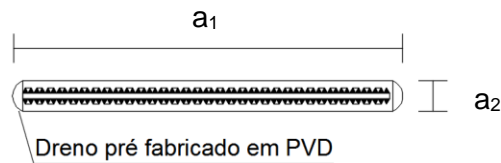


Fig.2.12 – Representação da secção e dimensões de um dreno vertical pré-fabricado (Holtz *et al.*, 1991)

Segundo estudos numéricos realizados posteriormente por Rixner *et al.* (1986) e apoiados por Hansbo (1987), é sugerido que o diâmetro equivalente do dreno se tome igual a:

$$d_{m,eq} = d_w = \frac{(a_1 + a_2)}{2} \quad (2.57.)$$

O diâmetro da zona perturbada (*smear*), d_s , é considerado um parâmetro de difícil quantificação, tendo sido objecto de inúmeros estudos, contando-se entre eles investigadores como Holtz e Holm (1973), Akagi (1979), Jamiolkowski *et al.* (1981), Hansbo (1981, 1997), Bergado *et al.* (1991), entre outros. Todos eles apresentaram para este diâmetro uma relação empírica com o diâmetro do dreno. No caso em estudo, será considerada a hipótese de Bergado *et al.* (1991), através da seguinte relação:

$$d_s = 2 \times d_w \quad (2.58.)$$

Relativamente a $F(q)$, pode ser desprezado caso a resistência hidráulica $W_q < 0,1$. A expressão que define o parâmetro W_q foi proposta por Orleach (1983), a partir das equações de Hansbo (1981), sendo:

$$W_q = 2\pi \left(\frac{k_h}{q_w} \right) \times L^2 \quad (2.59.)$$

Estudos realizados, por Holtz *et al.* (1991) e Mesri e Lo (1991), suportam não levar em linha de conta os fatores redutores relativos à capacidade de drenagem de drenos pré-fabricados. De qualquer forma, para situações em que conjugado a um depósito de argila vasto, caso o solo possua uma condutividade hidráulica elevada ou o dreno pré-fabricado instalado tenha uma capacidade de descarga baixa, a influência da capacidade de descarga do dreno deverá ser incorporada na análise.

2.5. CONSOLIDAÇÃO EM ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÃO (2D)

A maioria das análises de aterros, com recurso a elementos finitos, assume um estado plano de deformação, analisando normalmente perfis transversais, usufruindo de uma melhor eficiência computacional. Desde modo, é então necessário estabelecer uma relação equivalente entre o estado axissimétrico e o estado plano de deformação, para introdução da influência de drenos verticais na consolidação do aterro. A análise axissimétrica de drenos já foi sumarizada no capítulo anterior por Barron (1948) e modificada posteriormente por Hansbo (1981) para incluir o efeito de *smear* e da capacidade do dreno.

A primeira relação entre os dois sistemas foi desenvolvida por Shinsha *et al.* (1982) e é expresso pela expressão 2.60. A sua representação gráfica é feita na figura 2.13.

$$\frac{k_{hPd}}{k_{hAx}} = \Omega \left(\frac{B}{d_e} \right)^2 \quad (2.60.)$$

Onde:

- k_{hPd} – é a coeficiente de permeabilidade horizontal em estado plano de deformação;
- k_{hAx} – é o coeficiente de permeabilidade no estado axissimétrico;
- Ω – é o coeficiente de conversão determinado, considerando o tempo de ambos os sistemas chegarem a um grau de consolidação de 50%;
- B – é a metade da largura entre dois drenos paralelos e consecutivos (eixo a eixo).

O valor de Ω é determinado por:

$$\Omega = \frac{2,26}{F(n) + \pi G} \quad (2.61.)$$

Na equação 2.61., G é interpretada como o fator de capacidade do dreno que é dado por:

$$G = \left(\frac{k_h}{k_w} \right) \left(\frac{L}{d_w} \right)^2 \quad (2.62.)$$

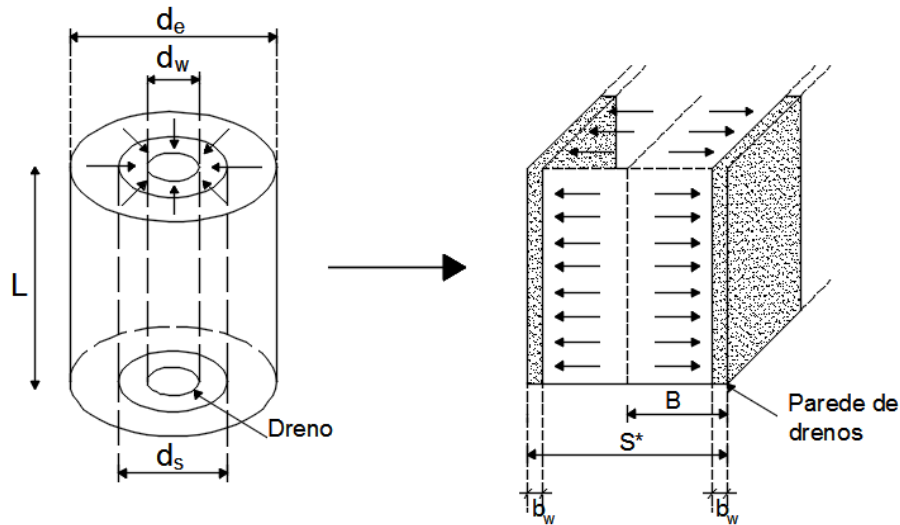


Fig. 2.13 – Conversão de escoamento de dreno axissimétrico para estado plano de deformação (Hird *et al.*, 1992)

Da figura 2.13, b_w corresponde à dimensão equivalente em plano do dreno vertical e S^* corresponde à distância entre drenos consecutivos no estado plano de deformação.

Segundo Hird *et al.* (1992), para que o grau de consolidação tanto em estado assimétrico como em estado plano de deformação sejam correspondentes, o grau de consolidação médio \bar{U} terá de ser equivalente entre ambos, em qualquer momento, para cada nível de carga. Então temos que:

$$\bar{U}_{hAx} = \bar{U}_{hPd} \quad (2.63.)$$

Em que \bar{U}_{hAx} já foi definido por Hansbo (1981), na equação 2.51. e \bar{U}_{hPd} é definido pela seguinte equação 2.64.:

$$\bar{U}_{hPd} = 1 - e^{\left(-\frac{8T_{hPd}}{F_{Pd}}\right)} \quad (2.64.)$$

Para o mesmo tempo de consolidação radial igualando a equação 2.51. e 2.64. ter-se-á:

$$\frac{8T_{hAx}}{F_{Ax}} = \frac{8T_{hPd}}{F_{Pd}} \iff \frac{k_{hPd}}{k_{hAx}} = \frac{B^2}{r_e^2} \frac{F_{Pd}}{F_{Ax}} \quad (2.65.)$$

Os parâmetros F_{Pd} e F_{Ax} reportam e incluem no cálculo do grau de consolidação médio o efeito de espaçamento de drenos, capacidade drenante finita do dreno e o efeito *smear*, quer em estado plano de deformação, quer no estado axissimétrico.

O parâmetro F_{Ax} já foi definido por Hansbo (1979, 1981). F_{Pd} é dado por uma expressão equivalente para estado plano de deformação por Hird *et al.* (1992), embora o efeito *smear*

considerado, seja quantificado nas expressões analíticas, o mesmo não aparece geometricamente representado.

A expressão para F_{Pd} é dada por:

$$F_{Pd} = \frac{2}{3} + 2(L \times z - z^2) \frac{k_{hPd}}{B \times q_{wPd}} \quad (2.66.)$$

Substituindo as expressões de 2.52. e 2.66., em 2.65. ter-se-á a seguinte equivalência entre sistemas:

$$k_{hPd} r_e^2 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi(L \times z - z^2) \frac{k_{hAx}}{q_{wAx}} \right] = k_{hAx} B^2 \left[\frac{2}{3} + 2(L \times z - z^2) \frac{k_{hPd}}{B q_{wPd}} \right] \quad (2.67.)$$

Em que:

- q_{wAx} – é a capacidade de descarga de um dreno no estado axissimétrico;
- q_{wPd} – é a capacidade de descarga de um dreno no estado plano de deformação;
- k_{hsAx} – é o coeficiente de permeabilidade na zona de *smear* no estado axissimétrico;
- s – é um fator adimensional que relaciona o diâmetro de zona perturbada com o diâmetro do dreno $s = \frac{d_s}{d_w} = \frac{r_s}{r_w}$.

De modo a que a compatibilidade entre os dois sistemas seja assegurada, é necessário que haja equivalência ou correspondência entre ambos, quer na capacidade de descarga dos drenos (eq. 2.68.) quer na consolidação do solo (eq.2.69.) (Vairinhos, 2013; Da Silva, 2013):

$$\frac{k_{hPd} \times \pi \times r_e^2 \times k_{hAx}}{q_{wAx}} = \frac{k_{hAx} \times 2B^2 \times k_{hPd}}{B \times q_{wPd}} \iff \frac{\pi r_e^2}{q_{wAx}} = \frac{2B}{q_{wPd}} \quad (2.68.)$$

$$k_{hPd} r_e^2 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right] = \frac{2B^2}{3} k_{hAx} \quad (2.69.)$$

Primeiro Hird *et al.* (1992) e depois Indraratna e Redana (1997), de modo a satisfazer as equações de conversão entre os dois estados, equações 2.68. e 2.69., consideraram as seguintes hipóteses, as quais vamos seguidamente enumerar:

1. Correspondência geométrica – o espaçamento de drenagem é combinado entre ambos os estados, enquanto o mesmo coeficiente de permeabilidade é mantido, ou seja, $k_{hPD} = k_{hAx}$;
2. Correspondência de permeabilidade – o coeficiente de permeabilidade é correspondido, enquanto se mantém o espaçamento de drenagem;
3. Combinação de 1 e 2 com a permeabilidade, plano de deformação calculado para um espaçamento de drenagem conveniente.

Hird *et al.* (1992), tendo em conta as soluções de Hansbo (1981), para drenagem radial, e assumindo a primeira hipótese atrás mencionada, chegou à conclusão de que grau de consolidação, U a qualquer profundidade e tempo, para ambos os estados, é praticamente idêntico, se a distância entre drenos, no estado plano de deformação, em função do afastamento real dos drenos, estiver de acordo com a expressão seguinte:

$$\frac{B}{r_e} = \left\{ \frac{2}{3} \times \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right] \right\}^{1/2} \quad (2.70.)$$

Tando em estado plano de deformação e axissimétrico, terão a mesma permeabilidade, logo não haverá zona de *smear* representada explicitamente nesta primeira abordagem de Hird *et al.* (1992).

O efeito da capacidade hidráulica finita do dreno é correspondido independentemente para cada estado. A equação 2.68. é mantida, apenas reescrita para a eq. 2.71. para obter uma equação de relação direta:

$$q_{wPd} = \left(\frac{2B}{\pi r_e^2} \right) q_{wAx} \quad (2.71.)$$

Outro procedimento alternativo é considerar a segunda hipótese, ou seja, a permeabilidade é que é correspondida entre ambos os sistemas, em vez do espaçamento de drenos. Tem-se que:

$$k_{hPd} = \frac{2k_{hAx}}{3 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right]} \quad (2.72.)$$

Neste caso a equação 2.71. simplifica para:

$$q_{wPd} = \left(\frac{2}{\pi r_e} \right) q_{wAx} \quad (2.73.)$$

Outro método alternativo é escolher previamente o valor de B e depois usar as combinações da correspondência geométrica e correspondência de permeabilidade entre sistemas. Trata-se da hipótese 3. A relação entre estados tomará a expressão seguinte:

$$k_{hPd} = \frac{2k_{hAx} B^2}{3r_e^2 \left[\ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{k_{hAx}}{k_{hsAx}}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \right]} \quad (2.74.)$$

A terceira hipótese é a solução mais complexa, contudo, será aquela que garante maior igualdade entre os dois sistemas.

2.6. CONSOLIDAÇÃO PARA ESCOAMENTO COMBINADO

Carrillo (1942) apresenta uma expressão simplificada que nos dá o grau de consolidação, devido a escoamento tridimensional, como conjugação do efeito de cada fluxo, horizontal e vertical:

$$\bar{U} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (2.75.)$$

Em que:

- \bar{U} – é o grau de consolidação médio;
- U_v – é o grau de consolidação médio vertical;
- U_h – é o grau de consolidação médio horizontal/radial.

De acordo com Vertematti *et al.* (2004) a contribuição da drenagem vertical, comparativamente à drenagem horizontal devido à presença de drenos, na consolidação do estrato, é significativa, apenas em camadas de solos compressíveis de espessuras inferiores a 10 metros. De qualquer modo, se isto não se verificar, poder-se-á utilizar a expressão equivalente de Carrillo (1942) e calcular o grau médio de consolidação considerando os dois efeitos.

2.7. CONSOLIDAÇÃO SECUNDÁRIA EM SOLOS ARGILOSOS

Tal como já foi referido no início deste capítulo, a deformação vertical de um solo é decomposta em três componentes: assentamento imediato ou distorcional, consolidação hidrodinâmica ou assentamento primário e consolidação secundária ou por fluência. O assentamento total é então, definido por:

$$S_t = S_i + S_{pc} + S_{sc} \quad (2.76.)$$

Onde S_i é o assentamento imediato, S_{pc} o assentamento por consolidação primária e S_{sc} o assentamento por consolidação secundária. A figura 2.14. demonstra e ilustra o termo usado para definir o assentamento total numa camada de solo.

O assentamento imediato é quantificado com base em equações derivadas da teoria da elasticidade, tal que:

$$S_i = m_v \Delta \sigma' H \quad (2.77.)$$

Relativamente ao assentamento por consolidação hidrodinâmica ou primário, o mesmo pode ser estimado laboratorialmente através do ensaio edométrico, também designados por ensaios de consolidação unidirecional.

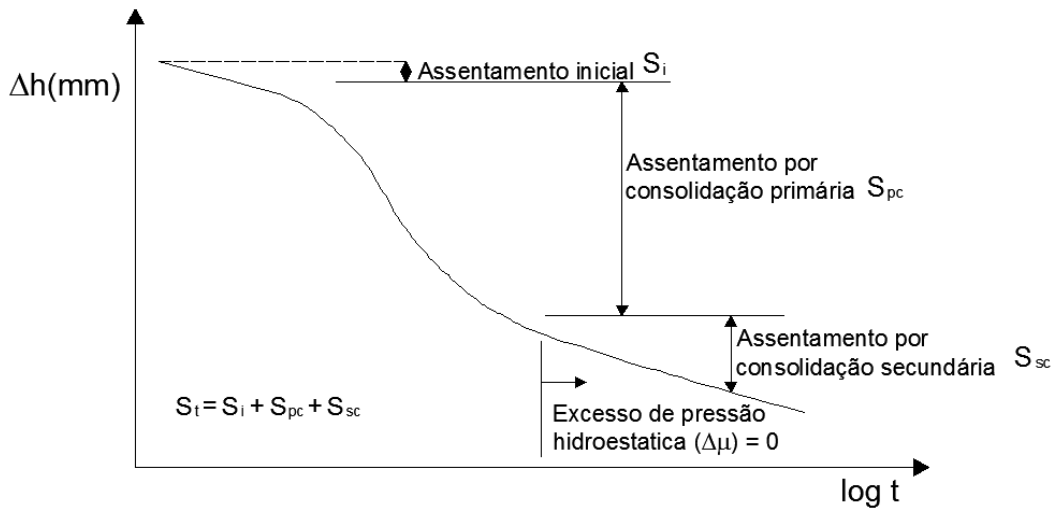


Fig. 2.14 – Curva de assentamento obtida de ensaio edométrico (Redana, 1999)

2.7.1. ENSAIO EDMÉTRICO

O ensaio edométrico é realizado, como o próprio nome indica, num aparelho designado por edómetro (figura 2.15), onde uma amostra de solo saturado de geometria cilíndrica, de 19mm de espessura e 70mm de diâmetro, é submetida a carregamento vertical.

O ensaio respeita as hipóteses base, da Teoria de consolidação unidimensional de Terzaghi:

- O solo encontra-se saturado (submerso em água);
- O solo encontra-se confinado, sendo as deformações verticais (garantido pelo anel metálico);
- O fluxo é vertical (garantido pelo anel metálico).

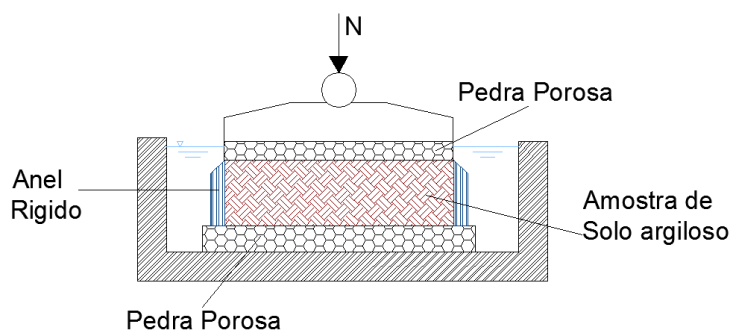


Fig. 2.15 – Corte da célula edométrica

Este tipo de ensaio, e posteriormente os resultados obtidos do mesmo, são muito influenciados pela qualidade da amostragem, condicionamento, condições de transporte,

deturpando o valor de tensão de pré consolidação σ'_p da camada de solo argiloso, levando à subestimação ou superestimação dos valores de assentamentos (Perboni, 2003)

Num ensaio edométrico são obtidas, para cada escalão de carga, as leituras de altura da amostra ao longo do tempo (fig. 2.16).

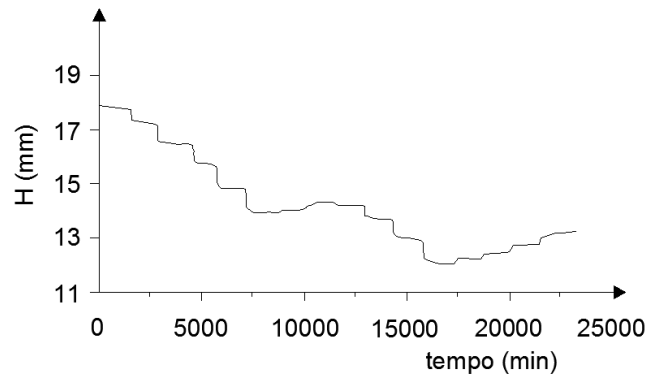


Fig.2.16 – Gráfico H(mm)-t(min) representando diferentes escalões de carga e descarga

O valor do índice de vazios e , também é conhecido a cada instante e para cada escalão de carga/descarga. É utilizada a seguinte expressão para o cálculo do índice de vazios:

$$\Delta e = \frac{\Delta H}{H_0} \times (1 + e_0) \quad (2.78.)$$

Em que:

- ΔH – é a diferença de leituras de altura inicial (H_i) e final (H_f) da amostra de solo argiloso após a aplicação de carga ou descarga. Por vezes para a representação das curvas é adotado um $H_i \neq H_0$, pois apenas o ΔH é importante para o cálculo;
- H_0 – é a altura da amostra ensaiada;
- e_0 – é o índice de vazios inicial da amostra. O mesmo é calculado através da pesagem, secagem da amostra de solo retirada à profundidade da amostra para ensaio edométrico.

Ao relacionar o índice de vazios com a tensão vertical efetiva da amostra, interpretando a mesma num gráfico, permite-nos definir alguns parâmetros do solo, mencionados em diversas situações, tal como:

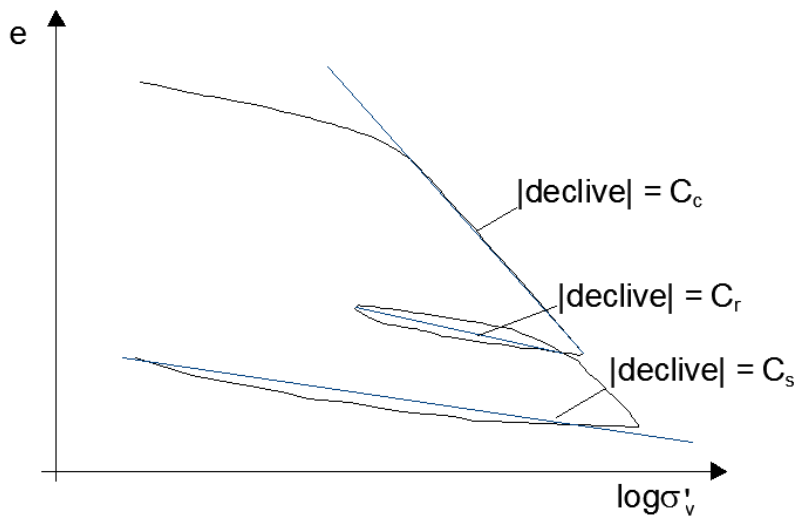


Fig.2.17 – Curva típica $e - \log \sigma'_v$ através de resultados do ensaio edométrico para cada ensaio de carga/descarga

Os coeficientes representados na figura 2.17. são determinados a partir da representação $e - \log \sigma'_v$, sendo:

- Índice de compressibilidade do solo C_c ;
- Índice de recompressibilidade C_r ;
- Índice de expansibilidade C_s ;

Para obtenção do coeficiente de compressibilidade a_v interpreta-se os resultados provenientes do ensaio edométrico através de uma curva $e - \log \sigma'_v$ (figura 2.18).

Obtém-se da construção do gráfico constituinte da figura 2.19 o coeficiente de compressibilidade volumétrica m_v , mencionado enumeras vezes no decorrer desta exposição teórica.

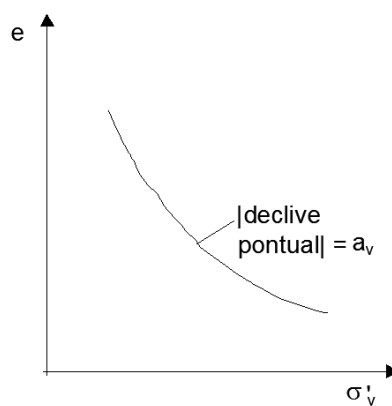


Fig. 2.18 – Curva típica $e - \sigma'_v$ através de resultados do ensaio edométrico para cada ensaio de carga/descarga

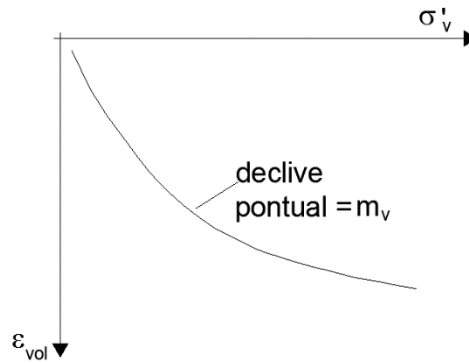


Fig. 2.19 – Curva típica $\varepsilon_{vol} - \sigma'_v$ através de resultados do ensaio edométrico para cada ensaio de carga/descarga

Relativamente à tensão de pré-consolidação σ'_p , esta resulta da fig. 2.17 ($e - \log \sigma'_v$) através da construção de Casagrande. Esta construção baseia-se nas curvas laboratoriais resultantes dos ensaios edométricos, nos quais se aplicam tensões.

Para cada escalão de carga ou descarga individualizado é possível obter uma curva $\Delta H - \log t$ ou $\Delta H - \sqrt{t}$, a qual permitem obter o parâmetro do solo que determina o tempo de consolidação hidrodinâmica, ou seja, o coeficiente de consolidação C_v não é um parâmetro característico do solo. Este varia consoante cada escalão de carga.

O coeficiente de consolidação é geralmente estimado com base num de dois métodos:

- O método de Casagrande (baseado na curva $\Delta H - \log t$);
- O método de Taylor (baseado na curva $\Delta H - \sqrt{t}$);

O método de Casagrande é de difícil utilização no caso de solos argilosos, com elevados coeficientes de consolidação e/ou sofrendo assentamentos, em que a fluência constitui uma componente importante. Todavia, este método oferece resultados um pouco mais precisos e próximos da situação real, relativamente ao método de Taylor, ainda que, da mesma ordem de grandeza (Bowles, 1996).

Em relação ao método de Taylor, porque se baseia na interpretação da fase inicial da consolidação, é menos influenciado pela ocorrência de fluência durante o ensaio, contudo exige maior número e precisão de leituras no início do processo. Este requisito é facilmente satisfeito por meio da aquisição automática de dados decorrentes do ensaio.

Com base em observações dos ensaios edométricos, curvas $\Delta H - \sqrt{t}$ ou $\Delta H - \log t$, Raymond e Wahls (1976) e Mesri e Godlewski (1977) definiram o coeficiente de consolidação secundária C_{α} :

$$C_{\alpha} = \frac{\Delta e}{\Delta \log\left(\frac{t_1}{t_2}\right)} \quad (2.79.)$$

Em que Δe é a diferença de índice de vazios do fim da consolidação primária e um índice de vazios da consolidação secundária, e t_1 o tempo correspondente ao fim da consolidação primária e t_2 um tempo correspondente à consolidação secundária.

A equação 2.79 deriva de:

$$C_{\alpha} = C_B(1 + e_0) \quad (2.80.)$$

Sendo C_B o coeficiente de consolidação secundária, correspondente a um escalão de carga/descarga específico, C_B é igual a :

$$C_B = \frac{\Delta \varepsilon}{\log\left(\frac{t_1}{t_2}\right)}, \text{ com } \Delta \varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} \quad (2.81. \text{ e } 2.82.)$$

Para estimar o assentamento por consolidação hidrodinâmica, o primeiro passo é saber se o solo é normalmente consolidado ou sobreconsolidado. Deste modo, quando o solo é normalmente consolidado, ou seja $OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} = 1$ (overconsolidation ratio), então tem-se que:

$$S_{pc} = C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (2.83.)$$

Para argilas sobre consolidadas, o $OCR > 1$, logo dependendo do estado de tensão final, poderá surgir um ou dois termos, nomeadamente:

Quando $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v \leq \sigma'_p$:

$$S_{pc} = C_r \frac{H_0}{1 + e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad (2.84.)$$

Quando $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v \geq \sigma'_p$:

$$S_{pc} = C_r \frac{H_0}{1 + e_0} \log \left[\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \right] + C_c \frac{H_0}{1 + e_0} \log \left[\frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_p} \right] \quad (2.85.)$$

É evidenciado experimentalmente através dos ensaios edométricos que, o processo de consolidação continua, mesmo após de dissipação do excesso de pressão intersticial (figura 2.14). Embora o ensaio edométrico possua diversas fases de carregamento, cada uma com duração de 24 horas, mesmo para solos argilosos de muito baixa permeabilidade, verifica-se que, o assentamento por consolidação primária, termina antes da escala temporal de cada

carregamento, sendo possível averiguar um intervalo de tempo na qual, estamos na presença de consolidação secundária.

O assentamento por consolidação secundária pode ser formulado por:

$$S_{sc} = \frac{C_{\alpha}}{1 + e_p} (H_0) (\Delta \log t) \quad (2.86.)$$

Ladd (1973) assumiu que C_{α} é constante ao longo do tempo, independente da espessura de solo argiloso e do incremento e nível de tensão. É verificado por Mesri e Godlewski (1977) que a razão C_{α}/C_c é constante, embora Mesri (1973) tenha mostrado que o coeficiente de consolidação secundária diminui, com a tensão vertical efetiva. No quadro 2.2 estão apresentados valores de C_{α}/C_c para diferentes tipos de solo, que variam no intervalo entre 0,01 e 0,07. De acordo com Mesri e Godlewski (1977), o valor de C_{α} está diretamente relacionado com valor de C_c e C_r . Quando a tensão final do estrato argiloso está sob a curva de recompressão, ou seja, $\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma_p} < 0,7$, verifica-se que o tempo de consolidação primária t_1 é pequeno, assim como o declive da reta de tensão-índice de vazios $C_{r/s}$ e os assentamentos secundários não serão significativos (Terzaghi *et al.* (1996)).

Quando σ'_{vf} se encontra nas proximidades da tensão de pré consolidação, o tempo da consolidação primária pode também ser pequeno, mas como há a possível transição entre C_r para C_c , então C_{α} também aumenta tornando os assentamentos por compressão secundária significativos (Mesri *et al.*, (1997)). Quando σ'_{vf} se encontra na curva de compressão normal depende-se que os assentamentos por consolidação secundária serão elevados pois $C_c > C_r$, o que implica que C_{α} seja elevado (Futai, 2010).

Quadro 2.2 – Valores de C_{α}/C_c para diversos tipos de solos (Terzaghi *et al.* 1996)

Tipos de solos	C_{α}/C_c
Solos granulares	0,02±0,01
Xisto e argilito	0,03±0,01
Argilas e siltes inorganicos	0,04±0,01
Argilas e siltes orgânicos	0,05±0,01
Turfa	0,06±0,01

2.7.2. VISCOSIDADE DOS SOLOS ARGILOSOS

As deformações evidenciadas pelos solos moles, especialmente argila muito plástica, dependentes do tempo, são em geral muito importantes para serem ignoradas (Bjerrum, 1967; Graham *et al.*, 1983), sendo estas, função da viscosidade e do tempo.

A modelação do comportamento dos solos, tendo em conta que as tensões e deformações, são dependentes do tempo, tem sido uma área ativa de pesquisa nas últimas cinco décadas

e tem atraído muita atenção por parte da comunidade geotécnica internacional, nos últimos anos (Yin *et al.*, 2002). Uma rápida retrospectiva de literatura, mostra que, os principais aspetos do comportamento viscoso, que foram investigados no passado foram os seguintes:

- Efeitos da viscosidade do esqueleto do solo em consolidação unidimensional (Ladd *et al.*, 1977; Mesri e Choi, 1985; Mesri, 1987; Burghignoli *et al.*, 1991);
- Os fatores que afetam o coeficiente de C_α da consolidação secundária (Mesri, 1973; Fox *et al.*, 1992);
- A influência da viscosidade do esqueleto do solo sobre o coeficiente de impulso em repouso k_0 (Nova, 1985).

Bjerrum (1967), Yin e Graham (1989), bem como outros investigadores, fizeram um extenso trabalho de laboratório e modelação do comportamento dos solos argilosos moles, tendo em atenção a dependência do fator tempo nos ensaios edométricos, para deformações unidimensionais (1D). De acordo com Bjerrum (1967), quando se sujeita um solo argiloso a consolidação unidirecional por meio de incremento de tensão, a deformação volumétrica total é dividida em deformação volumétrica instantânea e deformação volumétrica por fluência, sendo esta função da viscosidade (ver figura 2.20). O conceito proposto por Bjerrum (1967) tem sido comumente adotados no desenvolvimento de modelos viscoplásticos elásticos (Yin e Graham 2002).

É facilmente interpretável pela figura 2.20, que o fenómeno de fluência e os assentamentos, devido à mesma, ocorrem desde o início da aplicação de carga. Contudo, regra geral, a formulação considerada para estimar os assentamentos dos solos finos, não têm em consideração a viscosidade do solo, sendo a mesma desprezada. Esta decisão prende-se com o facto de os assentamentos associados à deformação devida à expulsão do excesso de pressões intersticiais ser preponderante, quando comparado com as deformações ao longo do tempo por fluência (*creep*).

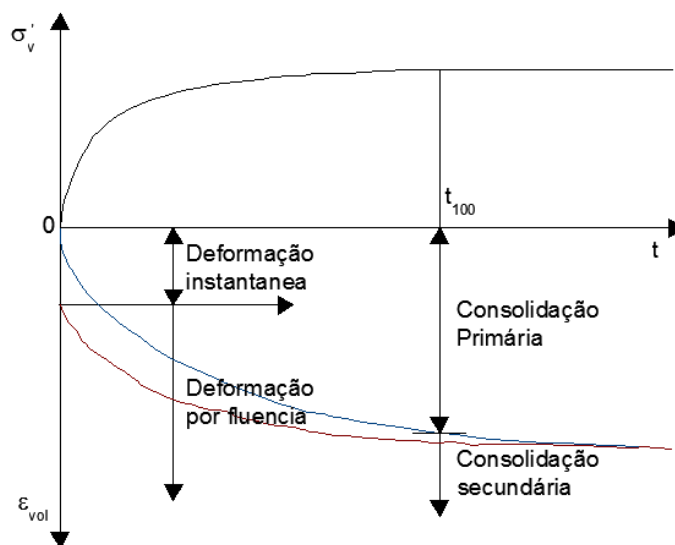


Fig. 2.20 – Definição de consolidação primária e secundária e deformação instantânea e ao longo do tempo segundo Bjerrum em 1967 (Yin *et al.* 2002)

Além disso, de modo a simplificar a análise dos resultados de assentamentos, para efeitos de cálculo adota-se que a consolidação secundária, ocorre depois de concluída a dissipação de pressões intersticiais. No entanto, e tal como se pode constatar na figura 2.20, na realidade ambas as deformações ocorrem em simultâneo, sendo inicialmente a primária superior à secundária, e posteriormente, com o passar do tempo, ocorre uma inversão no valor de grandeza (Bardet, 1997).

Um solo coesivo submetido a uma mudança de tensão sofre deformações volumétricas que evoluem com o tempo de uma forma logarítmica, mesmo após a dissipação total do excesso de pressões de água dos poros. O desenvolvimento destas deformações, atribuíveis ao comportamento viscoso do esqueleto do solo, é responsável por uma série de fenómenos observados, tais como o aumento da tensão de pré-consolidação com o tempo. Devido ao fenómeno de fluência atrás mencionado, solos naturalmente coesivos encontram-se sempre sobreconsolidados com o mínimo de valores de OCR entre 1,2 e 1,4. (figura. 2.21). De acordo com Schmertmann (1991) o estado de solos argilosos normalmente consolidado é mais uma condição de laboratório, do que uma condição no seu estado natural (Burghignoli *et al.*, 1994).

Não sendo intuito deste trabalho de investigação desenvolver um modelo constitutivo que considere o fenómeno de assentamento por fluência em argilas moles, mas sim, a sua aplicação prática a um caso real, apresenta-se então no quadro 2.3, um resumo adaptado de Karim e Gnanendram (2008) onde são apresentadas as capacidades e limitações de vários modelo de comportamento já desenvolvidos para ter em conta o fenómeno da viscosidade das argilas.

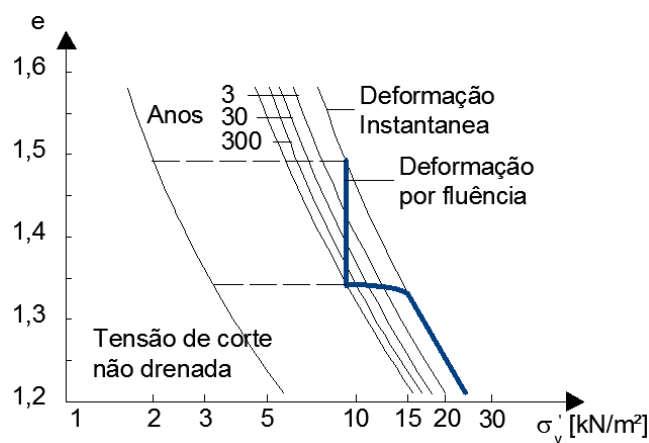


Fig.2.21 – Sobreconsolidação devido á deformação viscosa (Burghignoli *et al.*, 1994)

Quadro 2.3 – Comparação entre os diversos modelos constitutivos e respetivas capacidades e limitações

(Karim e Gnanendram, 2008) Modelo	Número de parâmetros do material	Aceleração de creep	Dependência do tempo	Efeito do creep	Creep começa com o carregamento	Procedimentos experimentais necessários para determinação parâmetros	Tempo incorporado	Formulado para
Adachi e Okano (1974)	8	não	sim	sim	-	3	Indirectamente	Húmido
Oka (1981)	8	não	sim	sim	-	3	Indirectamente	Húmido
Adachi e Oka (1982)	8	não	sim	sim	-	3	Indirectamente	Húmido
Adachi <i>et al.</i> (1987a)	9	sim	sim	sim	-	3	Indirectamente	Húmido
Adachi <i>et al.</i> (1987b)	9	sim	sim	sim	-	3	Indirectamente	Húmido
Sekiguchi (1977)	7	sim	sim	sim	-	3	Directamente	Húmido
Sekiguchi (1984)	7	sim	sim	sim	-	3	Directamente	Húmido
Yin e Graham (1999)	7	sim	sim	sim	sim	2	Tempo equivalente	Húmido
Yin <i>et al.</i> (2002)	10	sim	sim	sim	sim	2	Tempo equivalente	Húmido* e seco*
Zhou <i>et al.</i> (2005)	8	sim	sim	sim	sim	2	Tempo equivalente	Húmido
Kutter e Sathialingham (1992)	7	não	sim	sim	sim	3	Indirectamente	Húmido
Borja e Kavazanjian (1985)	13	não	sim	sim	sim	3	Indirectamente	Húmido
Hsieh <i>et al.</i> (1990)	13	não	sim	sim	sim	3	Indirectamente	Húmido

3. MODELOS DE COMPORTAMENTO

3.1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento de qualquer estrutura requer sempre o conhecimento da resposta da mesma, quando sujeita a solicitações exteriores. Tradicionalmente as leis correntemente utilizadas para prever o comportamento de materiais que constituem essas mesmas estruturas, baseiam-se em leis relativamente simples, tais como os comportamentos rígido-plásticos ou elásticos lineares. No caso dos solos, esses modelos não são aconselhados face à complexidade do material e à sua resposta. Por exemplo, um modelo elástico linear poderá ser admitido em análises em que o acréscimo de carga é relativamente baixo e o solo relativamente denso, dado que a grande parte dos solos exibe um comportamento plástico quando sujeito a um aumento de tensões (Sathananthan, 2005).

A teoria de mecânica dos solos, dita clássica, baseava-se em modelos simples que descreviam a relação tensão-deformação como elástica perfeitamente plástica. A função que determina a passagem da fase elástica para a fase com plasticidade designa-se de função de limite elástico ou função de cedência. Sendo a plasticidade perfeita, a função de cedência será aquela que levará, também, à rotura do material, podendo ser chamada função critério de rotura. É usual em Mecânica dos Solos recorrer-se aos critérios de rotura de *Tresca* e *Mohr-Coulomb* (Naylor *et al.*, 1981). O critério de *Tresca* é uma função de cedência do tipo coesivo e adequa-se a materiais cujo comportamento na cedência é considerado puramente coesivo, sendo dependente apenas da coesão não drenada (c_u). Já o critério de *Mohr-Coulomb*, adequa-se a materiais cujo comportamento na cedência é considerado como friccional e coesivo, sendo dependente do ângulo de atrito interno (ϕ) e da coesão do solo (c). Estes modelos elásticos são incapazes de descrever o comportamento real que ocorre na maioria dos solos, especialmente nas situações próximas da rotura, devendo ser utilizados em casos singulares e devidamente explicados. Por esse motivo, surgiram novos modelos que incorporam características de comportamento que se aproximam bastante dos materiais reais (Da Silva, 2013).

O modelo dos estados críticos, desenvolvido por Roscoe e seus colegas de trabalho na Universidade de Cambridge, trouxe uma melhoria e avanço no uso da teoria de plasticidade na mecânica dos solos. Apesar dos modelos *Cam-Clay* (Schofield e Wroth (1968)) fornecerem bons resultados na modelação de argilas normalmente consolidadas, é sabido que os mesmos não conseguem prever alguns comportamentos de argilas e areias sobreconsolidadas. Embora o modelo *Cam-Clay* original tenha sofrido alterações, e novas versões tenham surgido, nomeadamente o *Cam-Clay* Modificado e o *Cam-Clay* Revisto, uma questão importante continuava a colocar-se, designadamente a impossibilidade de um único modelo conseguir prever e caracterizar o comportamento de argilas e areias, independentemente do seu estado de consolidação.

A utilização de modelos de comportamento de solos mais realistas, e também mais complexos, envolvendo equações muito mais complicadas e extensas, para descrever a trajetória de tensões e deformações, só foi possível de ser implementada com o avanço dos meios informáticos. Assim sendo, nas últimas décadas, o desenvolvimento do hardware (computadores), permitiu também avanços nas técnicas de análise computacional, e tornou-se mais fácil executar modelos de comportamento que simulem os fenômenos físicos dos diferentes tipos de solos, de modo quantitativo e qualitativo. Para a análise de tensões e deformações em estruturas geotécnicas que envolvam geometrias mais ou menos complexas e que possam integrar vários tipos de solos de diferentes comportamentos, o elemento chave para o êxito é o desenvolvimento de modelos apropriados e realistas, dentro do possível, que modelem corretamente o comportamento dos solos. O método de elementos finitos é amplamente aplicado, permitindo considerar geometrias e comportamentos de materiais mais complexos, para traduzir o comportamento dos solos (Vairinhos, 2013).

O programa de elementos finitos utilizado nesta dissertação foi o PLAXIS 2D-AE, Manual 2014, que é um dos programas mais utilizados na Europa para modelação de estruturas geotécnicas. O desenvolvimento do programa PLAXIS começou em 1987 na Universidade Técnica de *Delft*, na Holanda. Devido à sua constante atividade e crescimento, foi formada uma empresa denominada PLAXIS b.v., a qual, desde então, comercializa e desenvolve continuamente o programa.

Tendo em conta a natureza dos materiais presentes no Dique nº3 da represa de *Lebrija* (os materiais serão caracterizados no capítulo 4) e os modelos reológicos disponíveis no PLAXIS, optou-se por usar os modelos *Mohr-Coulomb*, *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*, descritos de forma sumária no texto abaixo.

3.2. MODELO MOHR-COULOMB

O modelo *Mohr-Coulomb* é um modelo elástico perfeitamente plástico, que incorpora um tipo de comportamento designado por coesivo-atrítico (fig. 3.1). Este modelo define uma superfície de cedência fixa, sendo adotado um valor médio e constante para a rigidez, pelo que o esforço computacional é menor comparativamente com outros modelos. Pode ser utilizado para descrever o comportamento de solos em condições drenadas, mas não é adequado para solos em condições não drenadas, uma vez que a trajetória de tensões não é realista. (Vairinhos, 2013; Da Silva, 2013; PLAXIS 2D-AE, Manual 2014).

O modelo *Mohr-Coulomb* representa uma primeira aproximação do comportamento de solos, sendo por essa razão adequado para uma primeira análise, independentemente do caso em estudo. Permite obter uma ordem de grandeza das deformações associadas ao problema em análise (Vairinhos, 2013). A representação da superfície de cedência que caracteriza este modelo está representada na fig. 3.2.

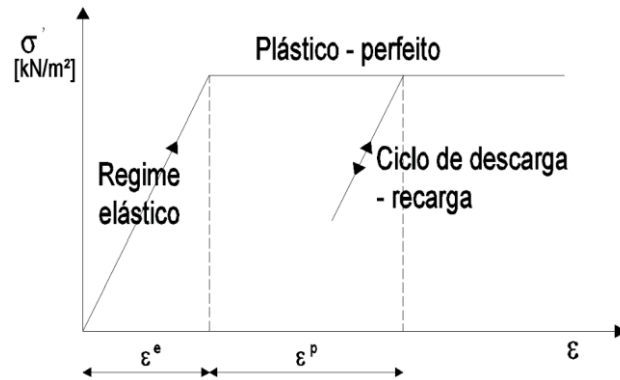


Fig. 3.1 – Relação tensão-deformação para um material com comportamento elasto-plástico perfeito (PLAXIS 2D-AE, Manual 2014)

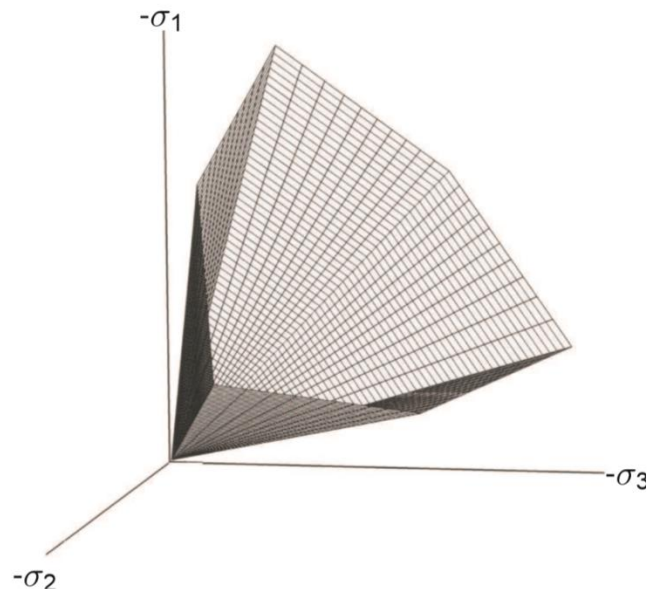


Fig. 3.1 – Representação da superfície de cedência do modelo *Mohr-Coulomb*, no espaço de tensões principais \hat{e} com coesão nula (PLAXIS 2D-AE, Manual 2014)

O modelo elástico perfeitamente plástico *Mohr-Coulomb* necessita de um total de cinco parâmetros de entrada no programa PLAXIS, os quais podem ser obtidos a partir de ensaios laboratoriais e/ou de campo. Estes parâmetros encontram-se listados no quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Parâmetros de entrada do modelo *Mohr-Coulomb*

Simbologia	Denominação	Unidades
E	Módulo de elasticidade	kN/m ²
ν	Coefficiente de <i>poisson</i>	---
φ	Ângulo de atrito	°
c	Coesão	kN/m ²
ψ	Ângulo de dilatância	°

3.3. MODELO *SOFT SOIL*

Baseado no modelo *Cam-Clay*, o modelo *Soft Soil* é adequado para argilosos, silto-argilosos e orgânicos normalmente consolidados (NC) ou ligeiramente sobreconsolidados (OCR=1), em que a análise primordial se prende com a evolução do fenómeno de consolidação hidrodinâmico, uma vez que se trata de solos que apresentam valores elevados de compressibilidade. A sua utilização deve ser limitada a problemas que envolvam assentamentos por consolidação primária (Vairinhos, 2013).

As características principais do modelo são (PLAXIS 2D-AE, Manual 2014):

- Dependência da rigidez relativamente ao nível de tensão;
- Distinção entre carregamento primário e descarga-recarga;
- Possibilidade de consideração da tensão de pré-consolidação;
- Utilização do critério de rotura de *Mohr-Coulomb*.

Tendo em conta um estado isotrópico de tensões ($\sigma_1=\sigma_2=\sigma_3$), este modelo assume que há uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica ε_v e a tensão efetiva média p' . A equação da linha de compressão isotrópica virgem (LCV) é definida pela expressão (Da Silva, 2013; Alves, 2011):

$$\varepsilon_v - \varepsilon_{v0} = -\lambda * \ln\left(\frac{p_f'}{p_p'}\right), \text{ com } p_f' > p_p' \quad (3.1.)$$

Onde:

- ε_v – Deformação volumétrica;
- ε_{v0} – Deformação volumétrica inicial;
- λ^* – Índice de compressibilidade modificado;
- p_f' – Tensão média efetiva final;
- p_p' – Tensão média efetiva de pré-consolidação.

A expressão que define o comportamento do solo (que se assume corresponder a um comportamento elástico) sob ação de descarga e recarga é (Da Silva, 2013):

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_{v0}^e = -\kappa * \ln\left(\frac{p'}{p_p'}\right), \text{ com } p' < p_p' \quad (3.2.)$$

Em que:

- ε_v^e – Deformação volumétrica elástica;
- ε_{v0}^e – Deformação volumétrica inicial elástica;
- κ^* – Índice de recompressibilidade modificado.

Com o intuito de manter a validade das expressões 3.1. e 3.2., é assumido um valor mínimo de p_f' e p' igual à unidade. As duas linhas são exemplificadas na fig. 3.3. (Alves, 2011).

Cada fase de descarga/recarga corresponde a um valor de tensão de pré-consolidação isotrópica p_p' . Este valor de tensão corresponde ao nível mais elevado de tensão experimentado pelo solo. Quando o valor de tensão solicitado ao solo ultrapassa p_p' , entra-se novamente na fase de carregamento primário, correspondente a LCV, a partir do qual se têm deformações volumétricas irreversíveis ou plásticas e dá-se um incremento de tensão de pré-consolidação isotrópica p_p' .

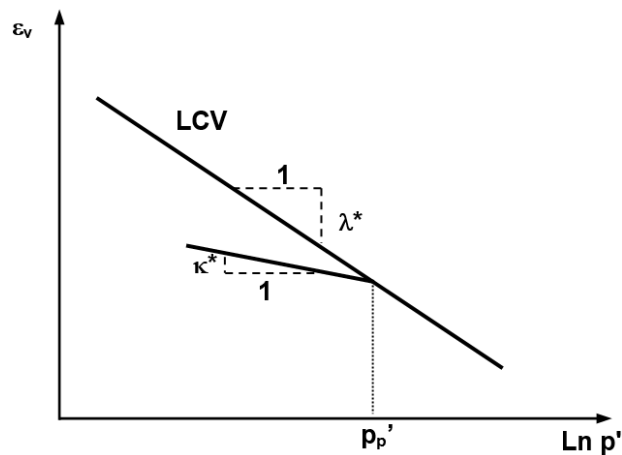


Fig. 3.2 – Relação logarítmica entre deformação volumétrica e a tensão média efetiva (Da Silva, 2013)

A compressibilidade do solo é representada em deformação volumétrica neste modelo, diferindo do modelo *Cam-Clay* de Burland (1967) no qual foi utilizada uma expressão em termos do índice de vazios. Assim sendo, foram considerados, respetivamente, o índice de compressibilidade modificado λ^* e o índice de expansibilidade ou recompressibilidade modificado κ^* , obtidos através de ensaios de compressão isotrópica, incluindo descarga/recarga isotrópica (ensaio edométrico).

Ambos os índices λ^* e κ^* se relacionam com os índices definidos por Burland (1967), de acordo com as seguintes relações:

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1 + e_0)} \quad (3.3.)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1 + e_0)} \quad (3.4.)$$

Segundo o PLAXIS 2D-AE, Manual (2014), a relação entre λ / κ de Burland é igual à relação λ^* / κ^* do modelo *Soft-Soil*.

No entanto, os parâmetros λ e κ que derivam da formulação do *Cam-Clay*, relacionam-se com os parâmetros C_c e C_s do ensaio edométrico através das seguintes expressões:

$$\lambda = \frac{1}{\ln 10} C_c = \frac{C_c}{2,3} \quad (3.5.)$$

$$\kappa = \frac{1}{\ln 10} C_s = \frac{C_s}{2,3} \quad (3.6.)$$

O comportamento elástico é descrito pela lei de Hooke e a equação 3.2 implica que haja dependência linear entre tensões e o módulo de deformação volumétrico (K_{ur}) (Vairinhos, 2013), ou seja:

$$K_{ur} = \frac{E_{ur}}{3(1-2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \quad (3.7.)$$

O subscrito “ur” significa “u=unload” e r=reload”, ou seja ciclo carga-descarga do solo.

De acordo com o manual do PLAXIS 2D-AE, mesmo que o solo se encontre saturado, os parâmetros do solo são introduzidos em condições drenadas, ou seja em tensões efetivas, e nunca em tensões totais, sendo estes determinados pelo próprio software. Para definir a componente elástica, são utilizados o ν_{ur} e κ^* como parâmetros de entrada no programa, sendo K_{ur} e E_{ur} calculados a partir dos primeiros.

Como parâmetros essenciais de entrada no Plaxis, para o modelo *Soft Soil*, tem-se:

- λ^* – Índice de compressibilidade modificado;
- κ^* – Índice de re-compressibilidade ou expansibilidade modificado;
- φ – Ângulo de atrito;
- c – Coesão;
- ψ – Ângulo de dilatância;

Em que estes são determinados quer com base em ensaios triaxiais, quer através de ensaios edométricos.

3.4. MODELO SOFT SOIL CREEP

Os solos moles a muito moles é importante recorrer a modelos que reproduzam o fenómeno de *creep* (fluência viscosa) na relação entre as tensões e as deformações, principalmente com a evolução do tempo de aplicação da carga, conduzindo a resultados mais aproximados do real.

Buisman (1936) foi provavelmente o primeiro a propôr uma lei de fluência para argila, depois de observar que o assentamento do solo não era completamente explicado pela teoria clássica de consolidação. O trabalho iniciado por este investigador foi continuado por outros, como Bjerrum (1967), Garlanger (1972), Mesri (1977) e Leroueil (1977).

Este modelo tem como caraterísticas básicas:

- Dependência entre tensão e rigidez (Comportamento à compressão logarítmica);

- Distinção entre carregamento primário e descarga-recarga;
- Compressão Secundária dependente do tempo;
- Historial de tensões de pré-consolidação;
- Critério de *Mohr-Coulomb* para definição da rotura do solo.

Buisman(1936) propôs a seguinte equação para descrever o comportamento do solo por fluência viscosa:

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log\left(\frac{t}{t_c}\right) \quad (3.11.)$$

Em que:

- ε_c – Deformação no final da consolidação primária;
- t – Tempo medido desde o início do carregamento;
- t_c – Tempo correspondente ao final da consolidação primária;
- C_B – Constante do material;

Segundo PLAXIS 2D-AE, Manual (2014), t é obrigatoriamente superior a t_c , ou seja, $t > t_c$.

Também de acordo com PLAXIS 2D-AE, Manual (2014), não é seguida a nomenclatura de mecânica dos solos em que a compressão é considerada positiva. Ao invés, tensões e deformações são consideradas negativas. Como tal, a equação 3.11 é reescrita para:

$$\varepsilon = \varepsilon_c - C_B \log\left(\frac{t_c + t'}{t_c}\right), \text{ para } t' > 0 \quad (3.12.)$$

Onde:

- t' – Corresponde ao tempo efetivo em que ocorre consolidação por assentamento secundário ou fluência viscosa. t' é definido pela seguinte expressão:

$$t' = t - t_c \quad (3.13.)$$

Garlanger (1972), com base no trabalho publicado por Bjerrum (1967) sobre fluência, propôs que a equação de fluência fosse traduzida em função do índice de vazios pela seguinte equação:

$$e = e_c - C_\alpha \log\left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c}\right), \text{ para } t' > 0 \quad (3.14.)$$

Em que:

- C_α – é o índice de compressibilidade secundário, relacionado com C_B pela seguinte expressão:

$$C_\alpha = C_B(1 + e_0) \quad (3.15.)$$

As formulações de Garlanger (1972) e Buisman (1936) têm ligeiras diferenças, sendo que a deformação ε da equação 3.12 é substituída por e (índice de vazios) e o tempo t_c pelo parâmetro τ_c . O tempo τ_c não é um parâmetro do material mas sim, um fator que depende, não só da consolidação, mas também da geometria da amostra testada (Da Silva 2013; Alves, 2011). As equações são totalmente idênticas ao adotar-se $\tau_c = t_c$. Para $\tau_c \neq t_c$, as diferenças entre as formulações desaparecem quando o tempo efetivo em que ocorre consolidação por assentamento secundário (t') aumenta.

Outra possibilidade para descrever a consolidação secundária é a equação adotada por Butterfield (1979), dada por:

$$\varepsilon^H = \varepsilon_c^H - C \ln \left(\frac{\tau_c + t'}{\tau_c} \right) \quad (3.16.)$$

ε^H é a deformação logarítmica e é definida pela expressão:

$$\varepsilon^H = \ln \left(\frac{V}{V_0} \right) = \ln \left(\frac{1+e}{1+e_0} \right) \quad (3.17.)$$

O subscrito 0 denota que serão valores iniciais, tanto para o volume V , como o índice de vazios e . O expoente 'H' tem apenas a finalidade de honrar Hencky, pois foi ele o primeiro a usar a o termo de deformação logarítmica.

Para o caso de pequenos deslocamentos, as deformações logarítmicas ε^H são aproximadamente iguais às deformações convencionais ε , sendo possível demonstrar que:

$$C = \frac{C_\alpha}{(1+e_0) \times \ln(10)} = \frac{C_B}{\ln(10)} \quad (3.18.)$$

No caso de grandes deformações, uma deformação logarítmica é superior à deformação tradicional (Mendes, 2011).

Para o cálculo do parâmetro C , pode ser usado o método tradicional indicado na fig. 3.4. ou a construção desenvolvida por Janbu (1969), mais atrativa, indicada na fig. 3.5.

Esta permite, também, determinar o parâmetro τ_c , que corresponde à interceção da continuação da parcela linear da fluência com o eixo do tempo (não logarítmico). A parcela não linear do gráfico para $t < t_c$ é devida à consolidação primária da amostra.

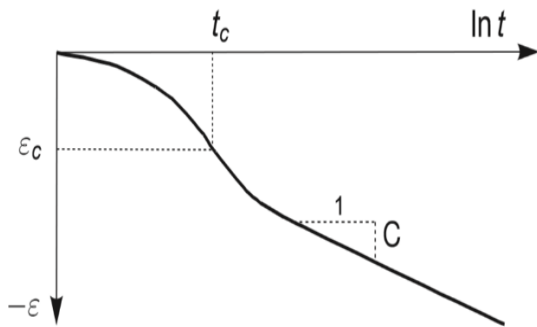


Fig. 3.4 – Deformação por fluência e consolidação de solo em ensaios edométricos, pelo método tradicional (PLAXIS 2D-AE, Manual (2014))

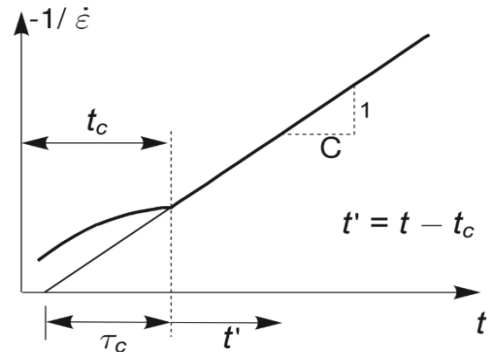


Fig. 3.5 – Deformação por fluência e consolidação de solo inversa em ensaios edométricos, pelo método tradicional (PLAXIS 2D-AE, Manual (2014))

Segundo o PLAXIS 2D-AE, Manual (2014), as deformações por consolidação primária serão calculadas com base na expressão:

$$\varepsilon_{pc}^H = \varepsilon_{pc}^{He} + \varepsilon_{pc}^{Hcr} = -A \times \ln\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}\right) - B \times \ln\left(\frac{\sigma'_{pc}}{\sigma'_{p0}}\right) \quad (3.19.)$$

Em que os termos ε_{pc}^{He} e ε_{pc}^{Hcr} correspondem a:

$$\varepsilon_{pc}^{He} = A \times \ln\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_0}\right) \quad (3.20.)$$

E

$$\varepsilon_{pc}^{Hcr} = B \times \ln\left(\frac{\sigma'_{pc}}{\sigma'_{p0}}\right) \quad (3.21.)$$

Em que ε_{pc}^{He} corresponde às deformações elásticas e ε_{pc}^{Hcr} a deformações viscoplásticas, verificadas no final da compressão primária.

Os restantes termos presentes nas equações 3.19, 3.20. e 3.21. são:

- σ'_f – Tensão efetiva vertical final;
- σ'_0 – Tensão efetiva vertical inicial;
- σ'_{p0} – Tensão efetiva vertical de pré consolidação inicial;
- σ'_{pc} – Tensão efetiva vertical de pré-consolidação no final da consolidação primária;

Adicionando a consolidação secundária à equação 3.19, obtém-se a deformação total:

$$\varepsilon_v = -A \times \ln\left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{p0}}\right) - B \times \ln\left(\frac{\sigma'_{pc}}{\sigma'_{p0}}\right) - C \times \ln\left(\frac{t_c + t'}{t_c}\right) \quad (3.22.)$$

O último termo corresponde às deformações viscoplásticas durante a consolidação secundária. Os parâmetros A, B, e C estão relacionados com os parâmetros C_c , C_r e C_α da seguinte forma:

$$A = \frac{C_r}{(1 + e_0) \times \ln(10)} \quad (3.23.)$$

$$B = \frac{(C_c - C_r)}{(1 + e_0) \times \ln(10)} \quad (3.24.)$$

$$C = \frac{C_\alpha}{(1 + e_0) \times \ln(10)} \quad (3.25.)$$

Na figura 3.6, estão graficamente esquematizadas, as deformações associadas aos três termos da equação 3.21.

O modelo *Soft Soil Creep* é adequado para este comportamento das argilas, dado que considera as deformações plásticas por fluência ou *creep*, dependentes do tempo.

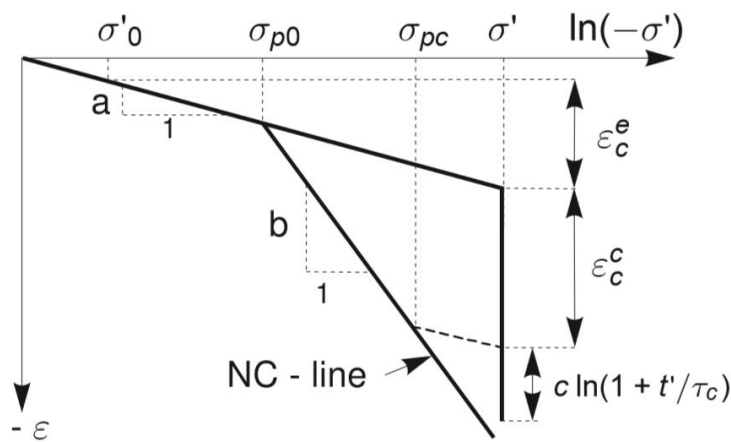


Fig. 3.6 – Curva Tensão-Deformação idealizada obtida do ensaio edométrico com incrementos de deformação elástico e plásticos, estando presentes então consolidação primária e secundária (PLAXIS 2D-AE, Manual 2014)

4. DIQUE Nº3 DA REPRESA DE LEBRIJA

4.1. ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO

A Represa de *Lebrija* (Fig. 4.1), também designada por Represa de Don Meledon, e da qual o Dique Nº3 é um dos elementos constituintes, situa-se geograficamente a noroeste da localidade de *Lebrija*, no sul de Sevilha, perto de outras áreas húmidas e de imenso valor ecológico, como exemplo o Parque de Doñana. A Represa, inaugurada em 2003, foi construída com o intuito de reservar água para assegurar a irrigação de aproximadamente 14600 hectares de terrenos agrícolas de regadio. Tem uma capacidade de 8,2 milhões de metros cúbicos e a racionalização do uso da água nela contida, permite assegurar uma agricultura com culturas adaptadas às exigências atuais e o fornecimento de centros urbanos, como Sevilha e Cádiz. A albufeira é alimentada pela barragem de Penafior, localizada a norte deste elemento, a qual descarrega para um canal aberto, realizado expressamente para o efeito, e que vai desaguar na Represa.



Fig. 4.1 – Represa de *Lebrija* – Localização aérea dos quatro Diques homogéneos (Da Silva, 2013)

Devido à proximidade com o Parque Nacional de Doñana, parque que cobre cerca de 543 km², imensas espécies de aves locais e migratórias, com maior expressão para os flamingos e patos, escolhem a Represa de *Lebrija* como zona de nidificação e reprodução devido à abundância de alimento.

Para além disso, esta Represa permitiu criar um espaço lúdico para a população residente na proximidade, uma vez que é permitida a prática de diversos desportos aquáticos na albufeira (Fig. 4.2 e 4.3).



Fig. 4.2 – Albufeira da Represa de *Lebrija*
Imagem retirada de <http://panoramio.com>



Fig. 4.3 – Desporto e lazer na Represa
Fotografia de Castro 2009- panoramio.com

A escolha da localização para a Represa teve em consideração, não só a depressão natural do terreno, a qual é favorável para o encaixe da água, como também a região ser relativamente plana e possuir solos férteis. A localização dos diques coincide com pontos específicos de menor cota, existentes dentro dessa depressão natural, e que precisavam de ser bloqueados para permitir atingir o encaixe de água necessário para a irrigação dos terrenos. Na figura 4.4, encontra-se, em pormenor, a localização dos quatro diques homogéneos que formam a Represa de *Lebrija* e a topografia da mesma.

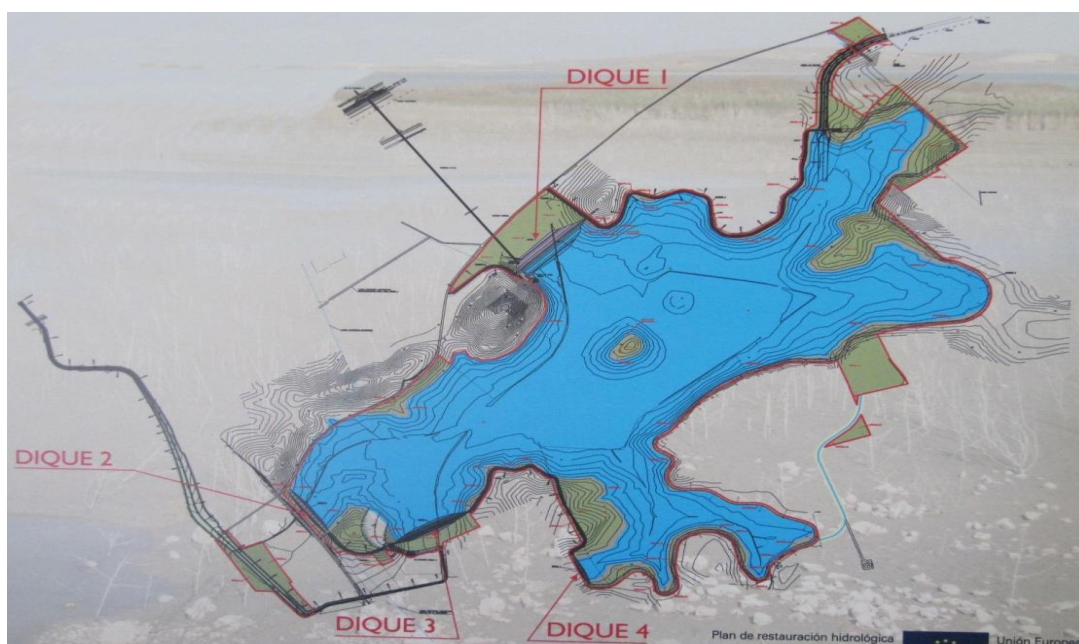


Fig. 4.4 – Represa de *Lebrija* – Implantação topográfica dos quatro diques homogéneos (Da Silva, 2013)

Embora a presente dissertação incida no estudo do Dique homogéneo nº3, apresenta-se no quadro 4.1, as alturas dos quatro Diques homogéneos, segundo o projeto inicial.

Quadro 4.1 – Alturas iniciais dos Diques da Represa de *Lebrija* (Da Silva, 2013)

Dique	Altura (m)
Nº1	11,17
Nº2	6,19
Nº3	9,04
Nº4	4,99

Ir-se-á proceder de seguida, ao enquadramento e caracterização dos solos de fundação, geologicamente e geotecnicamente.

4.2. ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

A Represa de *Lebrija* é conhecida por constituir a grande depressão da bacia hidrográfica do Guadalquivir (Da Silva, 2009). A referida bacia é constituída por depósitos marinhos, que ao longo do tempo foram parcialmente arrastados e/ou cobertos por sedimentos de origem continental, da época pliocénica ou era quaternária. É possível distinguir dois grupos estratigráficos pertencentes ao solo que compõe a bacia. No primeiro grupo, com grande representatividade na área respeitante à Represa de *Lebrija*, incluem-se as margas cinzentas e brancas com níveis arenosos. Considera-se que esta formação margosa é principalmente argilosa e de alta plasticidade. O material que prevalece no segundo grupo, corresponde às argilas margosas cinzento azuladas (época do Miocénico Superior e Pliocénico) com espessuras desconhecidas e muito irregulares. O Dique Nº3 está fundado sobre os solos do segundo grupo, solos moles. São solos argilosos ou siltosos, com plasticidade considerável elevada e cobertos por sedimentos quaternários (Saura Martínez, *et al.*, 2004)

4.3. CAMPANHAS DE PROSPEÇÃO E ENSAIOS REALIZADOS

A caracterização dos solos de fundação dos diques, que compõem a Represa de *Lebrija*, foi obtida através da execução de várias sondagens e ensaios *in-situ*, assim como da recolha de amostras para realização de ensaios laboratoriais. Resumidamente, enumeram-se os ensaios realizados e os valores obtidos para os diversos parâmetros geotécnicos, no decorrer das três campanhas de prospeção realizadas.

- 1ª Campanha de prospeção:

Os ensaios laboratoriais executados foram os seguintes:

- Análises granulométricas;
- Limites de Atterberg;
 - Limites de liquidez (LL(%)) e Plasticidade (LP(%));

- Determinação do teor em água (w) e pesos específicos (γ_d ; γ_{sat});
- Ensaios edométricos;
- Ensaios de corte direto;
- Ensaios de compressão uniaxial;
- Ensaios triaxiais

Relativamente aos ensaios de campo realizados, estes encontram-se indicados no abaixo (Quadro 4.2).

Quadro 4.1 – Descrição resumida dos ensaios *in-situ* relativos à primeira campanha de prospeção

Ensaio	Descrição resumida do ensaio	Valor de ensaio
SPT (Standard Penetration Test)	Penetração de um amostrador, no fundo do furo de uma sondagem já realizada, através da queda de uma massa de 64,5kg depois de elevada a 0,75m. É registado o número de pancadas necessárias para que o amostrador penetre 30cm no solo.	$N_{SPT}(30cm)$
DP (Dynamic Probe – Penetrômetro Dinâmico)	Penetração no terreno de um cone de dimensões e peso normalizados, ligado a uma haste de varas, através da queda de uma massa de 10kg a uma altura de queda de 0,50m.	N_{DP}

Os resultados da primeira campanha de prospeção permitiram a identificação de solos com más características mecânicas de suporte, elevada compressibilidade e baixa permeabilidade (solos argilosos moles).

Enumeram-se em seguida, alguns dos parâmetros obtidos e seus resultados:

- Limites de liquidez (LL) bastante elevados, oscilando entre os 56% e os 96%;
 - Índices de plasticidade (IP) considerados críticos e a rondar entre os 29% e os 62%;
 - Índice de vazios iniciais (e_0) elevados;
 - Índices de compressibilidade (C_c) com variações entre 0,36 e 0,75;
 - Módulos de deformabilidade (E_{oed}) do solo baixos, a rondar os 2500 kPa;
 - Resistência ao corte, em condições não drenadas entre os 20kPa a 25kPa, por vezes descendo aos 10 kPa;
 - Valores de N_{SPT} corrigidos nalgumas zonas e profundidades inferiores a 5 golpes;
 - Coeficiente de permeabilidade vertical dos solos de fundação, obtido com base nos ensaios edométricos entre $1.0 \times 10^{-0,5}$ m/s e $7,0 \times 10^{-12}$ m/s.
- 2ª Campanha de prospeção:

Aquando do começo da construção do Dique Nº1, foram identificadas fracas características resistentes de alguns estratos, tendo sido necessária uma reformulação do projeto inicial. Foi, então, realizada uma segunda fase de prospeções, na zona de implantação do Dique Nº1 e

Nº3, onde foram efetuados ensaios CPTU (*Cone penetration test undrained*) e/ou Piezocone (PZC), com o objetivo de determinar com maior fiabilidade a coesão não drenada (c_u) e o coeficiente de consolidação horizontal (C_h). Este último parâmetro revelou ser 3,7 vezes superior ao coeficiente de consolidação vertical (C_v), obtido dos ensaios edométricos iniciais do Dique Nº1. (Justo *et al.*, 2003; Da Silva, 2013).

- 3ª Campanha de prospeção:

Para a colocação de inclinómetros para a monitorização dos Diques, foram aproveitados os furos de sondagens abertos na segunda campanha de prospeção. Paralelamente, foram retiradas amostras inalteradas, de muito boa qualidade, para a realização de novos ensaios triaxiais, que visavam a determinação de parâmetros de resistência ao corte, em tensões efetivas (c', ϕ'). Para além dos ensaios laboratoriais foram feitos, ensaios *in-situ* nomeadamente, o ensaio de *Vane-Test* (VT) (obtenção de c_u e posteriormente corrigido do valor de IP) e o Dilatómetro de *Marchetti* (obtenção de ϕ'_{DMT} , c_{uDMT} , K_{ODMT} , OCR_{DMT} e E_{DMT}) (Justo *et al.*, 2003; Soriano, 2005).

4.4. ANÁLISE DOS ENSAIOS DE PROSPEÇÃO

Com base nos dados dos ensaios relativos às campanhas de prospeção executadas no Dique Nº3, procedeu-se ao seu tratamento, interpretação e comparação, de modo a obter um perfil geotécnico longitudinal e diversos transversais. No perfil são identificados os estratos considerados, o tipo de solo e a sua possança.

No quadro 4.3 estão descritos os tipos de ensaios e na figura 4.5. estão representados os locais onde foram realizados.

Os relatórios referentes a cada ensaio, recebidos para análise e interpretação, continham dados relativos a todas as campanhas realizadas e com localizações diversas. Com base nesses elementos, foi possível verificar que a quantidade de ensaios realizada na fundação do Dique Nº1 foi substancialmente maior que na fundação do Dique Nº3. Por esse motivo, alguns dos valores apontados para alguns parâmetros geotécnicos tiveram como critério de referência os resultados disponíveis para a fundação do Dique Nº1.

Para o traçado dos perfis geotécnicos do solo de fundação do Dique Nº3 foram conjugados os resultados dos ensaios de campo SPT, DP, DMT e VT e os ensaios laboratoriais, maioritariamente edométricos, de identificação e limites de Atterberg. Não foram realizados ensaios de campo do tipo CPTU.

LEGENDA		
SIMB.	Diminutivo	DESCRIÇÃO
○	CD	POÇOS DE PROSPECÇÃO
■	-	DRENOS EM BANDA
□	VT	ENSAIOS DE VANE-TEST
*	DMT	DILATÔMETRO DE MARCHETTI
△	SD / SI	SD/SI Sondagens e/ou SPT
●	PD	PENETRÔMETRO DINÂMICO

Quadro 4.3 – Descrição dos ensaios empregados no Dique Nº3, simbologia e diminutivos, conforme nomenclatura apresentada na seguinte Fig. 4.5.

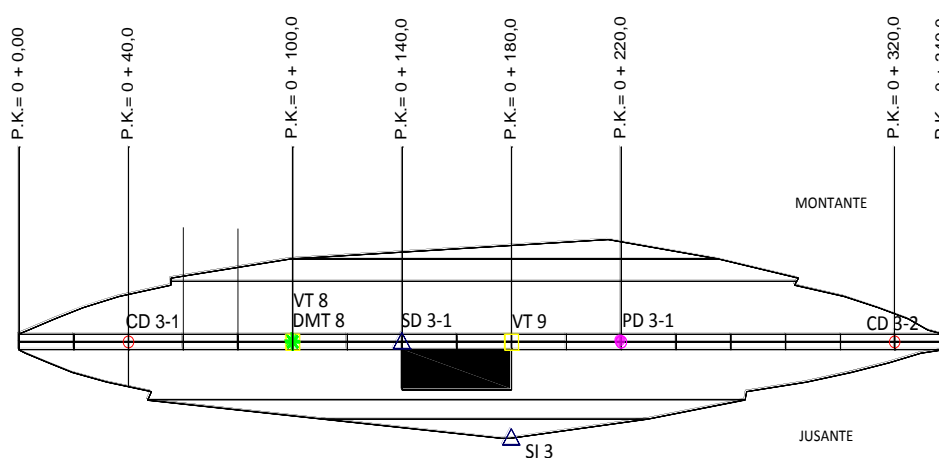


Fig. 4.5 – Representação em planta dos ensaios de prospecção executados na fundação do Dique Nº3 da Represa de Lebrija

4.4.1. PERFIL LONGITUDINAL

Após a análise de todos os dados disponíveis (a confrontação entre dados será apresentada adiante), a estratigrafia definida para os terrenos de fundação do Dique Nº3 foi (de cima para baixo):

- Camada geotécnica A1: Solo silte arenoso a areia siltosa, com presença de material orgânico, sobreconsolidado;
- Camada geotécnica A2: Solo silte arenoso, com presença de matéria orgânica, com uma resistência consideravelmente mais baixa que o solo da camada geotécnica A1;
- Camada geotécnica B1: Argila a argila siltosa alterada, acinzentada com tonalidade castanha, com limites de liquidez elevados, de fraca consistência;
- Camada geotécnica B2: Argila de tonalidade castanha clara, muito macio de alta compressibilidade. Os limites de liquidez são elevados;

- Camada geotécnica B3: Solo argiloso com presença de areia de granulometria fina a média, cor escura cinza, de consistência macia, com presença de matéria orgânica;
- Camada geotécnica C: Silte argiloso de cor amarelada, com limite de liquidez elevado e sobreconsolidada (de consistência média a rija);
- Camada geotécnica D: Silte arenoso de cor esverdeada, com elevada consistência (rija a dura).

O perfil longitudinal do Dique Nº3, obtido através da conjugação de todos os dados de prospeção, é apresentado na figura 4.6. Dele fazem parte as cotas originais da superfície do terreno, as cotas do coroamento e da base da vala corta-águas constituinte do dique, bem como a identificação de cada camada geotécnica através de uma trama distinta. Apresenta-se também a localização dos drenos.

Relativamente à cota do nível freático, verificou-se que ocorrem oscilações de acordo com o local do ensaio, mas o valor para o Dique Nº3 foi considerado que este ronda, em média, a cota 1,35m.

4.4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS

Neste subcapítulo apresentam-se, de forma resumida, os valores médios para cada camada geotécnica (quadros 4.4, 4.5 e 4.6), utilizados para estabelecer as relações que permitiram definir o perfil longitudinal do solo de fundação do Dique Nº3 (fig. 4.6).

A conjugação dos diversos ensaios permitiu a identificação das sete camadas de solo, anteriormente descritas. Relativamente à camada geotécnica B, esta foi subdividida em 3 outras sub-camadas, nomeadamente B1, B2 e B3.

Quadro 4.4 – Resultados médios dos ensaios: análises granulométricas, limites de Atterberg, pesos volúmicos naturais, densidade das partículas sólidas e o sistema de classificação unificada de solos (USCS)

Camada geotécnica	< #200 [%]	Limites de Atterberg			γ [kN/m ³]	Gs	Classificação USCS
		LL	LP	IP			
		[%]	[%]	[%]			
A1	62,00	88,00	37,10	50,90	16,97	2,55	CH
A2	96,15	96,00	43,75	46,45	16,20	2,56	MH
B1	93,50	84,40	40,40	44,00	17,00	2,63	CH
B2	91,10	67,10	31,85	35,25	16,61	2,47	CH
B3	95,36	106,15	43,10	63,05	16,50	2,60	MH
C	97,58	69,93	47,08	22,85	17,66	2,60	MH
D	80,93	85,60	47,83	37,77	18,44	2,60	MH

Quadro 4.5 – Resultados médios dos ensaios: penetração dinâmica (DP), SPT, corte direto e compressão uniaxial

Camada geotécnica	N _{DP}	N _{SPT}	Corte Direto		Compressão simples	
			c'	φ'	q _u	c _u
			[kN/m ²]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
A1	5	---	---	---	202,09	101,04
A2	3	5	11,8	19,3	101,04	50,52
B1	5	---	---	---	---	---
B2	---	2	---	---	17,66	8,83
B3	9	---	---	---	43,16	21,58
C	28	28	---	---	141,26	70,63
D	71	---	---	---	218,76	109,36

Quadro 4.6 – Resultados médios dos ensaios *Vane-Test* e Dilatômetro de *Marchetti*

Camada geotécnica	<i>Vane-Test</i>			Dilatômetro <i>Marchetti</i>			
	S _u (pico)	S _u (residual)	φ'DMT	K _{0DMT}	OCR _{DMT}	E _{DMT}	C _u
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[°]			[kN/m ²]	[kN/m ²]
A1	53,98	20,38	43,92	4,52	144,5	43859	203,53
A2	43,12	13,68	37,60	1,82	12,1	20277	43,75
B1	36,27	16,99	---	1,20	4,6	4032	27,99
B2	21,90	7,31	---	---	---	---	---
B3	28,24	10,67	---	0,90	2,5	2126	24,32
C	43,07	---	---	1,05	4,4	7942	39,73
D	---	---	---	1,46	4,0	42922	8503,00

Nos quadros 4.7 e 4.8 apresentam-se os resultados compilados relativos aos ensaios edométricos realizados a partir de amostras retiradas do local, onde foi efetuada a sondagem SD 3.1. Os valores do índice de vazios (e_0), índice de compressibilidade (C_c), índice de recompressibilidade e/ou expansibilidade ($C_s = C_r$) e tensão efetiva de pré-consolidação (σ'_0) correspondem aos compilados e apresentados por Soriano (2005). O valor de tensão efetiva inicial vertical (σ'_0) foi calculado consoante os valores de peso volúmico saturado e húmido e, com base nas cotas de onde foram retiradas as amostras de solo para o ensaio edométrico. A expressão é a seguinte:

$$\sigma'_0 = (\gamma_h \times h) + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \times h_w \quad (4.1.)$$

Sendo que h define-se como a diferença entre a cota final e inicial do estrato e h_w como a altura até á cota de água.

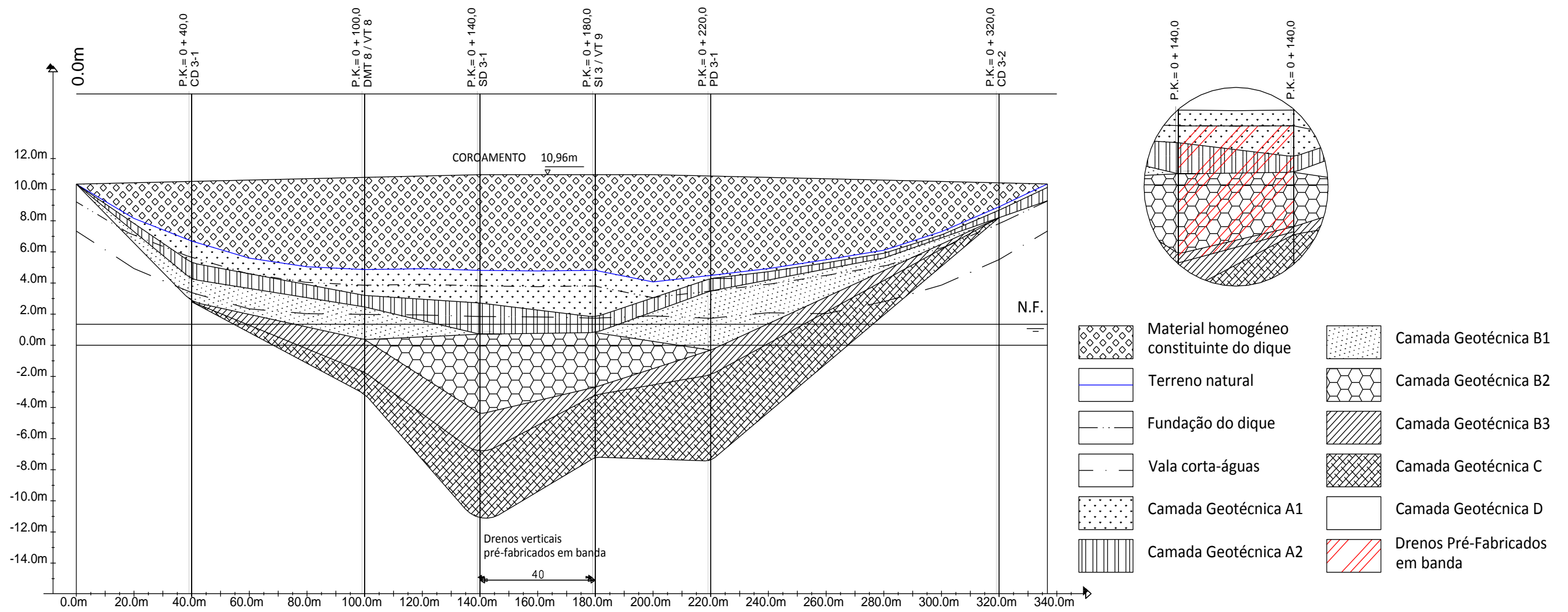


Fig. 4.6 – Perfil geotécnico e longitudinal do Dique Nº3 (Legenda e identificação das camadas geotécnicas)

Quadro 4.7 – Valores do índice de vazios iniciais, índice de compressibilidade, índice de recompressibilidade, tensão de pré-consolidação, tensão efetiva inicial vertical e grau de sobreconsolidação

Camada geotécnica	Sondagem	e_0	C_c	$C_s=C_r$	σ'_0 [kN/m ²]	σ'_p [kN/m ²]	OCR= σ'_p/σ'_0
A1 (cota: 4,81 a 2,41)	SD 3.1	1,184	0,36	0,116	24,15	152,90	6,33
A2 (cota: 2,41 a 0,41)	SD 3.1	1,621	0,56	0,181	37,23	147,10	3,95
B1	Da Silva (2013)	1,508	0,75	0,132	39,06	70,00	1,79
B2 (cota: 0,41 a -4,39)	SD 3.1	1,521	0,55	0,118	54,09	33,80	0,62
B3 (cota: -4,39 a -6,79)	SD 3.1	1,475	0,57	0,166	87,83	171,60	1,95

Quadro 4.8 – Valores do módulo edométrico, índice de compressibilidade secundária, coeficientes de consolidação e coeficientes de permeabilidade (vertical e horizontal)

Camada geotécnica	E_{oed} [kN/m ²]	C_α	k_{v0} [m/s]	k_{h0} [m/s]	C_v (Edométrico) [m ² /s]	C_h (Da Silva, 2013) [m ² /s]	C_h/C_v
A1 (cota: 4,81 a 2,41)	3442	0,001532	5,09E-11	2,12E-10	1,79E-08	7,44E-08	4,17
A2 (cota: 2,41 a 0,41)	2689,5	0,006202	1,18E-10	1,25E-09	3,23E-08	7,44E-08	2,30
B1	1066	0,018680	1,33E-10	1,25E-09	1,45E-08	1,36E-07	9,40
B2 (cota: 0,41 a -4,39)	1153,5	0,018672	1,19E-10	1,16E-09	1,41E-08	1,36E-07	9,68
B3 (cota: -4,39 a -6,79)	2522,5	0,002315	2,63E-10	5,29E-10	6,75E-08	1,36E-07	2,01

Para os parâmetros geotécnicos da camada B1 foram adotados os propostos por Da Silva (2013), face à escassez de informação sobre esta camada, para a fundação do Dique Nº3.

Para cálculo dos parâmetros E_{oed} , C_α e C_v , apresentados no quadro 4.8, decidiu-se realizar a média dos valores para os escalões de carga do ensaio edométrico, correspondentes ao intervalo entre tensão inicial e tensão final, aplicada ao solo de fundação. Desta forma, os três parâmetros foram calculados através da média aritmética desses valores.

Relativamente ao coeficiente de permeabilidade vertical (k_v), este foi estimado recorrendo à expressão 4.2.:

$$k_v = \frac{C_v}{C_h} k_h \quad (4.2.)$$

Os valores de C_h considerados foram os referentes ao Dique Nº1, utilizados por Da Silva (2013), uma vez que não foram realizados ensaios CPTU na fundação do Dique Nº3.

Para completar os quadros anteriores, apresentam-se, no quadro 4.9, os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas, nomeadamente, os valores de coesão efetiva (c') e de ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') para as diferentes camadas geotécnicas. Estes, foram

obtidos de ensaios de corte direto e triaxiais a partir de amostras retiradas na zona da fundação do Dique Nº1. Infelizmente só existe um ensaio deste tipo realizado na zona da fundação do Dique Nº3, correspondendo o mesmo à camada A2. Deste modo, os restantes valores apresentados no quadro abaixo foram retirados de Soriano (2005) e Da Silva (2013).

Quadro 4.9 – Valores de c' e φ' para as diferentes camadas geotécnicas

Camada geotécnica	c' [kN/m ²]	φ' [°]
A1	0,0	44,0
A2	11,8	18,7
B1	13,8	23,3
B2	18,3	18,7
B3	11,8	16,7

Por último, apresentam-se no quadro 4.10 os índices de compressibilidade, recompressibilidade primária e compressibilidade secundária modificados, os quais já foram introduzidos no capítulo 3, e que serão necessários na fase da modelação numérica, quando se recorre aos modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep*.

Quadro 4.10 – Valores de índice de compressibilidade primária, recompressibilidade e compressibilidade secundária modificados

Camada geotécnica	C_c	λ^*	C_s	κ^*	C_α	μ^*
A1	0,360	0,0716	0,116	0,0461	0,001532	0,0003046
A2	0,558	0,0925	0,181	0,0600	0,006202	0,0010277
B1	0,748	0,1295	0,132	0,0457	0,018680	0,0032338
B2	0,550	0,0947	0,118	0,0407	0,018675	0,0032180
B3	0,573	0,1005	0,166	0,0583	0,002315	0,0004062

4.4.3. ANÁLISE E COMPARAÇÃO DE RESULTADOS DOS DIFERENTES ENSAIOS REALIZADOS

Apresentar-se-á, de seguida, o estudo dos dados geotécnicos de prospeção, que teve como finalidade comparar os resultados e verificar as considerações tomadas na elaboração do perfil geotécnico do Dique Nº3. A análise e comparação foram feitas através da confrontação de certos parâmetros, que detêm o mesmo significado físico, mas provenientes de ensaios distintos. Além disso, foram comparados com valores determinados empiricamente, apresentados por diversos autores.

- 1) Análise do valor de coesão não drenada máxima obtida do ensaio *Vane-Test* ($S_{u(max)}$)

Em relação ao valor da resistência ao corte não drenada, obtida do ensaio *Vane-test*, é referido no relatório a necessidade de corrigir o valor de s_u , no caso de solos com elevada plasticidade, dado que o resultado do ensaio é geralmente sobrestimado. A relação proposta é a seguinte:

$$s_{u\text{-corrigido}} = 0,85 \times S_{u(\text{max})} \quad (4.3.)$$

Com base em recolha bibliográfica, investigadores como Bjerrum (1972), Jimenez *et al.* (1981) e Morris e Williams (1994), apresentam as seguintes expressões para ter em conta a plasticidade e limite de liquidez do solo argiloso:

Bjerrum (1972):

$$\Lambda = 1,7 - 0,54 \log(IP) \quad (4.4.)$$

Jimenez *et al.* (1981):

$$\Lambda = 0,92 - 0,25 \log(IP) + 0,27 [\log(IP)]^2 \quad (4.5.)$$

Morris e Williams (1994)

$$\Lambda = 1,18x e^{-0,08 \cdot IP} + 0,57 \quad (4.6.)$$

$$\Lambda = 7,01x e^{-0,08 \cdot w_L} + 0,57 \quad (4.7.)$$

Aplicando as expressões 4.4. a 4.7. obtêm-se novos valores de coesão não drenada, apresentados, de forma sucinta, para cada camada geotécnica no quadro 4.11.

Quadro 4.11 – Correção da resistência não drenada no ensaio *Vane-Test*. Valores médios de resistência não drenada, por método de diminuição e camada geotécnica

Camada	<i>Vane-Test</i>	<i>Vane-Test</i>		Bjerrum (1972)		Jimenez <i>et al.</i> (1981)		Morris & Williams (1994)			
	$S_{u(\text{max})}$ [kN/m ²]	Λ	$S_{u(\text{max})}^* = 0,85 S_{u(\text{max})}$ [kN/m ²]	Λ	$S_{u(\text{max})}^*$ [kN/m ²]	Λ	$S_{u(\text{max})}^* = S_{u(\text{max})} / \Lambda$ [kN/m ²]	Λ	$S_{u(\text{max})}^*$ [kN/m ²]	Λ	$S_{u(\text{max})}^*$ [kN/m ²]
Geotécnica		f=(IP)		f=(IP)		f=(IP)		f=(IP)		f=(WL)	
A1	53,98	0,85	45,88	0,78	41,99	1,28	42,16	0,59	31,85	0,58	31,10
A2	43,12	0,85	36,65	0,79	33,95	1,27	33,99	0,59	25,59	0,58	24,83
B1	36,27	0,85	30,83	0,83	30,07	1,22	29,75	0,61	22,29	0,57	20,79
B2	21,90	0,85	18,62	0,83	18,16	1,22	17,97	0,61	13,46	0,59	12,97
B3	28,24	0,85	24,01	0,73	20,68	1,34	21,09	0,58	16,33	0,57	16,13
C	43,07	0,85	36,61	1,01	43,47	1,04	41,34	0,83	35,66	0,61	26,35

A figura 4.7 representa uma forma mais simples de visualizar os valores propostos pelos diversos autores para o ensaio VT8.

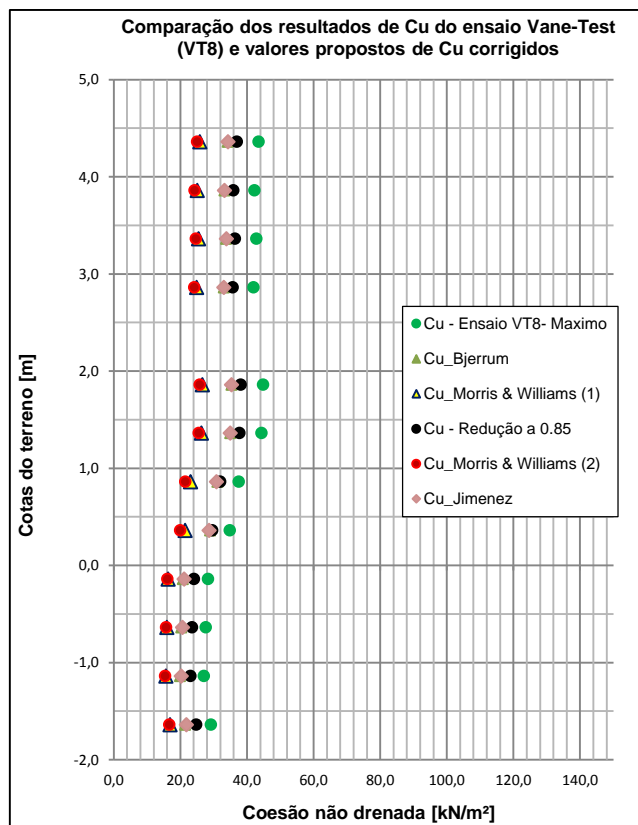


Fig. 4.7 – Comparação dos resultados de c_u do ensaio *Vane-Test* (VT8) e valores propostos de c_u corrigidos

Da observa o dessa figura,   possível concluir que tanto os resultados para Bjerrum(1972) como Jimenez *et al.*(1981) se aproximam, estando os pontos na figura 4.7 sobrepostos.

Os dois métodos anteriores, também se aproximam do resultado obtido em campo, após redu o de 0,85. O método de Morris e Williams (1994) traduz valores inferiores aos restantes, com uma redu o de $s_{u(max)}$ na ordem dos 40%.

2) Comparação dos resultados do ensaio do dilat metro de *Marchetti* com *Vane-Test* e ensaios laboratoriais

A figura 4.8 evidencia a compara o entre os valores de OCR, obtidos do dilat metro de *Marchetti* e dos ensaios edométricos. Embora os resultados apresentados sejam obtidos em pontos diferentes do traçado longitudinal do Dique N 3 (fig. 4.5),   possível verificar que existem coincidência entre os resultados dos distintos ensaios, com exce o do valor de OCR   cota -1,49m. Esta diferença prende-se com o facto de o ensaio DMT8 não ter atravessado a camada mais compressível B2, daí os resultados tão díspares.

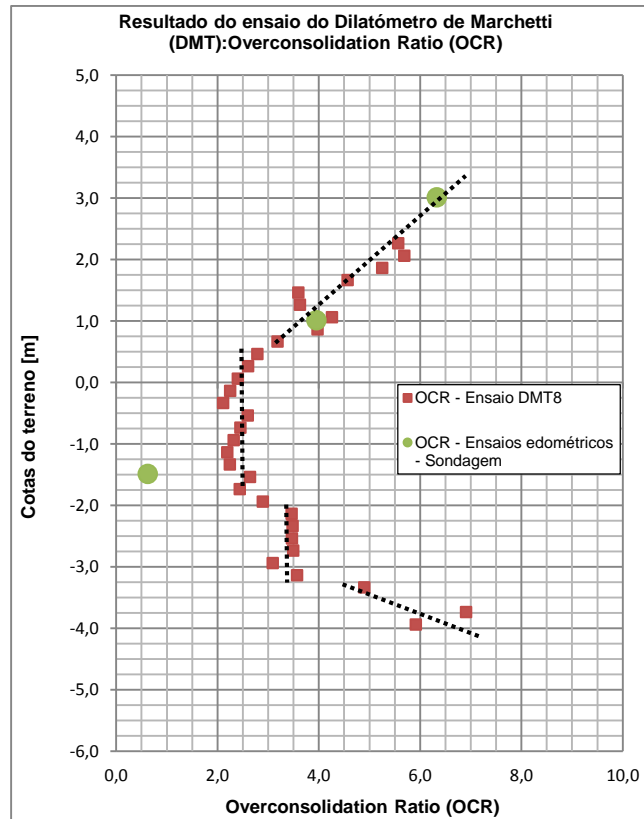


Fig. 4.8 – Comparação dos valores de OCR do ensaio DMT8 com valores do ensaio edométrico

Na figura 4.9 é apresentada a comparação relativa ao parâmetro de resistência não drenada do solo. Ambos os ensaios foram efetuados no PK0+100. Os valores de c_u estimados com base no ensaio dilatométrico são inferiores, mas muito próximos, dos valores de coesão não drenada reduzidos obtidos no ensaio *Vane-test*, para os solos mais compressíveis. A ligeira diferença obtida entre as cotas 0,5 e 1,8 não são significativas, podendo considerar que ambos os ensaios permitem estimar este parâmetro de forma adequada.

(espaço proposadamente deixado em branco)

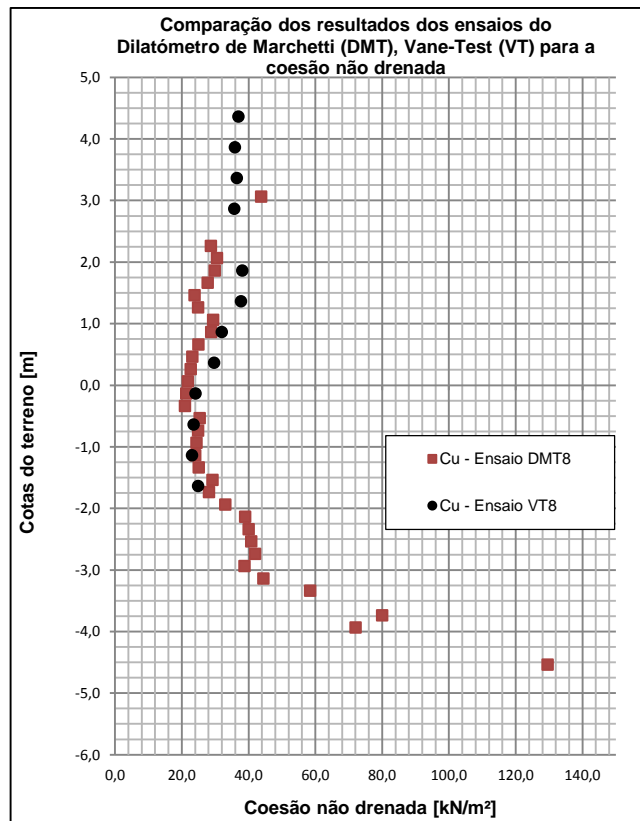


Fig. 4.9 – Comparação dos valores de resistência ao corte não drenada entre o ensaio DMT8 e o ensaio Vane-test após correção deste último pelo coeficiente de 0,85

3) Comparação do índice de compressibilidade primária C_c obtidos com base no ensaio edométrico e segundo correlações empíricas:

Na ausência de ensaios edométricos para a obtenção do índice de compressibilidade primária C_c , diversos investigadores apresentaram correlações empíricas para a obtenção deste índice, consoante o tipo de solo. Apresenta-se, em seguida, algumas das expressões empíricas propostas por diversos investigadores, e no quadro 4.12 a comparação com os resultados edométricos obtidos por Soriano (2005).

Terzagui e Peck (1967):

$$C_c = 0,009 \times (LL(\%) - 10) \quad (4.8.)$$

Redon-Herreno (1983):

$$C_c = 0,141Gs^{1,2} \left(\frac{1 + e_0}{Gs} \right)^{2,38} \quad (4.9.)$$

Skempton (1944):

$$C_c = 0,007 \times (LL(\%) - 7) \quad (4.10.)$$

Nagaraj e Murthy (1986):

$$C_c = 0,2343 \times \left(\frac{LL(\%)}{100} \right) \times G_s \quad (4.11.)$$

Quadro 4.12 – Comparação do parâmetro C_c , obtidos de ensaios edométricos e calculados empiricamente por diversos investigadores

Camada geotécnica	LL(%)	G_s	C_c edométrico	C_c Terzaghi e Peck(1967)	C_c Redon-Herrero(1983)	C_c Nagaraj e Murthy (1986)	C_c Skempton (1944)
A1	88,0	2,55	0,360	0,702	0,299	0,526	0,567
A2	96,0	2,56	0,558	0,774	0,460	0,576	0,623
B1	84,4	2,63	0,748	0,670	0,402	0,520	0,542
B2	67,1	2,47	0,550	0,514	0,438	0,388	0,421
B3	106,2	2,60	0,573	0,865	0,395	0,647	0,694

Relativamente à comparação entre valores de C_c no quadro 4.12, todos, à exceção da formulação empírica de Herrero (1983), apresentam valores de C_c superiores em quase todas as camadas geotécnicas, quando comparados com os resultados dos ensaios edométricos. Apenas nas camadas geotécnicas com maior plasticidade, nomeadamente B1 e B2, os valores são inferiores. Os valores de Nagaraj e Murthy (1986) são muito semelhantes aos valores estimados com base na expressão de Skempton (1944).

A diferença evidente entre os valores de C_c obtidos com base nas diferentes correlações empíricas e os resultados dos ensaios edométricos, permite retirar uma conclusão de que não é aconselhável recorrer a este tipo de expressões empíricas para estimar este parâmetro. Deste modo, aconselha-se que as correlações sejam utilizadas com muita precaução e apenas como estimativa dos assentamentos, devendo solicitar-se sempre a realização de ensaios edométricos para aferir o parâmetro em causa.

Nagaraj e Murthy (1986) apresentaram, também, uma relação entre o índice de recompressibilidade C_s e o limite de liquidez e densidade de partículas sólidas.

A expressão que define esta relação está representada em 4.12 e a comparação com os valores compilados de Soriano (2005) encontra-se no quadro 4.13, verificando-se que os valores estimados pela relação empírica de Nagaraj e Murthy (1986) são inferiores aos dos ensaios edométricos, embora dentro da mesma ordem de grandeza.

$$C_s = 0,0463 \times \left(\frac{LL(\%)}{100} \right) \times G_s \quad (4.12.)$$

Quadro 4.13 – Comparação de valores de C_s estimados pela relação empírica de Nagaraj e Murthy (1986) e os resultados de ensaios edométricos compilados por Soriano (2005) para o Dique Nº3

Camada geotécnica	C_s	C_s Nagaraj e Murthy (1986)
A1	0,116	0,104
A2	0,181	0,114
B1	0,132	0,103
B2	0,118	0,077
B3	0,166	0,128

4) Análise do índice de compressibilidade secundária C_{α} :

Ir-se-á agora comparar o valor do índice de compressibilidade secundária, determinado com base nos ensaios edométricos, e os valores usualmente propostos para os solos argilosos compressíveis moles a muito moles.

Segundo o quadro 2.2 apresentado no capítulo 2, valores de C_{α} podem ser estimados com base no índice de compressibilidade primária C_c , para os diferentes tipos de solos. Segundo Terzaghi *et al.* (1996), as relações para solos argilosos/siltosos inorgânicos e para solos argilosos/siltosos orgânicos podem ser obtidas a partir das equações (4.13.) e (4.14.), respetivamente:

$$C_{\alpha} = 0,04 \times C_c \quad (4.13.)$$

$$C_{\alpha} = 0,05 \times C_c \quad (4.14.)$$

Do mesmo modo, no manual do PLAXIS 2D-AE (2014), é mencionado que o valor de C_{α} deverá satisfazer a condição definida pela expressão 4.15.

$$15 \leq \frac{\lambda^*}{\mu^*} \leq 25 \quad (4.15.)$$

E que a relação entre λ^* e κ^* deverá ser de:

$$2,5 \leq \frac{\lambda^*}{\kappa^*} \leq 7 \quad (4.16.)$$

No quadro 4.12 são apresentados os valores de λ^* , κ^* e μ^* e as relações limite descritas anteriormente.

Quadro 4.14 – Valores de λ^* , κ^* e μ^* e relações λ^*/κ^* e λ^*/μ^*

Camada geotécnica	λ^*	κ^*	λ^*/κ^*	μ^*	λ^*/μ^*
A1	0,0716	0,0461	1,55	0,0003046	235,03

A2	0,0925	0,0600	1,54	0,0010277	90,01
B1	0,1295	0,0457	2,83	0,0032338	40,05
B2	0,0947	0,0407	2,33	0,0032180	29,43
B3	0,1005	0,0583	1,72	0,0004062	247,40

Após análise dos valores de λ^*/κ^* obtidos com base nos resultados dos ensaios edométricos, verifica-se que as relações entre os diferentes índices modificados, para as camadas geotécnicas A1, A2 e B3, estão abaixo do definido como aceitável para solos argilosos compressíveis.

Por sua vez, para a relação λ^*/μ^* , os valores obtidos com base nos ensaios distanciam-se imenso do intervalo de valores mencionados no manual do PLAXIS, o que permite concluir que os valores do índice de compressibilidade é muito baixo, em todas as camadas geotécnicas.

Admitindo agora a relação proposta por Terzaghi *et al.* (1996), dado pelas expressões 4.15. e 4.16., e considerando à mesma o valor de C_c obtido do ensaio edométrico, obtêm-se para o índice de compressibilidade secundária modificado os valores do quadro 4.15. No quadro 4.16 está indicada a relação λ^*/μ^* para esses novos valores de C_α , constatando-se que os mesmos já se enquadram dentro dos limites definidos pelo PLAXIS.

Quadro 4.15 – Novos valores de C_α considerando as relações de Terzaghi *et al.* (1996)

Camada geotécnica	$C_\alpha=0,04 \times C_c$ [1]	μ^* [1]	$C_\alpha=0,045 \times C_c$ [2]	μ^* [2]	$C_\alpha=0,05 \times C_c$ [3]	μ^* [3]
A1	0,01440	0,0028635	0,01620	0,0032214	0,01800	0,0035794
A2	0,02232	0,0036984	0,02511	0,0041607	0,02790	0,0046230
B1	0,02992	0,0051811	0,03366	0,0058287	0,03740	0,0064763
B2	0,02200	0,0037900	0,02475	0,0042637	0,02750	0,0047374
B3	0,02292	0,0040218	0,02579	0,0045246	0,02865	0,0050273

Quadro 4.16 – Novos valores para a relação λ^*/μ^* considerando os valores de C_α do Quadro 4.15

Camada geotécnica	λ^*/μ^* [1]	λ^*/μ^* [2]	λ^*/μ^* [3]
A1/A2/B1/B2/B3	25,0	22,2	20,0

Estes novos valores do índice de compressibilidade secundária serão utilizados para a modelação do Dique Nº3, e para determinar os assentamentos associados ao fenómeno da consolidação secundária. Deste modo, pretende-se testar se os valores provenientes dos ensaios permitem estimar corretamente os assentamentos obtidos e monitorizados e, caso os valores não sejam aproximados, verificar quais os coeficientes que melhor se adaptam.

Os resultados da monitorização serão apresentados e discutidos nos próximos subcapítulos.

4.5. GEOMETRIA DO DIQUE E CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS DO ATERRO

Os materiais que constituem o corpo do aterro do Dique N°3 podem distinguir-se em:

- o solo do aterro homogéneo;
- o enrocamento de proteção;
- o solo do dreno de chaminé e tapete drenante.

sendo os parâmetros geotécnicos que os caracterizam apresentados no quadro 4.17.

Quadro 4.17 – Valores médios representativos dos solos que constituem o Dique N°3 da Represa de *Lebrija* (Justo, 2000; Da Silva, 2013)

Solo	c' [kN/m ²]	ϕ' [°]	ψ [°]	k_h [m/s]	k_v [m/s]	γ_h [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]
Aterro	47,6	20,2	0,0	$5,21 \times 10^{-10}$	$1,04 \times 10^{-10}$	16,7	18,1
Enrocamento	1,0	40,0	10,0	$1,04 \times 10^{-02}$	$1,04 \times 10^{-02}$	17,6	20,6
Filtro chaminé e tapete drenante	1,0	35,0	5,0	$2,31 \times 10^{-04}$	$2,31 \times 10^{-04}$	17,0	20,0

Relativamente à permeabilidade do material do corpo do aterro, considerou-se o efeito de anisotropia para este parâmetro, face à estratificação horizontal que estes materiais sofrem, por ação da compactação durante a sua construção. Deste modo, a permeabilidade horizontal será 5 vezes superior à vertical (Da Silva, 2013).

4.5.1. PROJETO INICIAL

No subcapítulo 4.3 foram mencionadas as fases associadas às diferentes campanhas de prospeção realizadas para caracterização dos solos de fundação da Represa de *Lebrija*. A segunda e terceira campanhas de prospeção geotécnica ocorreram aquando da modificação do projeto inicial dos diques (Da Silva, 2013).

No projeto inicial, o Dique N°3 (figura 4.10) foi definido com uma altura máxima de 9,04m. Para além do solo do corpo do aterro, este é composto por um enrocamento no talude de montante e jusante e um tapete drenante horizontal, após a vala corta-águas. A inclinação dos taludes de montante têm a razão de 3,5(H):1(V) e os taludes de jusante de 3,0(H):1(V), sendo estas inclinações definidas a partir do coroamento do Dique (caracterizado por uma largura de 5 metros). Na cota de 6,0 metros foi considerada a realização de bermas com uma largura de 2,5m e, a partir daí, quer o talude de montante, quer o de jusante passaram a apresentar declives de 6,0(H):1(V), até alcançar a cota de fundação. A vala corta-águas é descentrada do eixo do Dique N°3, situando-se mais do lado de montante. A inclinação da

vala corta-águas foi definida como 2,0(H):1(V), sendo a sua largura, ao nível da base do aterro do Dique, de 13 metros.

O Dique Nº3 foi fundado a 1m de profundidade no terreno natural, com exceção da vala corta-águas que atinge os 3 metros de profundidade.

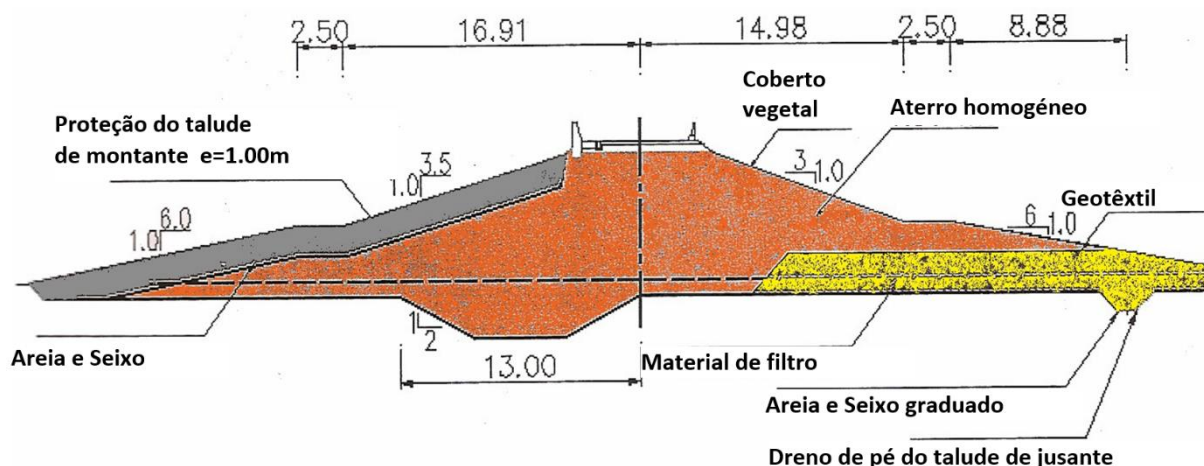


Fig. 4.10 – Secção tipo dos diques-Projeto inicial (Saura Martínez *et al.*, 2004)(Da Silva, 2013)

4.5.2. PROJETO REVISTO

O projeto inicial do Dique Nº3 sofreu alterações quando se constatou que os solos de fundação apresentavam características resistentes muito inferiores às definidas inicialmente. A elevada compressibilidade e reduzida resistência ao corte de algumas camadas de solo presentes na fundação, faziam antever problemas de instabilidade de taludes devido à elevada inclinação, bem como uma necessidade de controlar o ritmo de construção e compactação do solo constituinte do aterro homogéneo.

Seguidamente, enumeram-se as alterações realizadas quer ao nível de projeto, quer no faseamento construtivo do Dique Nº3 (Cea Azañedo *et al.*, 2005):

- Consideração de um dreno de chaminé com 2 metros de largura e 1 metro de espessura, ligado ao tapete drenante (fig. 4.11);
- Instalação, no solo de fundação do Dique, de drenos verticais de banda, do tipo *Colbondrain CX1000*, pré-fabricados, dispostos em malha triangular (Da Silva, 2013); Foram instalados apenas a jusante da vala corta-águas, entre as secções PK0+140 e PK0+180. Distam entre si de 2m e a sua altura é variável (figura 4.11), verificando-se uma altura máxima de 8,8m no eixo correspondente à secção PK0+140 e uma mínima de 6,8m no perfil PK0+180;

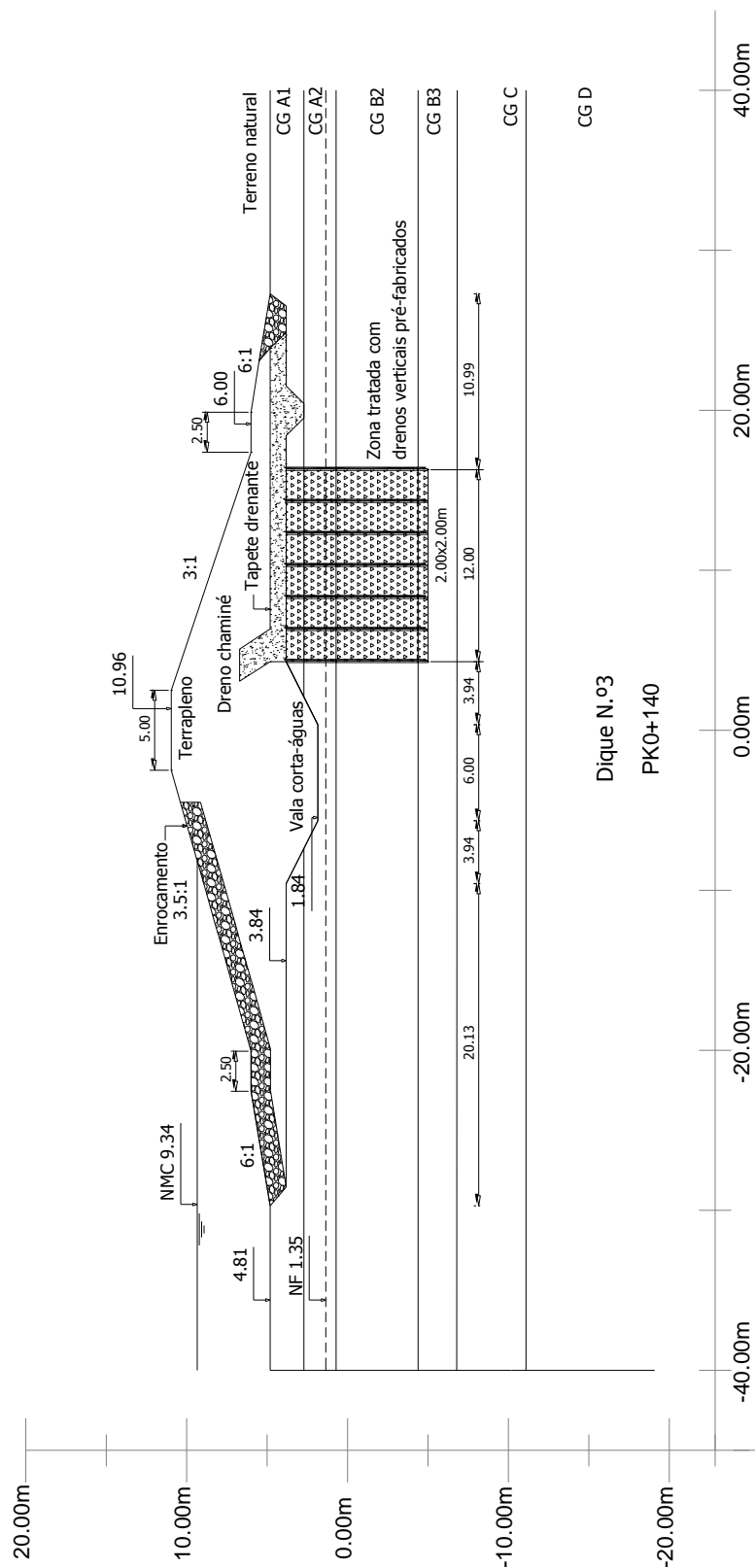


Fig. 4.11 – Secção final PK0+140 do Dique Nº3, com indicação da zona tratada com drenos verticais pré-fabricados do tipo banda

- Limitação do ritmo de construção, com o objetivo de permitir uma drenagem adequada da fundação. Esta velocidade de execução foi determinada com recurso a um estudo numérico bastante completo, ficando estabelecido que as camadas a compactar teriam 20 cm de altura e seriam aplicadas:
 - De 3 em 3 dias até alcançar os 2 metros acima da cota do terreno natural;
 - De 2 em 2 dias desde essa cota até ao coroamento (rasante);
- Aplicação de colchão drenante de areia, entre a fundação e o aterro do dique, por forma a assegurar a drenagem eficaz das águas captadas nos drenos (Da Silva, 2013);
- Aplicação de equipamentos de auscultação para controlar o comportamento do dique e fundação (Da Silva, 2013);
- Revisão das análises de consolidação e de estabilidade, com base nas alterações propostas. Os assentamentos máximos previstos foram de 38cm, pelo que se incluiu uma contra-flecha no Dique Nº3, passando o mesmo a possuir uma altura de 9,22m nas secções de maior altura (Justo *et al.*, 2003).

Relativamente à subida de água na albufeira, teve início logo após a conclusão dos diques, estando de acordo com o plano de carga definido no art.º 28 do Regulamento Técnico sobre Segurança de Barragens e Albufeiras, em vigor em Espanha. Esse plano deve ser respeitado na íntegra, visto que é fundamental para a assegurar a estabilidade e segurança da obra. Como tal, e respeitando essas recomendações, admitiu-se um ritmo de subida diária máxima de 7,5cm até à cota 6,00m e de apenas 3cm diários acima desta. A água na albufeira atingiu a cota 7,15m de modo relativamente contínuo. Para além destas medidas, reduziu-se, ainda a capacidade da albufeira para 7,91Hm³ (Cea Azañedo *et al.*, 2005) (Da Silva, 2013).

4.6. INSTRUMENTAÇÃO DO DIQUE Nº3

Com o intuito de controlar a evolução do comportamento do terreno de fundação e corpo do dique, procedeu-se à aplicação de equipamentos de monitorização. A leitura dos diferentes equipamentos instalados permitiu averiguar o comportamento da obra durante a fase construtiva e pós-construtiva (com especial atenção para a fase do primeiro enchimento da albufeira), acompanhando deste modo, o estado de deformação do solo, as pressões intersticiais no dique e fundação do mesmo, entre outros.

Os equipamentos utilizados na monitorização foram:

- a) Placas de assentamento dispostas na fundação do dique e corpo do mesmo, para monitorização dos deslocamentos verticais (assentamentos);
- b) Marcas superficiais aplicadas no coroamento e no talude de jusante, com a finalidade de fornecer dados relativos a assentamentos na superfície dos diques;
- c) Piezómetros de corda vibrante, aplicados na fundação e a montante da vala corta águas, com o objetivo de controlar a evolução de pressões intersticiais;
- d) Inclínómetros: aplicados no coroamento, nas bermas de jusante e na zona do enrocamento do pé de jusante, com vista à medição dos deslocamentos horizontais em profundidade.

No quadro 4.18, apresenta-se a quantificação da instrumentação de monitorização aplicada no Dique Nº3 e na figura 4.12 a localização dos mesmos em planta.

Quadro 4.18 – Quantificação dos equipamentos de monitorização aplicados no Dique Nº3

Tipo de equipamento	PK0+085	PK0+135	PK0+140	PK0+170	PK0+180	PK0+200	PK0+220
Placas de assentamento	---	---	2	2	---	2	---
Marcas superficiais	1	1	---	1	---	---	1
Piezómetros	---	---	---	---	2	---	---
Inclinómetros	---	---	---	---	---	---	2
Total	1	1	2	3	2	2	3

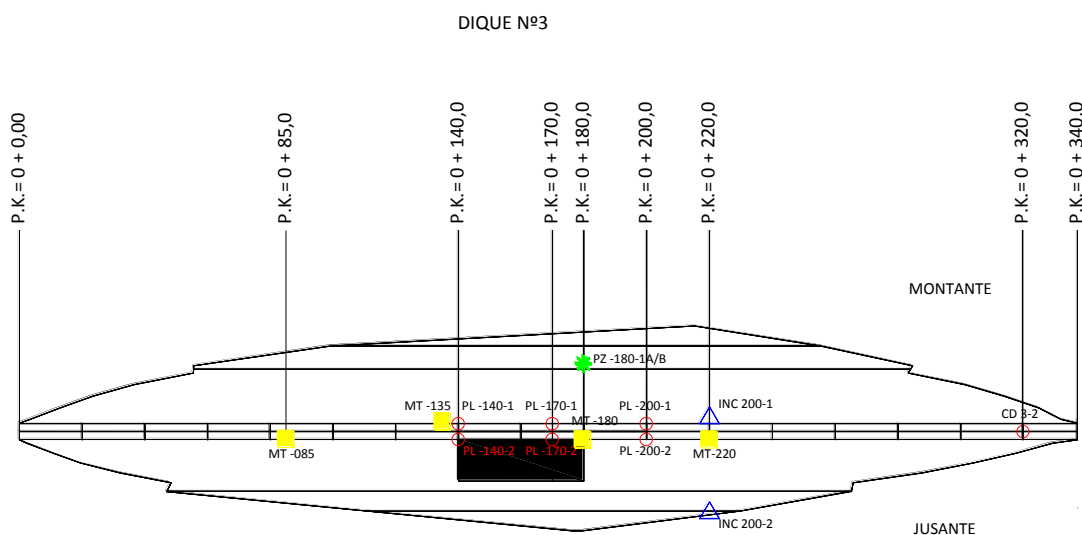


Fig. 4.12 – Representação em planta dos equipamentos de monitorização aplicados ao Dique Nº3 da Represa de Lebrija

A construção do Dique Nº3 iniciou-se em Maio de 2001, momento a partir do qual começou a ser monitorizado. As leituras dos equipamentos de auscultação foram efetuadas com pequenos intervalos de tempo, durante a construção e na fase inicial do primeiro enchimento da albufeira, dispondo-se até ao momento de registos correspondentes a 2921 dias (Da Silva, 2013).

A localização destes equipamentos, bem como a data de instalação dos mesmos, podem ser consultados no quadro 4.19. Os valores, em metros, dados pela coluna Localização, são aferidos a partir do eixo do dique, sendo que, os valores a montante são negativos e a jusante são positivos.

Quadro 4.19 – Localização e data de aplicação de cada equipamento instalado e respetiva secção

Instrumentação	Secção	Data de Aplicação	Δt (*) [dias]	Cota	Localização [m]	Observações
INC 220-2	PK 0+220	04-04-2001	-27	3.00	29.00	pé talude jusante
PL 200-1	PK 0+200	27-05-2001	26	3.40	-3.00	montante
PL 200-2	PK 0+200	27-05-2001	26	3.40	3.00	jusante
PL 170-1	PK 0+170	28-06-2001	58	3.79	-3.00	montante
PL 140-1	PK 0+140	20-06-2001	50	3.84	-3.00	montante
PZ 180-1A	PK 0+180	30-08-2012	486	0.00	-21.00	montante
PZ 180-1B	PK 0+180	30-08-2012	486	-5.00	-21.00	montante
PL 170-2	PK 0+170	21-11-2001	204	4.63	3.00	jusante
PL 140-2	PK 0+140	21-11-2001	204	4.81	3.00	jusante
INC 220-1	PK 0+220	19-02-2002	294	10.90	-2.50	coroamento montante
MT 085	PK 0+085	09-08-2002	465	10.78	2.50	coroamento jusante
MT 135	PK 0+135	09-08-2002	465	10.93	2.50	coroamento jusante
MT 170	PK 0+170	09-08-2002	465	10.93	2.50	coroamento jusante
MT 220	PK 0+220	09-08-2002	465	10.95	2.50	coroamento jusante

(*) Após o início da construção do Dique Nº3 em 01-05-2001

PL - Placa de assentamento; PZ - Piezómetro; INC - Inclínómetro; MT - Marca Topográfica

Ao analisar o equipamento de monitorização empregue no Dique, e visto o objetivo da dissertação ser a determinação da influência do efeito de consolidação secundária, optou-se por utilizar os dados relativos às medições de assentamentos resultantes das placas de assentamento, instaladas nos pontos quilométricos 140, 170 e 200. Assim, poder-se-á analisar e comparar assentamentos em zonas tratadas, com drenos e sem drenos. A análise de dados de piezómetros e inclinómetros não foi efetuada, devido à escassez de dados disponíveis para comparação.

A localização das placas no interior do Dique, para as secções PK0+140, PK0+170 e PK0+200 constam nas figuras 4.13, 4.14 e 4.15.

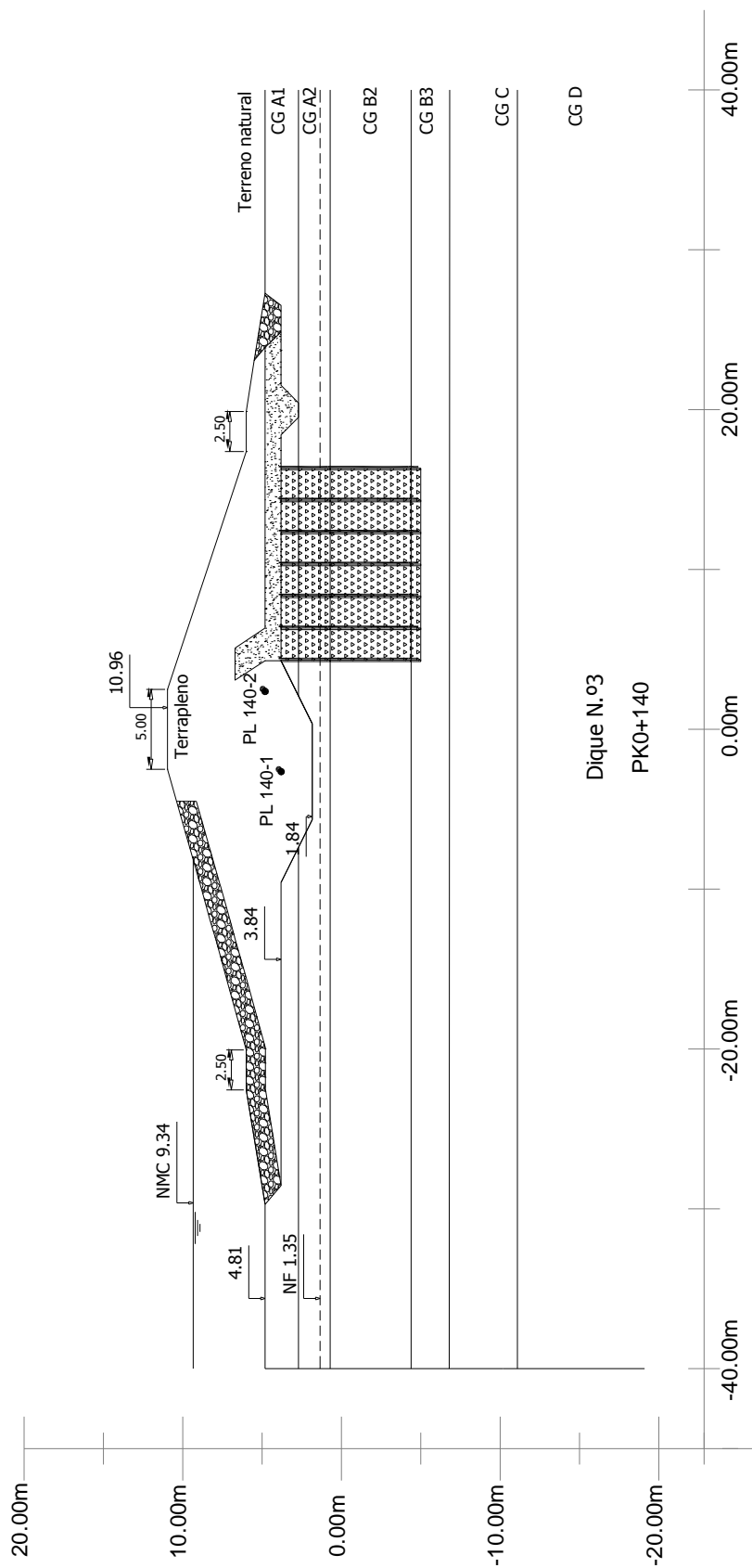


Fig. 4.13 – Posicionamento das placas de assentamento PL 140-1 e PL 140-2

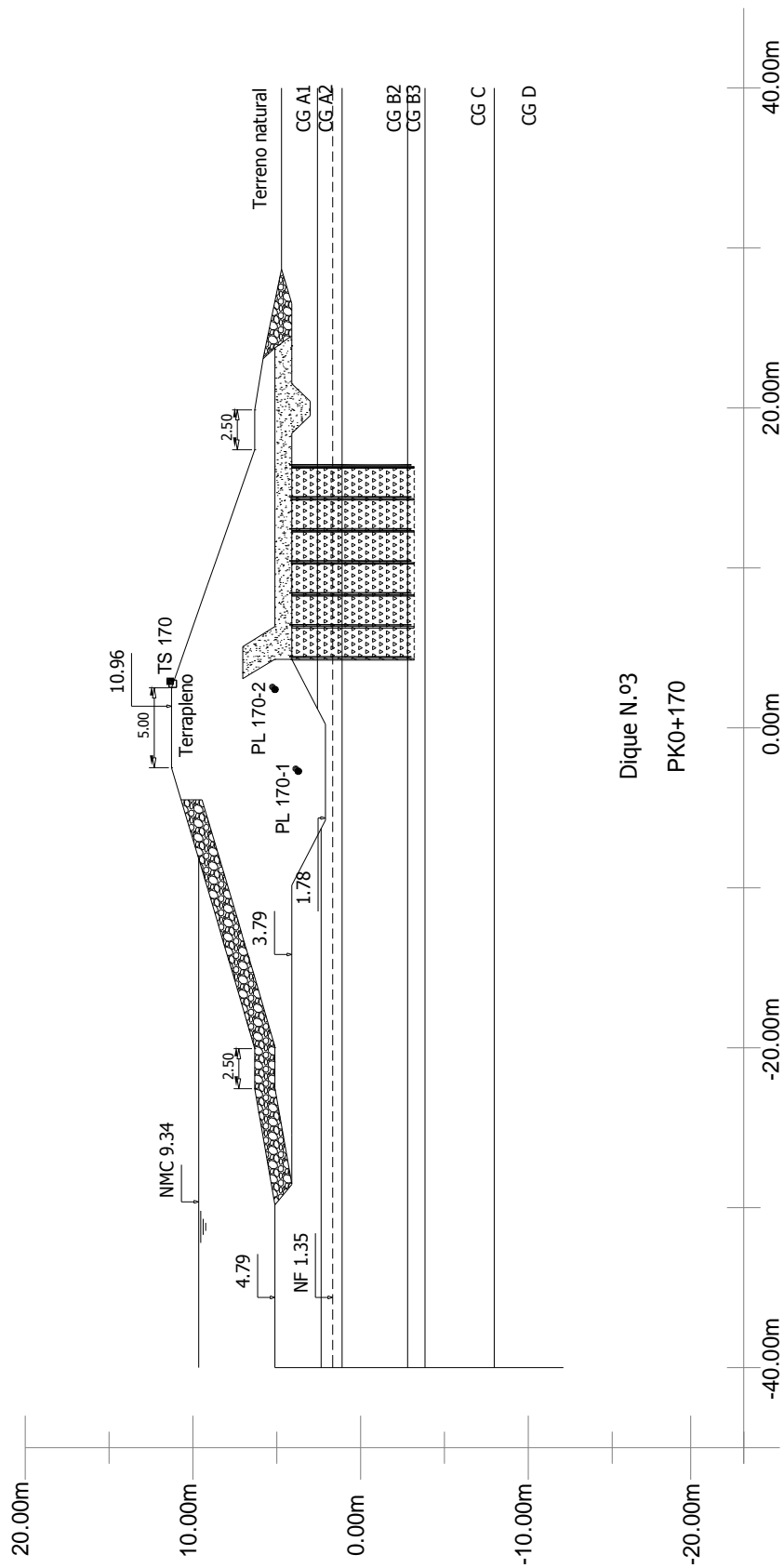


Fig. 4.14 – Posicionamento das placas de assentamento PL 170-1 e PL 170-2

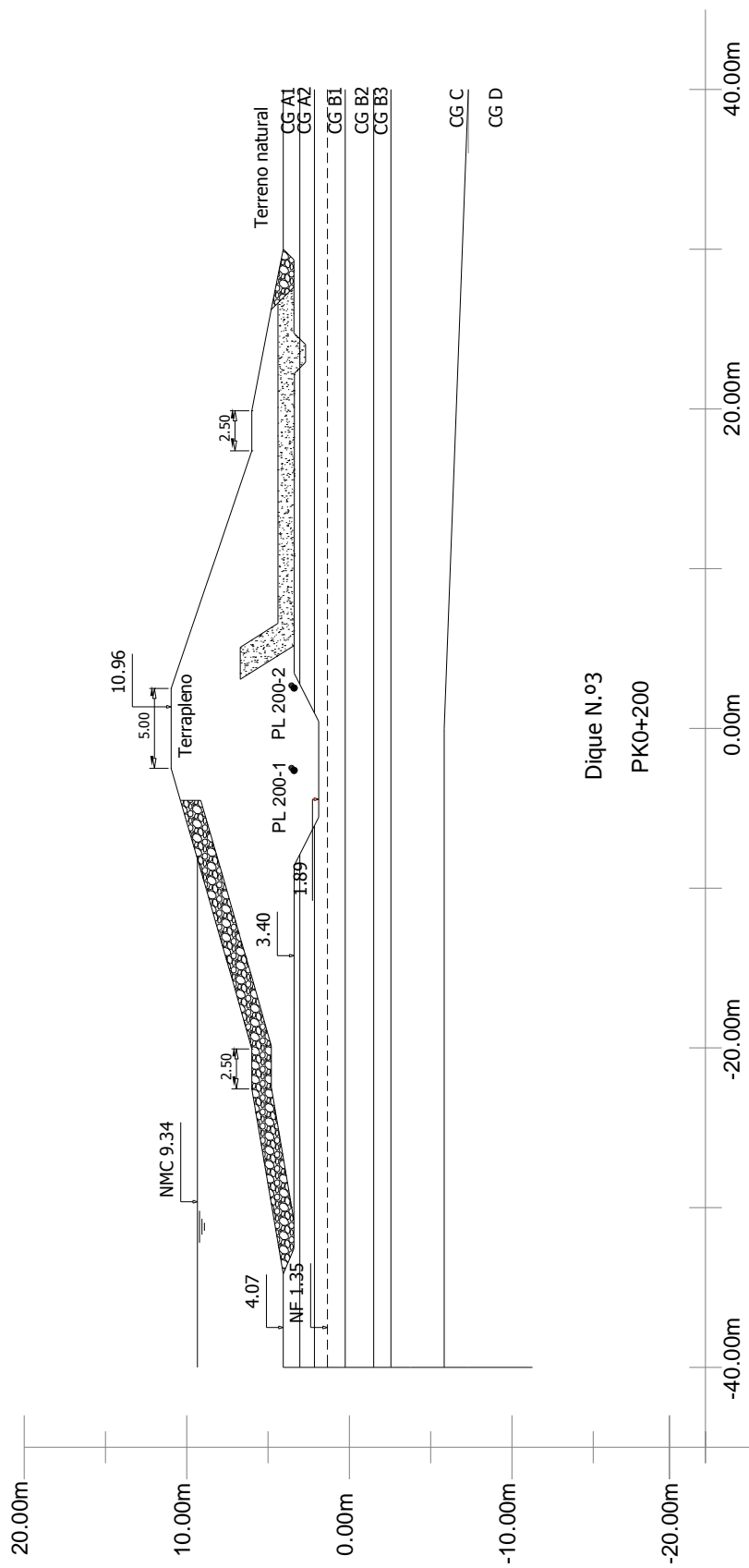


Fig. 4.15 – Posicionamento das placas de assentamento PL 200-1 e PL 200-2

4.7. RESULTADOS DA MONITORIZAÇÃO DO DIQUE Nº3

Os resultados da monitorização das placas de assentamento do Dique Nº3, num total de 2526 dias de leituras registadas, serão em seguida analisadas e apresentadas graficamente. Tal como já foi referido anteriormente, os resultados de monitorização permitiram comparar assentamentos de fundação entre zonas que foram tratadas com drenos verticais e zonas não tratadas.

Com base nestes resultados, poder-se-ão retirar conclusões relativamente aos assentamentos medidos quer na fase construtiva quer pós-construtiva, e futuramente compará-los com os dados provenientes da modelação numérica apresentada no capítulo V.

Antes de analisar os resultados das placas de assentamento do Dique Nº3, convém lembrar que todas se encontram inseridas no corpo do aterro, não havendo nenhuma ao nível da base da vala corta-águas. Para além disso, as placas PL 140-1 e PL 140-2 encontram-se no limite da faixa tratada com drenos verticais pré-fabricados de banda, as placas PL 170-1 e PL 170-2 estão inseridas na zona tratada, enquanto as placas PL 200-1 e PL 200-2 estão fora da zona tratada.

A figura 4.16 traduz a evolução dos assentamentos de todas as placas com o tempo. Com base nesta figura, observa-se que, para a mesma secção, as placas que se situam a cotas inferiores (tais como a PL 140-1 e PL170-1) apresentam, como seria de esperar, assentamentos superiores, uma vez que sobrecarga do aterro é também superior. De acordo com as medições finais, os assentamentos destas duas placas são de 45,7cm e 44,6cm. Em contrapartida, os assentamentos das placas PL 140-2 e PL 170-2 rondam os 40,1cm e 40,6cm, respetivamente. No caso das placas PL 200-1 e PL200-2, que se situam à mesma cota, verifica-se que a evolução dos assentamentos é muito semelhante, correspondendo o valor final a 31,4cm e 31,7cm. Estas duas últimas placas foram dispostas apenas 4cm abaixo das placas PL 140-1 e PL 170-1. Como tal, para análise da eficácia do tratamento com os drenos verticais, deverão ser comparados os resultados destas quatro placas.

A análise, quer dos resultados finais, quer da evolução dos assentamentos, torna-se um pouco complexa pelo facto de as placas de assentamento se encontrarem a diferentes cotas. Logo, foi efetuada uma tentativa de normalização dos assentamentos, de acordo com a altura de coluna de solo acima da placa, obtendo-se então um outro gráfico em termos percentuais (figura 4.17). Após análise da figura 4.17 é possível verificar que:

- a) Os assentamentos das placas nas zonas tratadas com drenos, nomeadamente na PL140-1, PL170-1 e PL170-2 são relativamente similares quando normalizados, destacando-se apenas uma ligeira diferença na placa PL140-2. Esta ocorre logo a seguir à fase de 1º enchimento da albufeira, sendo o assentamento medido inferior, embora depois retome os valores registados nas outras 3 placas;

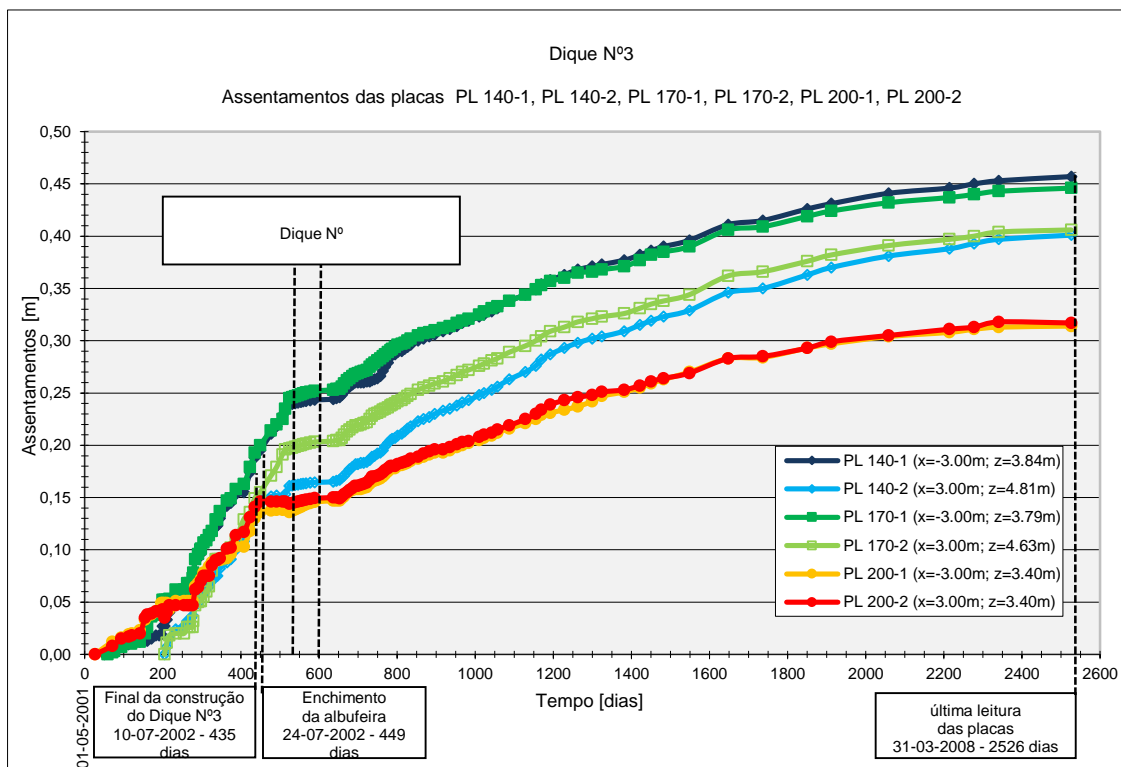


Fig. 4.16 – Evolução dos assentamentos nas placas PL 140-1, PL 140-2, PL170-1, PL170-2, PL 200-1 e PL 200-2 do Dique Nº3

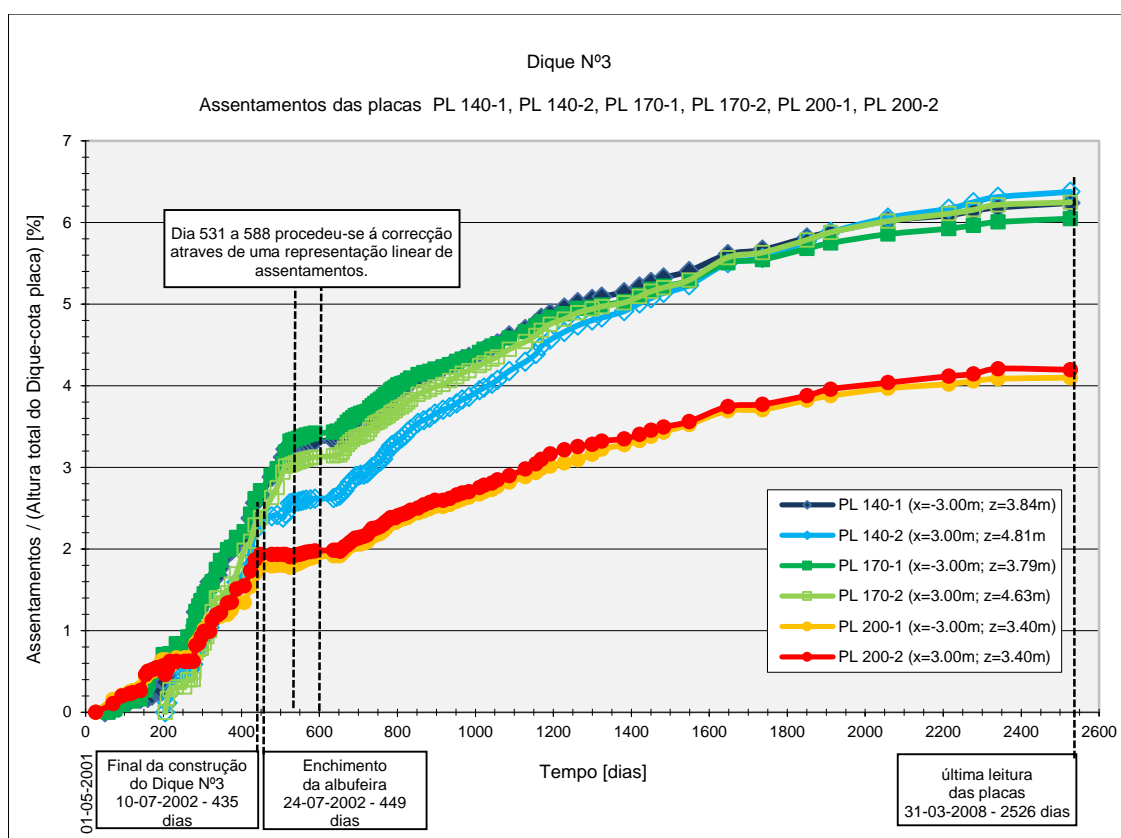


Fig. 4.17 – Evolução da percentagem de assentamento do Dique Nº3, normalizado à altura total de terreno acima desta, nas placas PL 140-1, PL 140-2, PL170-1, PL170-2, PL 200-1, PL 200-2

- b) A percentagem de assentamentos das placas, na zona influenciada pela ação dos drenos verticais, até à data das últimas medições, oscila entre 6% e 6,5%. Na fase final da construção do dique (435 dias após o início da sua construção), estes valores variavam entre os 2,6% a 2,8%;
- c) Na situação em que o solo de fundação não sofreu tratamento, o assentamento registado desceu para 1,7% no final da construção e para 4,2% na última leitura das placas.

Face a estes resultados é possível constatar a eficiência dos drenos na aceleração do efeito de consolidação, uma vez que, para as mesmas datas, os assentamentos nas zonas tratadas são superiores.

Nas figuras 4.18 e 4.19 encontram-se esquematizadas as velocidades dos assentamentos das placas PL 170-1 e PL 200-1, bem como a evolução da construção do aterro e a variação da cota da água na albufeira na sua fase de enchimento. Com base nestes elementos é possível analisar o efeito do faseamento construtivo do dique e do enchimento da albufeira nos assentamentos da fundação, quer na zona tratada com drenos PVD, quer na zona não tratada. Deste modo, verifica-se que a velocidade dos assentamentos é superior na fase construtiva do dique e no início do enchimento da albufeira, desacelerando significativamente após a cota da albufeira estabilizar, tal como seria de esperar.

A estabilização da velocidade dos assentamentos dá-se sensivelmente:

- ano e meio depois da conclusão da construção do dique (950-435=515 dias), na placa PL170-1;
- um ano depois da conclusão da construção do dique (800-435=365 dias), na placa PL200-1;

o que significa que os drenos tiveram um maior efeito precisamente na fase anterior à estabilização dos mesmos, e no caso em estudo, essa maior diferença ocorreu na fase de enchimento da albufeira. Este comportamento está bastante bem evidenciado na figura 4.18, visto que o distanciamento das curvas de assentamento normalizadas para as placas PL170-1 e PL200-1 ocorre entre a fase de enchimento da albufeira e os 800 a 950 dias. A partir daí, as curvas de assentamento são relativamente paralelas uma à outra.

No capítulo seguinte ir-se-á apresentar os resultados da modelação numérica com recurso ao programa de elementos finitos PLAXIS-2D, apresentar os resultados de análises de sensibilidade para alguns parâmetros de compressibilidade e aferir do efeito da viscosidade na consolidação dos solos argilosos moles da fundação do Dique Nº3. Por último é realizada a comparação entre os assentamentos registados nas placas e os obtidos por simulação numérica.

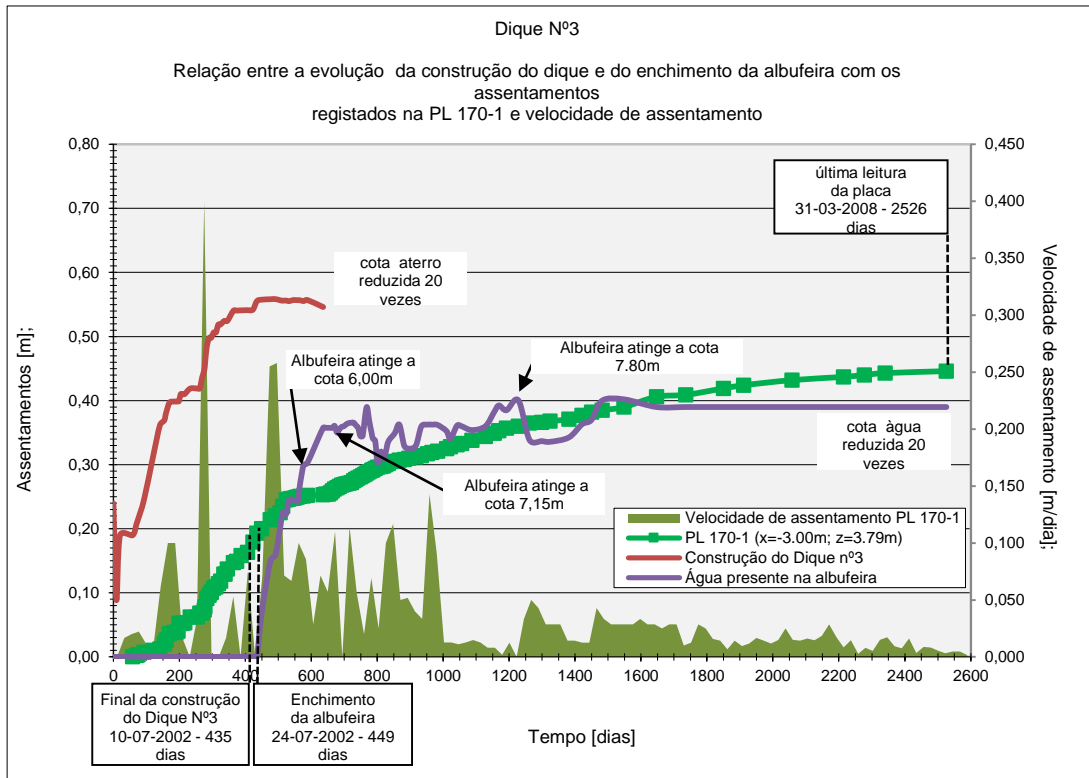


Fig. 4.18 – Relação entre a evolução da construção do Dique Nº3 e do enchimento da albufera, com a velocidade dos assentamentos registrados na placa PL170-1

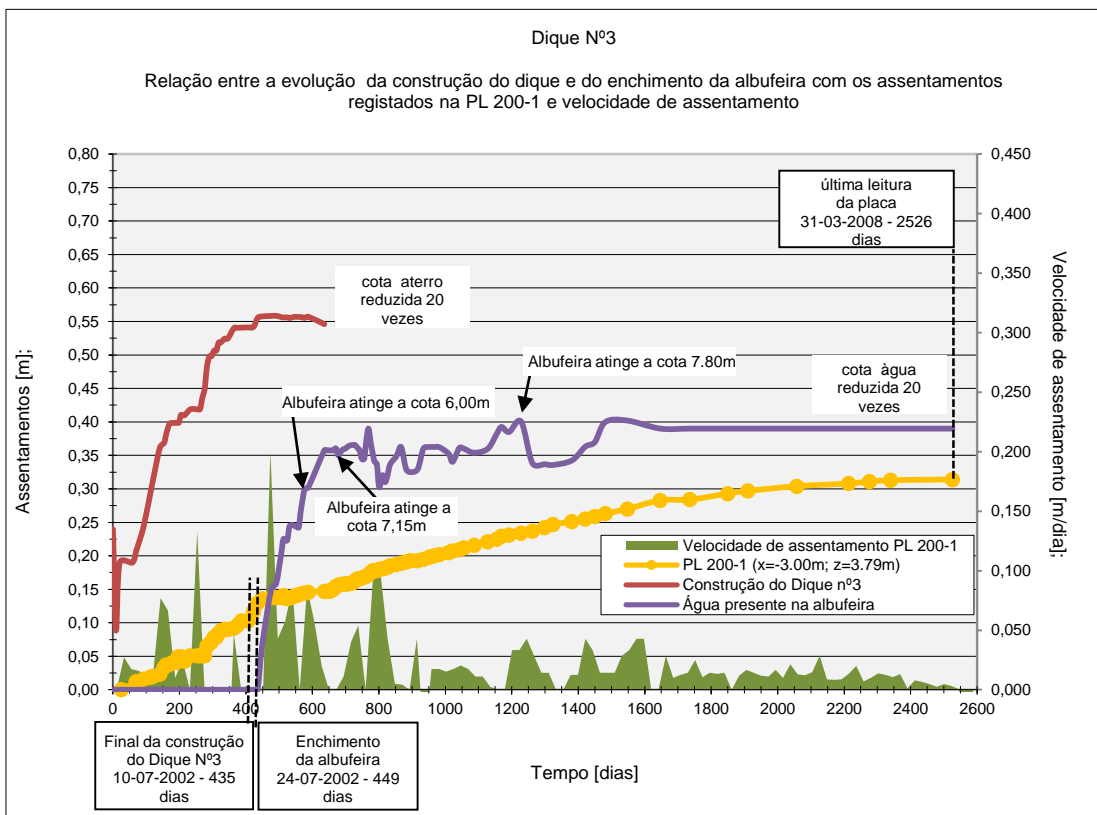


Fig. 4.19 – Relação entre a evolução da construção do Dique Nº3 e do enchimento da albufera, com a velocidade dos assentamentos registrados na placa PL200-1

5. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO DIQUE Nº3

5.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo é dedicado à descrição das etapas associadas à modelação e simulação numérica do Dique Nº3, nas secções PK0+140, PK0+170 e PK0+200. As simulações tiveram como objetivo a comparação dos assentamentos entre os resultados numéricos com os resultados obtidos da monitorização do dique nas secções acima referidas, sendo assim possível aferir das características geotécnicas dos solos, consideradas na simulação e retirados de ensaios de prospeção, bem como dos modelos de comportamento mais adequados em traduzir a resposta dos solos argilosos moles ou brandos quando sujeitos a fenómenos de consolidação. Além disso, e com base nas análises de sensibilidade realizadas para diversos parâmetros, recomenda-se a adoção de novos valores para alguns desses parâmetros, com vista a permitir uma maior proximidade entre os resultados dos assentamentos provenientes destas simulações e os reais. Esses novos valores, obtidos pela retro-análise dos resultados, não foram considerados de forma aleatória, mas sim fundamentados em relações propostas por outros investigadores bem conhecidos.

5.2. MODELAÇÃO DO DIQUE COM O PLAXIS

Todas as simulações foram realizadas com recurso ao programa de elementos finitos PLAXIS, sendo os modelos de comportamento utilizados apresentados no capítulo 3. Na definição das unidades das principais grandezas, considerou-se o comprimento em metros (m), o tempo em dias (dias) e a força em kiloNewton (kN). A aceleração da gravidade é de $9,81\text{m/s}^2$ e, conseqüentemente, o peso volúmico da água é de $9,81\text{ kN/m}^3$.

As especificidades de cada uma das secções, nomeadamente no que diz respeito à sua geometria, aos equipamentos de monitorização utilizados, datas de aplicação dos mesmos e localização dos drenos pré-fabricados em banda, já foram descritas no capítulo 4.

Todavia, para uma melhor compreensão e perceção do procedimento associado a toda esta fase da modelação, serão seguidamente apresentadas:

- As secções geométricas de cada perfil, utilizadas na modelação com o PLAXIS, bem como um exemplo da malha de elementos finitos adotada e das condições de fronteira associadas ao problema em estudo;
- Parâmetros e características dos solos de fundação e respetivos modelos de comportamento considerados nas diferentes camadas;
- Características dos drenos PVD e adequação de um problema de escoamento radial (problema axissimétrico) em escoamento horizontal (estado plano de deformação), além da consideração do fenómeno de *smear*, associado à perturbação do terreno ao redor do dreno aquando da sua instalação;

- Faseamento construtivo e etapas de cálculo, tendo em atenção a data de início da construção, escavação, aplicação dos drenos de banda pré-fabricados, colocação das placas de assentamento, faseamento da compactação, com paragens na época de chuvas e retoma na primavera, conclusão da construção do dique e por último o faseamento associado ao enchimento da albufeira.

5.2.1 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

Relativamente ao tipo de elementos finitos utilizou-se os elementos triangulares de 15 nós, em vez dos de 6 nós, garantindo-se assim uma maior precisão nos resultados, apesar de um ligeiro aumento do tempo requerido a nível de cálculo. Os deslocamentos são calculados ao nível dos nós. No entanto, o estado de tensão é sempre calculado nos pontos de Gauss, que no caso dos elementos triangulares de 15 nós, serão 12 e estão localizados no interior deste elemento.

Na definição da geometria das várias secções do dique foi necessário incluir linhas associadas ao processo construtivo de modo a atingir uma maior semelhança com o caso real. Para cada perfil transversal ou secção, foi traçada uma geometria, que teve em conta, a cota do terreno inicial, a cota de escavação para a fundação do dique e da vala corta-águas, as cotas correspondentes à evolução da construção do terrapleno e posterior enchimento da albufeira, bem como dos drenos de banda. Constam nas figuras 5.1, 5.2 e 5.3, a definição da geometria das secções PK0+140, PK0+170 e PK0+200, estando explícitas, a diferentes cores, as camadas geotécnicas e os drenos (linhas verticais que têm início no tapete drenante e que se estendem até determinada profundidade). A secção PK0+200 não foi abrangida pelo tratamento do solo de fundação com drenos PVD.

No que diz respeito às condições de fronteira relativas aos deslocamentos, foram apenas permitidos os deslocamentos verticais nas fronteiras laterais da secção e foram restringidos todos os movimentos ao nível da base da secção modelada. Estas restrições são visíveis nas figuras que se seguem.

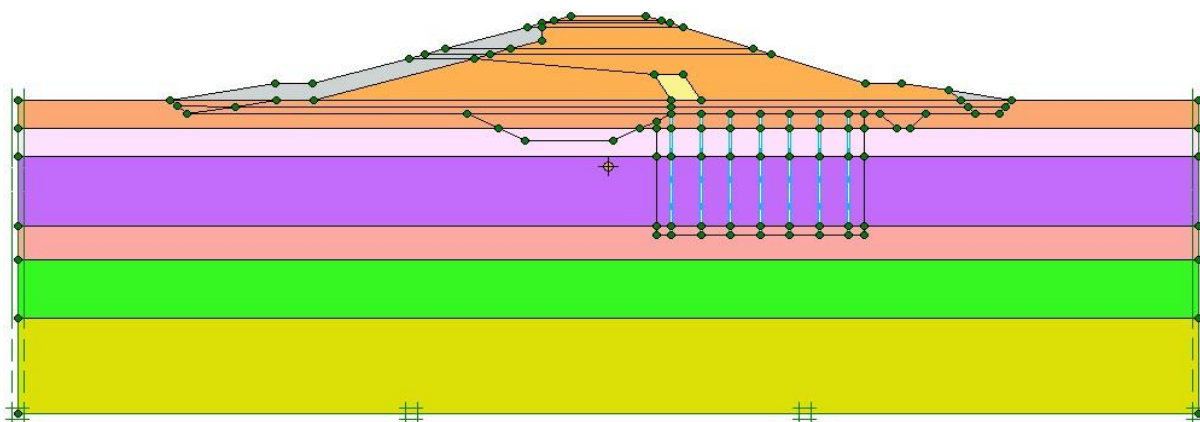


Fig. 5.1 – Definição da geometria da secção transversal PK0+140 do Dique Nº3, incluindo drenos

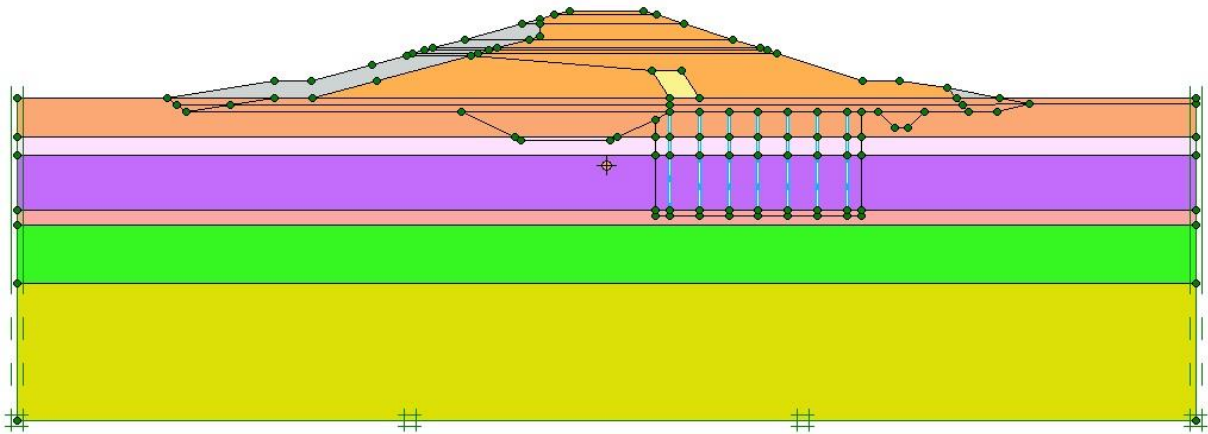


Fig. 5.2 – Definição da geometria da secção transversal PK0+170 do Dique Nº3, incluindo drenos

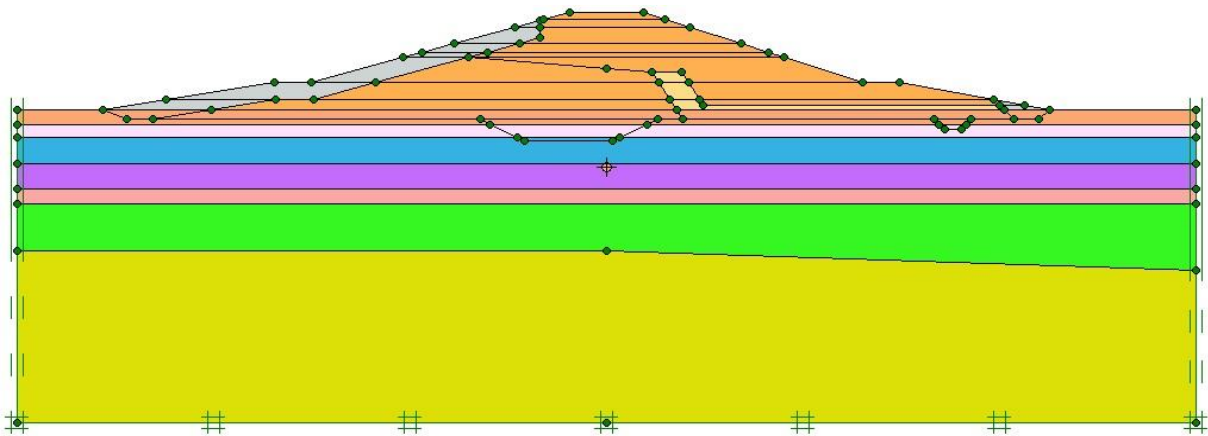


Fig. 5.3 – Definição da geometria da secção transversal PK0+200 do Dique Nº3, incluindo drenos

Após a definição geométrica e a inserção das condições de fronteira, foi definido o tamanho dos elementos finitos, escolhendo-se para o problema em análise, uma malha muito fina. Quanto mais refinada for a malha, maior será a precisão nos resultados finais, embora exija um esforço computacional maior. Os fatores preponderantes na escolha do tipo de malha foram os drenos e a própria proximidade das linhas referentes ao faseamento construtivo. Caso se optasse por uma malha pouco refinada, a qualidade dos elementos triangulares não seria boa e a precisão dos resultados ficaria comprometida. Como exemplo, apresenta-se na figura 5.4, a malha de elementos finitos associada à modelação do PK0+140 e, na figura 5.5, a qualidade dessa mesma malha. Nesta última figura, a coloração vermelha indica elementos triangulares distorcidos, enquanto a coloração verde representa elementos finitos de excelente qualidade.

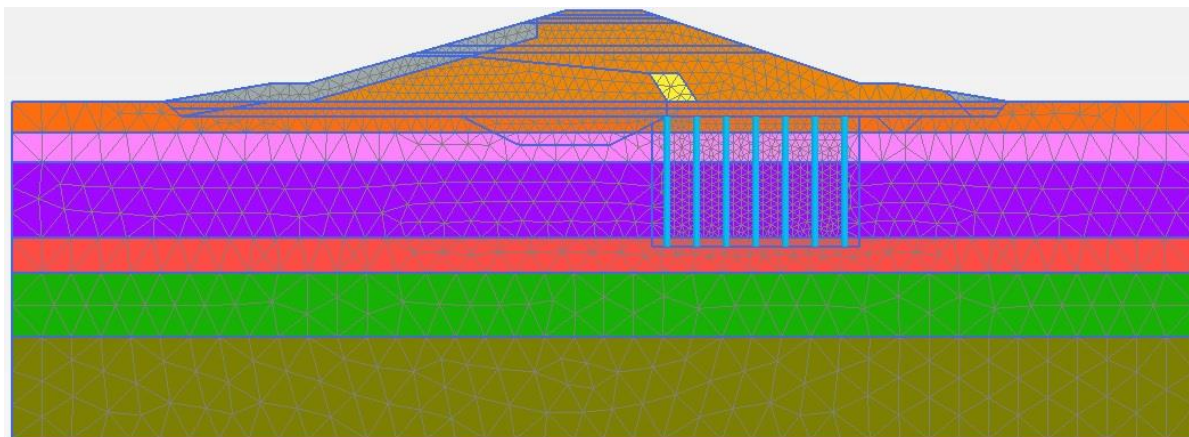


Fig. 5.4 – Malha de elementos finitos da secção transversal PK0+140 do Dique Nº3

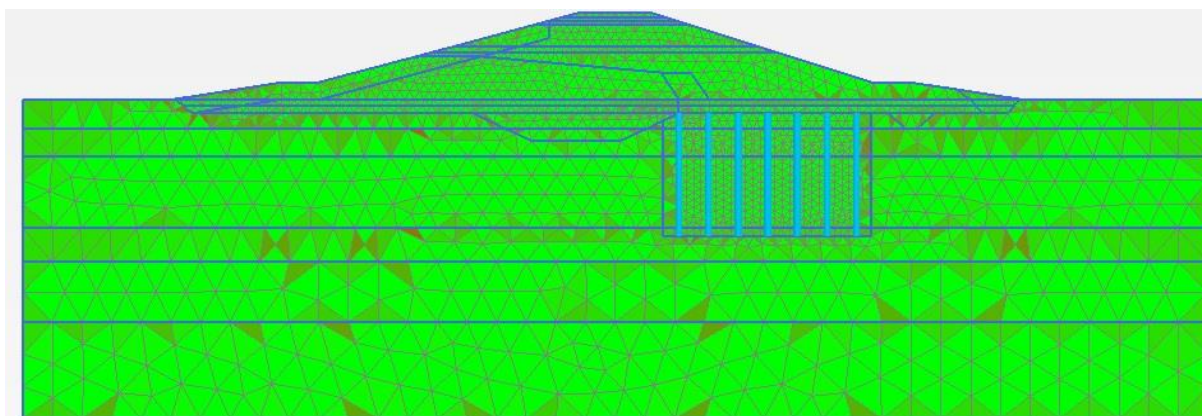


Fig. 5.5 – Qualidade da malha de elementos finitos da secção transversal PK0+140 do Dique Nº3

Tal como é perceptível da figura 5.5, a qualidade da malha considerada é muito razoável, uma vez que não existe grande distorção dos elementos triangulares antes de se dar início ao cálculo.

5.2.2 SOLOS E RESPATIVOS MODELOS

No programa PLAXIS, os parâmetros utilizados para caracterizar o comportamento dos solos, em termos de resistência ao corte e permeabilidade são sempre os mesmos, contudo os parâmetros de deformabilidade já dependem muito do tipo de modelo escolhido para traduzir o comportamento do solo em causa. Relativamente os solos que constituem o aterro do dique, nomeadamente a areia do tapete drenante e do filtro chaminé, o enrocamento de proteção do talude de montante e pé de jusante e do solo argiloso, que constitui o corpo do aterro, foi sempre utilizado o modelo *Mohr-Coulomb*. Para os solos de fundação, recorreu-se não só ao modelo *Mohr-Coulomb* (no caso das camadas geotécnicas C e D), como também aos modelos

Soft Soil e *Soft Soil Creep* para as restantes camadas. Estes, embora sejam de facto mais adequados para solos argilosos, tal como se irá comprovar, careçam dos resultados obtidos a partir de ensaios edométricos. A razão pela qual não se aplicou estes modelos, na modelação das camadas geotécnicas C e D, é precisamente devido a carência destes dados mais específicos para estas camadas. Apresentam-se, no quadro 5.1, os diferentes solos do dique e fundação, bem como os respetivos modelos utilizados.

Quadro 5.1 – Diferentes modelos de comportamento utilizados e respetivo tipo de drenagem

Solos:	Modelos de comportamento adotados:	Tipo de drenagem:
Aterro	<i>Mohr Coulomb</i>	Drenada
Enrocamento	<i>Mohr Coulomb</i>	Drenada
Filtro chaminé e tapete drenante	<i>Mohr Coulomb</i>	Drenada
CG A1	<i>Soft Soil/Soft Soil Creep</i>	Não drenada
CG A2	<i>Soft Soil/Soft Soil Creep</i>	Não drenada
CG B1	<i>Soft Soil/Soft Soil Creep</i>	Não drenada
CG B2	<i>Soft Soil/Soft Soil Creep</i>	Não drenada
CG B3	<i>Soft Soil/Soft Soil Creep</i>	Não drenada
CG C	<i>Mohr Coulomb</i>	Não drenada
CG D	<i>Mohr Coulomb</i>	Não drenada

Os valores associados à resistência ao corte drenada e não drenada e deformabilidade, para as diferentes camadas geotécnicas já foram apresentados no capítulo 4.

5.2.3 CARACTERÍSTICAS DO DRENO

Relativamente aos drenos, de acordo com o programa PLAXIS, estes são elementos verticais com permeabilidade “infinita, ou seja, são drenos ideais, com elevada capacidade de descarga e sem qualquer diâmetro associado. De qualquer modo, e visto considerar-se o efeito de *smear* nos cálculos, apresentam-se, no quadro 5.2, as dimensões e a permeabilidade do filtro geotêxtil do dreno vertical pré-fabricado utilizado nas zonas tratadas (*COLBOND Wick Drain*). Estas características são necessárias na determinação dos novos coeficientes de permeabilidade horizontal, na zona circundante aos drenos, ou seja, para a obtenção do coeficiente de permeabilidade horizontal de *smear* (k_{hs}). De realçar que este valor de permeabilidade horizontal de *smear*, far-se-á sentir apenas numa zona em redor do dreno, designado por diâmetro da zona perturbada (d_s).

Quadro 5.2 – Características dos drenos pré-fabricados

Material	w [m]	t [m]	$k_{\text{geotêxtil}}$ [m/s]
Drenos	0,1	0,004	0,07

5.2.4 CARACTERÍSTICAS DE PERMEABILIDADE DOS SOLOS DE FUNDAÇÃO

No que respeita às características de permeabilidade dos solos de fundação do Dique Nº3, e de acordo com secções em estudo, têm-se duas situações distintas. Caso o terreno de fundação não tenha sofrido tratamento com drenos verticais pré-fabricados, os valores dos coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal são os apresentados no quadro 4.7. Nas secções tratadas com drenos verticais de banda, novos coeficientes de permeabilidade horizontal foram determinados para o solo circundante ao redor do dreno, para contabilizar o efeito de *smear*, a resistência hidráulica dos drenos e o espaçamento entre estes.

Além disso, e tendo em atenção que se trata de uma análise em estado plano de deformação, ou seja com escoamento limitado ao plano e não radial, então aplicou-se a solução analítica de Hird *et al.* (1992) (expressão 2.75, definida no capítulo 2), na determinação do coeficiente de permeabilidade horizontal no estado plano de deformação (K_{hPD}) e considerou-se:

- a) As características dos drenos aplicados são as definidas no quadro 5.2;
- b) No terreno, os drenos estão dispostos em malha triangular ($d_e=1,05S$), com um afastamento real entre drenos (S) de 2,0 metros;
- c) A distância entre drenos (S^*), definida no estado plano de deformação, foi sempre de 3,0m, ou seja, os drenos estão distanciados de 3 metros na malha de elementos finitos considerada para o cálculo numérico;
- d) A capacidade drenante do dreno é limitada pela permeabilidade do geotêxtil que o envolve, daí que $k_{wAx}=k_{geotêxtil}=0,07m/s$;
- e) Os drenos apresentam o mesmo coeficiente de permeabilidade em ambos os sistemas, ou seja, $k_{wAx}=k_{wPD}=0,07m/s$;
- f) A determinação da largura de *smear* (b_s) e espessura do dreno (b_w), no estado plano de deformação, obedecem ao mesmo critério de equivalência entre sistemas (3D e 2D), daí que se $b_w=(B.d_w^2)/d_e^2$, então $b_s=(B.d_s^2)/d_e^2$;
- g) Admite-se que $d_s=3d_w$, dado que diversos investigadores aconselham a que se utilize esta relação entre o diâmetro da zona perturbada e o diâmetro do dreno, caso não existam elementos/ensaios que permitam avaliar a extensão da perturbação (Chai e Miura, 1999); Além disso, segundo Da Silva (2013), a redução da permeabilidade na zona perturbada (k_{hsAx}) apresenta maior impacto do que a largura de *smear* (d_s), tendo também proposto esta relação para os solos da fundação do Dique Nº1;
- h) O coeficiente de permeabilidade na zona perturbada é igual, quer no estado axissimétrico quer no estado plano de deformação ($k_{hsAx}=k_{hsPD}$);
- i) A relação entre a permeabilidade horizontal na zona perturbada por *smear* (k_{hs}) e não perturbada ($k_{h0}=k_h$) é designada por grau de perturbação (Da Silva, 2013). A relação entre estes coeficientes será sempre inferior à unidade, ou seja, $k_{hs}/k_{h0} < 1$. De acordo com Bergado *et al.* (1991) e Onoue *et al.* (1991), com base em ensaios laboratoriais os valores estimados rondam os 0,5 e 0,66. Posteriormente, Bergado *et al.* (1993a, 1993b), Hansbo (1987, 1997), Madhav *et al.* (1993) e Hird e Moseley (2000), com base em dados de campo, testes laboratoriais e simulações numéricas, obtiveram para esta relação valores que variam entre 0,1 e 0,33;
- j) Para além da relação k_{hs}/k_{h0} , investigadores apresentam relações entre k_{hs} e k_v tais como:

1. Hansbo, em 1987, sugere que $k_{hs}/k_v \approx 1$ para zonas perturbadas relativamente extensas;
2. Indraratna e Redana (1998), obtiveram valores que oscilavam entre $0,9 \leq k_{hs}/k_v \leq 1,3$, com um valor médio de 1,15;

Tendo em conta todas as considerações acima expostas, optou-se, no que diz respeito ao cálculo da permeabilidade na zona perturbada por *smear*, por utilizar as relações $k_{hsPD}/k_{h0}=0,10$, $k_{hsPD}/k_{h0}=0,33$ e $k_{hsPD}/k_{h0}=0,66$. Os valores resultantes destas três relações para as diferentes camadas geotécnicas são apresentados no quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Coeficientes de permeabilidade horizontal k_{hPD} do terreno e da zona circundante á implementação dos drenos (k_{hsPD}) considerando a solução de Hird *et al.* (1992)

Relação k_{hsPD}/k_{h0}	Camada geotécnica	$k_{h0} = k_{hPD}$ [m/s]	k_{hsPD} [m/s]	k_{hsPD} [m/dia]
0,10	A1	2,12E-10	2,29E-11	1,98E-06
	A2	2,71E-10	2,93E-11	2,53E-06
	B2	1,16E-09	1,25E-10	1,08E-05
	B3	5,29E-10	5,71E-11	4,94E-06
0,33	A1	2,12E-10	5,84E-11	5,05E-06
	A2	2,71E-10	7,47E-11	6,45E-06
	B2	1,16E-09	3,20E-10	2,76E-05
	B3	5,29E-10	1,46E-10	1,26E-05
0,66	A1	2,12E-10	8,81E-11	7,61E-06
	A2	2,71E-10	1,13E-10	9,73E-06
	B2	1,16E-09	4,82E-10	4,17E-05
	B3	5,29E-10	2,20E-10	1,90E-05

Considerando os valores obtidos no quadro 5.3 para a relação k_{hsPD}/k_{h0} , foram calculados os valores para a relação k_{hsPD}/k_{v0} , que se encontram expostos no quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Coeficientes de permeabilidade vertical k_v do terreno e resultados da relação k_{hsPD}/k_{v0}

Relação k_{hsPD}/k_{h0}	Camada geotécnica	k_v [m/s]	k_{hsPD} [m/s]	k_{hsPD}/k_{hv}
0,10	A1	5,09E-11	2,29E-11	0,45
	A2	1,18E-10	2,93E-11	0,25
	B2	1,19E-10	1,25E-10	1,05
	B3	2,63E-10	5,71E-11	0,22
0,33	A1	5,09E-11	5,84E-11	1,15
	A2	1,18E-10	7,47E-11	0,63
	B2	1,19E-10	3,20E-10	2,69
0,66	B3	2,63E-10	1,46E-10	0,55
0,66	A1	5,09E-11	8,81E-11	1,73

A2	1,18E-10	1,13E-10	0,95
B2	1,19E-10	4,82E-10	4,05
B3	2,63E-10	2,20E-10	0,84

Analisando o quadro 5.4, verifica-se que a camada geotécnica B2 apresenta valores muito superiores relativamente às restantes camadas e às relações propostas anteriormente. Contudo, constata-se que para uma relação de $k_{hsPD}/k_{h0}=0,10$, a relação entre $k_{hsPD}/k_{v0}=1,05$.

5.2.5 DEFINIÇÃO DO FASEAMENTO CONSTRUTIVO E ETAPAS DE CÁLCULO

Neste tipo de obras, é de importância vital o ritmo a que o aterro homogéneo é executado, havendo patamares máximos de carga a aplicar e velocidades de construção limitadas e específicas. A definição do faseamento de construção do dique, para além do que foi referido, incorpora um conjunto de procedimentos que incluem a apresentação clara das diferentes etapas da sua construção, das datas e dos locais de aplicação dos equipamentos de instrumentação, entre outros. Contudo, antes de se dar início ao cálculo é extraordinariamente importante definir o estado inicial de tensão e pressões hidrostáticas aplicadas no solo, antes de qualquer carregamento adicional. Esta primeira etapa é designada de *inicial step* e foram, para ela, considerados apenas os solos que constituem o terreno de fundação e as cotas iniciais dos mesmos, sem que se tenha associado qualquer período de tempo (fig. 5.6) As tensões verticais e horizontais iniciais são calculadas com base no coeficiente de impulso em repouso (k_0 procedure) definido pelo software. Em simultâneo, procede-se à geração das pressões hidrostáticas iniciais (*Generate by phreatic level*), em conjugação com a inserção da localização do nível freático (fig. 5.7).

Após a etapa inicial introduziu-se um passo intermédio, designado por *Nil-step*. Este teve como objetivo, restaurar o equilíbrio entre as tensões iniciais geradas para os diversos solos de fundação, sendo as deformações ocorridas até este ponto anuladas. A geometria manteve-se igual à situação inicial bem como a posição do nível da água, tendo sido considerada a opção de cálculo plástico (*Plastic calculation*), uma vez que não lhe está associado tempo, nem qualquer análise de estabilidade (Da Silva, 2013).

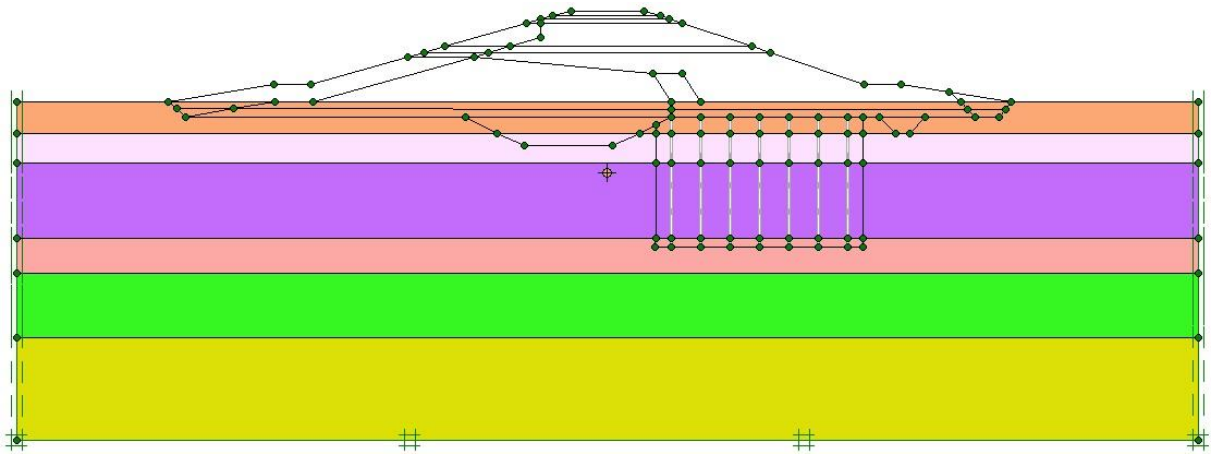


Fig. 5.6a – Geometria associada à definição do estado de tensão inicial para a secção do PK0+140

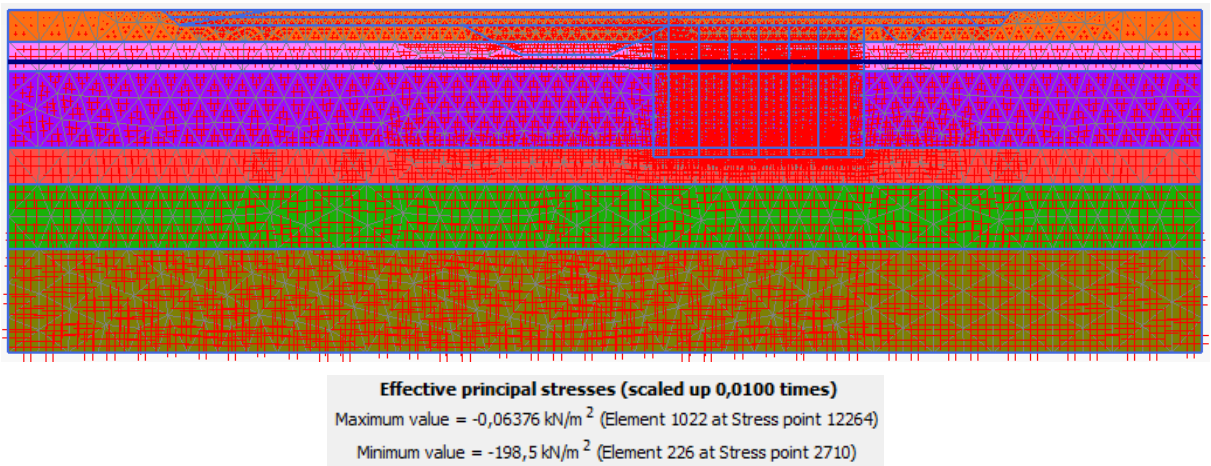


Fig. 5.6b – Estado de tensão inicial em tensões efetivas para a secção do PK0+140

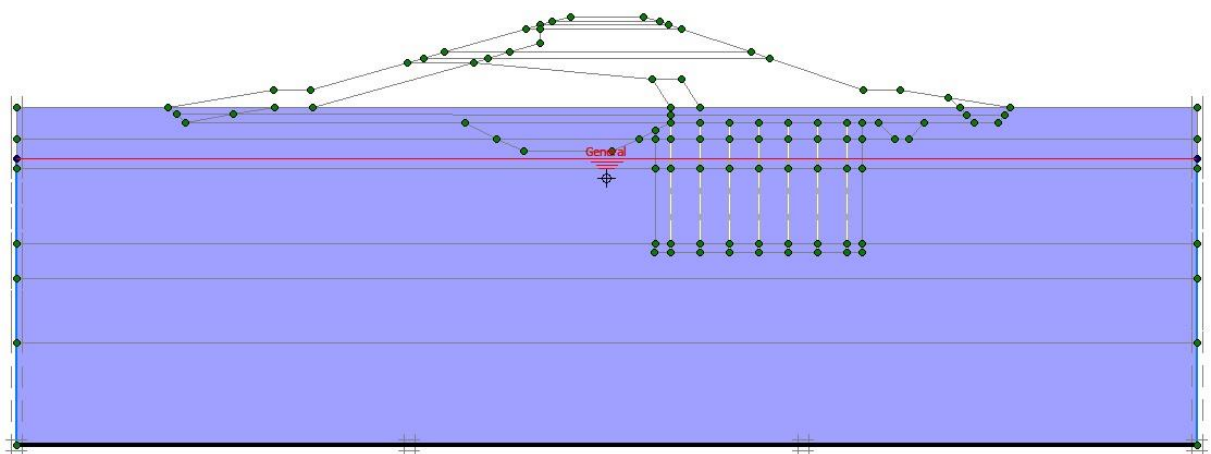


Fig. 5.7a – Posição inicial do nível freático da secção do PK0+140

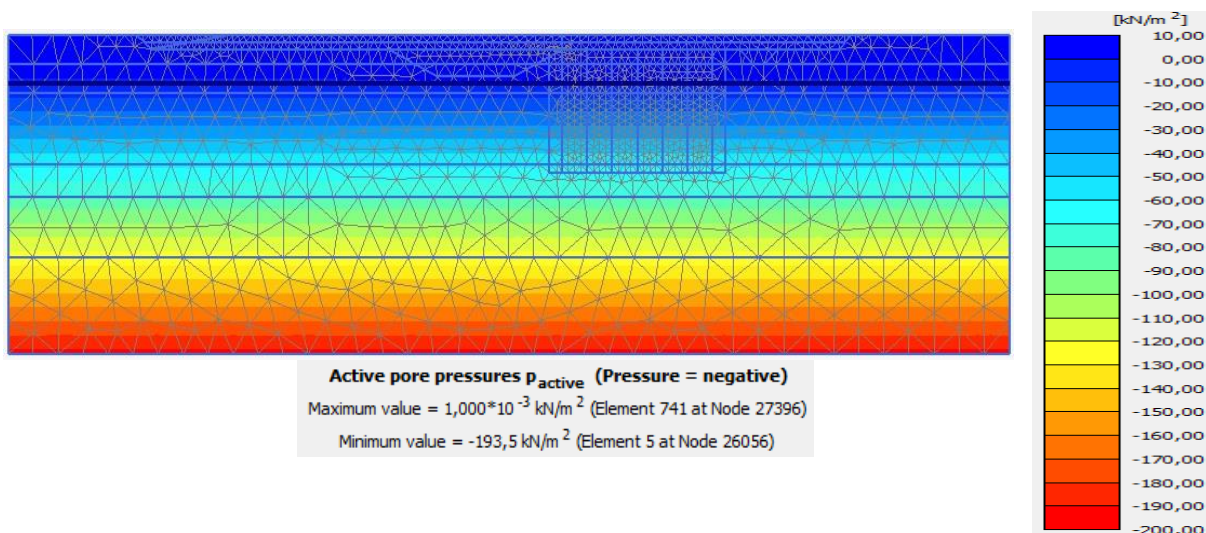


Fig. 5.7b – Pressões hidrostáticas iniciais da secção do PK0+140

Após o *Nil-step*, foram definidas as restantes etapas associadas à construção do dique, para cada secção. De um modo geral, essas etapas são relativas a:

- a) Escavação do terreno;
- b) Compactação da vala corta-águas;
- c) Ativação dos drenos verticais de banda e modificação dos coeficientes de permeabilidade horizontal dos solos de fundação na zona tratada (não se aplica ao PK0+200);
- d) Aplicação dos equipamentos de instrumentação (placas de assentamento) associados a cada secção;
- e) Compactação faseada do terrapleno;
- f) Subida faseada da água na albufeira.

Apresentam-se, nas figuras 5.8 e 5.9, um esquema de duas etapas distintas da construção para a secção PK0+140. Na figura 5.10, encontra-se representada uma das etapas correspondentes à subida da água na albufeira.

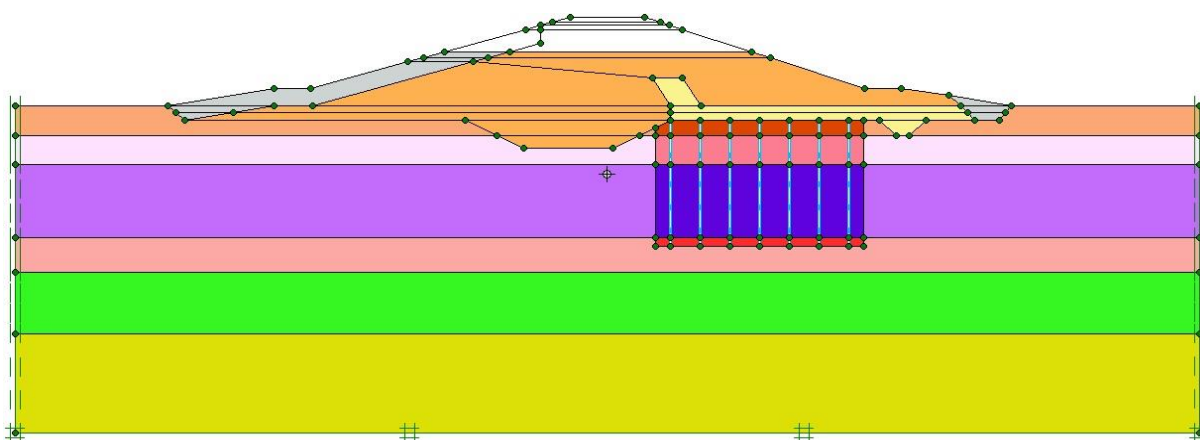


Fig. 5.8 – Compactação até à cota 8,5m da secção do PK0+140. Alteração da permeabilidade no solo circundante aos drenos

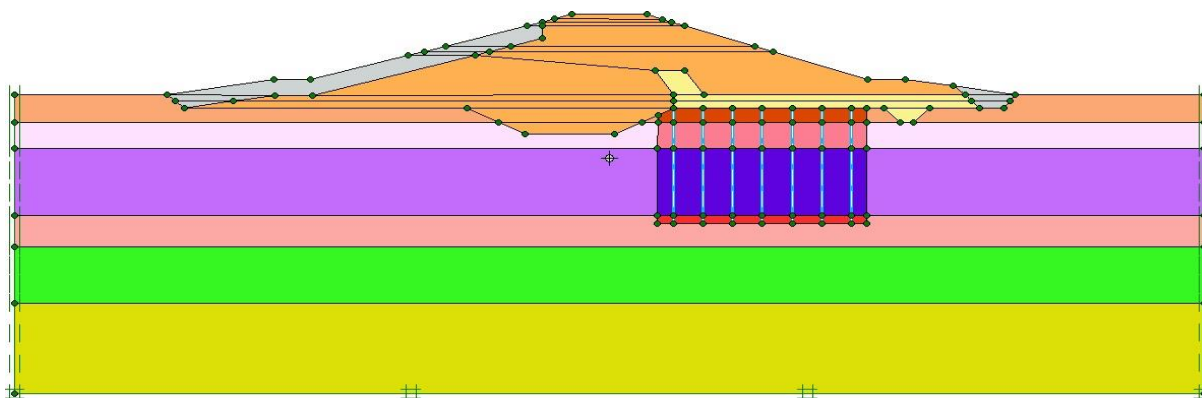


Fig. 5.9 – Conclusão da construção do Dique Nº3 na secção do PK0+140

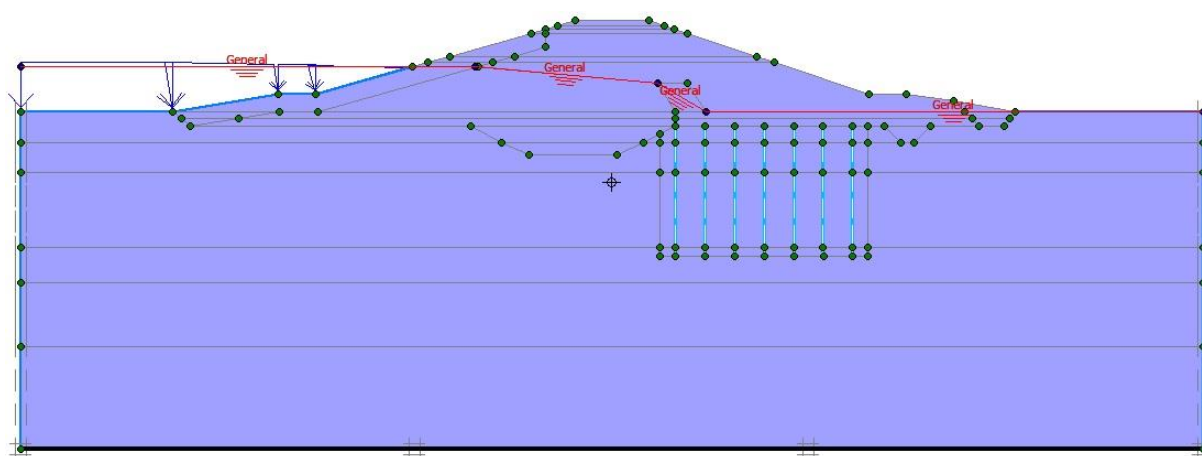


Fig. 5.10 – Nível de água na albufeira à cota 7,8m aquando da última leitura da placa de assentamento - secção do PK0+140

Após definição do estado inicial em que o terreno se encontra, passa-se então à definição de cada uma das fases anteriormente descritas e do tempo associado, procedendo-se a uma análise de consolidação dos solos (*Consolidation*). Nas configurações gerais avançadas, para cada etapa de consolidação, considerou-se a opção *Updated mesh*. Segundo PLAXIS 2D-AE (2014), este tipo de cálculo deve ser considerado quando existem deformações expectáveis que influenciem a geometria. Deve ser utilizado para o estudo de projetos que envolvam solos moles, onde grandes deformações podem ocorrer. A posição dos nós da malha de elementos finitos foi atualizada no final de cada etapa de cálculo. A opção *Updated water pressures*, de acordo com PLAXIS 2D-AE (2014), destina-se a ter em conta os efeitos dos assentamentos dos solos abaixo de um nível freático constante.

No anexo A1, apresenta-se o faseamento construtivo considerado para a modelação das secções PK0+140, PK0+170 e PK0+200 do Dique.

Os pontos, em que se pretendem obter os resultados dos assentamentos, foram definidos antes de se proceder ao cálculo numérico, no subprograma *Calculations*, tendo os respetivos resultados sido visualizados no subprograma *Output*, após a conclusão do cálculo numérico de cada secção transversal. Foram escolhidos os nós da malha de elementos finitos mais próximos da posição destes equipamentos, já descrita no quadro 4.17 do capítulo 4. Os nós de controlo escolhidos, correspondentes às placas de assentamentos das secções PK0+140 e PK0+170 do Dique Nº3, encontram-se representados nas figuras 5.11 e 5.12.

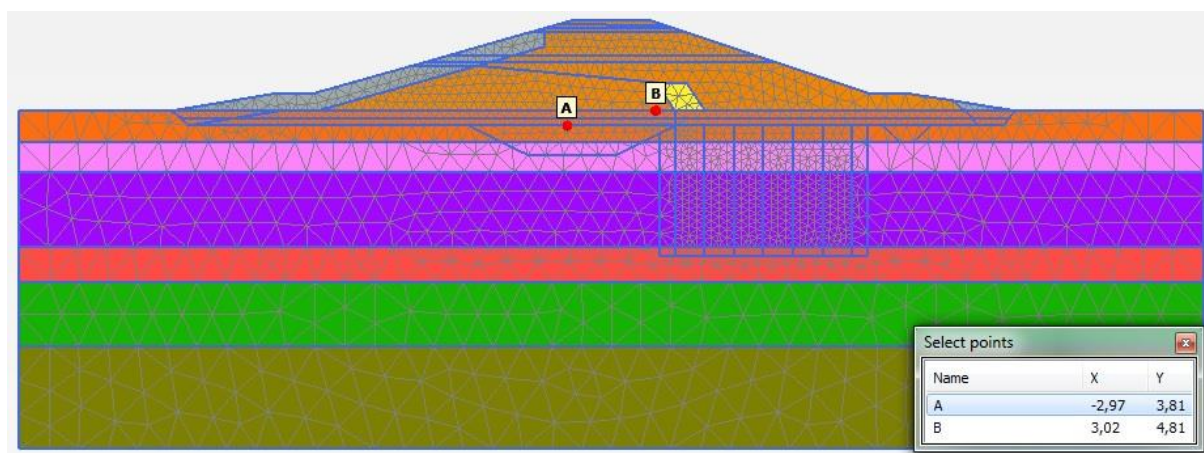


Fig. 5.11 – Nós de controlo dos deslocamentos para PK0+140 – Dique Nº3

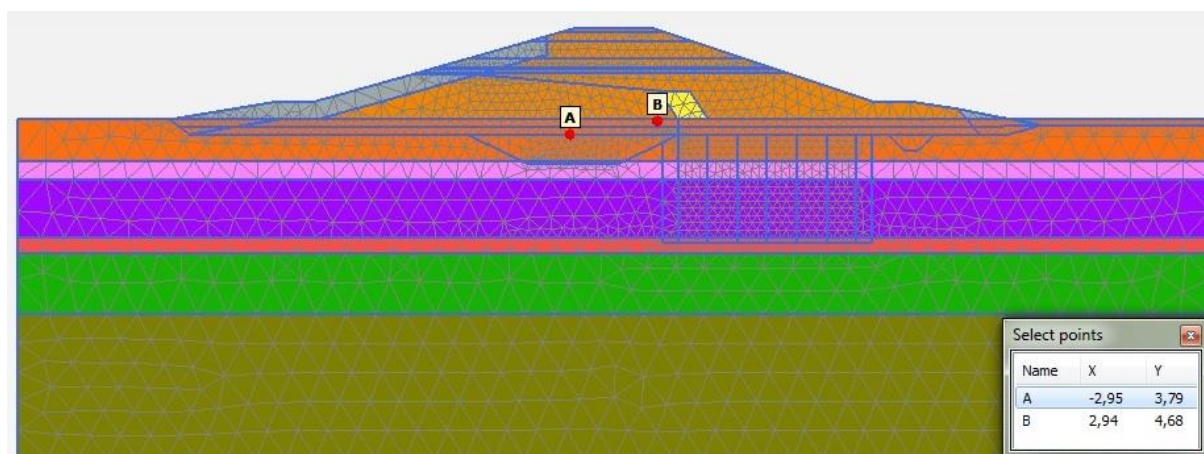


Fig. 5.12 – Nós de controlo dos deslocamentos para PK0+170 – Dique Nº3

5.3. RESULTADOS DO CÁLCULO NUMÉRICO E COMPARAÇÃO COM OS DA MONITORIZAÇÃO

Nesta fase do trabalho serão apresentados os resultados das diversas análises paramétricas e de sensibilidade, realizadas com o intuito de analisar a influência de alguns parâmetros geotécnicos na evolução das curvas de assentamento. Entre eles tem-se o índice de

compressibilidade primária, o *smear* e por último, o índice de compressibilidade secundária, associado à viscosidade dos solos de fundação. Para este parâmetro C_{α} , foram adotadas três hipóteses distintas, nomeadamente:

- Na primeira hipótese, adotaram-se os resultados obtidos diretamente do ensaio edométrico;
- Na segunda hipótese foram considerados valores propostos por Terzaghi *et al.* (1996) (obtidos pela relação $C_{\alpha}=0,045C_c$);
- Por último, na terceira hipótese, aplicaram-se os valores estimados com base na relação proposta no manual do PLAXIS.

Alguns dos valores associados a estes parâmetros já foram indicados em quadros do capítulo 4, todavia, na altura devida eles voltarão a ser mencionados no presente subcapítulo. Para além disso, realiza-se uma análise aos modelos de comportamento para os solos argilosos brandos saturados da fundação, mais especificamente para as camadas geotécnicas A e B.

De salientar que nos gráficos das análises paramétricas, consta sempre a curva associada ao assentamento real nessa secção e para essa placa. Este serve sempre como um elemento de referência, sendo também através da sua comparação com os resultados da simulação numérica que se podem retirar conclusões com base na retro-análise dos mesmos.

5.3.1 ANÁLISE PARAMÉTRICA AO ÍNDICE DE COMPRESSIBILIDADE PRIMÁRIO (C_c)

Para a análise paramétrica do índice de compressibilidade primário, foi adotado o modelo de comportamento *Soft Soil* (SS) para os solos de fundação. As condições de *smear* admitidas foram $k_{hsPD}=0,10k_h$ e $d_s=3d_w$, uma vez que a secção utilizada nestas análises foi a PK0+140.

Esta análise tem como objetivo evidenciar a importância dos valores de C_c na consolidação dos solos e no andamento da curva de assentamento. De modo a limitar a análise de sensibilidade, decidiu-se aplicar a variação deste parâmetro apenas a uma camada, tendo-se escolhido a camada B2, por ser aquela a mais compressível e a que apresenta uma maior espessura comparativamente às restantes. Da Silva (2013), constatou que o parâmetro C_c do estrato mais compressível do Dique Nº1 variava entre 0,417 e 0,811 tendo adaptado um valor intermédio de 0,641. Deste modo, ir-se-ão aplicar os valores de C_c , obtidos do ensaio edométrico para os solos de fundação do Dique Nº3, para todas as camadas geotécnicas, incluindo B2 e depois fazer variar apenas o C_c desta última camada. Para tal, adotaram-se outros dois valores para este estrato B2, sendo um deles o valor máximo proposto por Da Silva (2013), e o outro valor será o obtido pela correlação empírica de Nagaraj e Murthy (1987). O resumo dos valores é apresentado no quadro 5.5.

Quadro 5.5 – Coeficientes de C_c para cada camada geotécnica utilizados na análise a)

Camada geotécnica	C_c Edométrico	$C_c=0,811$ para CG B2 (Da Silva 2013)	$C_c=0,388$ para CG B2 (Nagaraj e Murthy 1986)
A1	0,360	0,360	0,360
A2	0,558	0,558	0,558
B2	0,550	0,811	0,388

B3

0,573

0,573

0,573

Os resultados associados a esta análise de sensibilidade e paramétrica do índice de compressibilidade primária C_c , estão representadas nas figuras 5.13 e 5.14. Com base nas curvas de assentamento obtidas da simulação numérica, constata-se que a diferença é mínima em termos da evolução do assentamento, contudo quanto maior é o índice de compressibilidade primária C_c , maior a grandeza de assentamento, principalmente após a conclusão da fase construtiva do dique. Para a PL140-1, a diferença média percentual entre o assentamento final calculado para C_c por Da Silva (2013) e por Nagaraj e Murthy (1986), relativamente ao assentamento calculado com os valores de C_c edométrico, é cerca de 8,8%. Para a PL140-2, a mesma relação é de 14,8%.

Para além disso, é desde já possível retirar a conclusão de que o modelo *Soft Soil* não consegue traduzir a resposta do solo de fundação face às solicitações aplicadas. Não é adequado para análises de consolidação para solos moles e este facto pode ser comprovado pela comparação entre os assentamentos calculados e os assentamentos reais. Os assentamentos calculados apresentam-se superiores aos medidos durante a construção do dique até, sensivelmente, 300 dias após o seu início. A partir desse período, continuam a aumentar até ao final da construção do dique (435 dias), mas depois apresentam um andamento praticamente plano e quando comparados com os assentamentos registados das placas PL140-1 e PL140-2, são substancialmente inferiores.

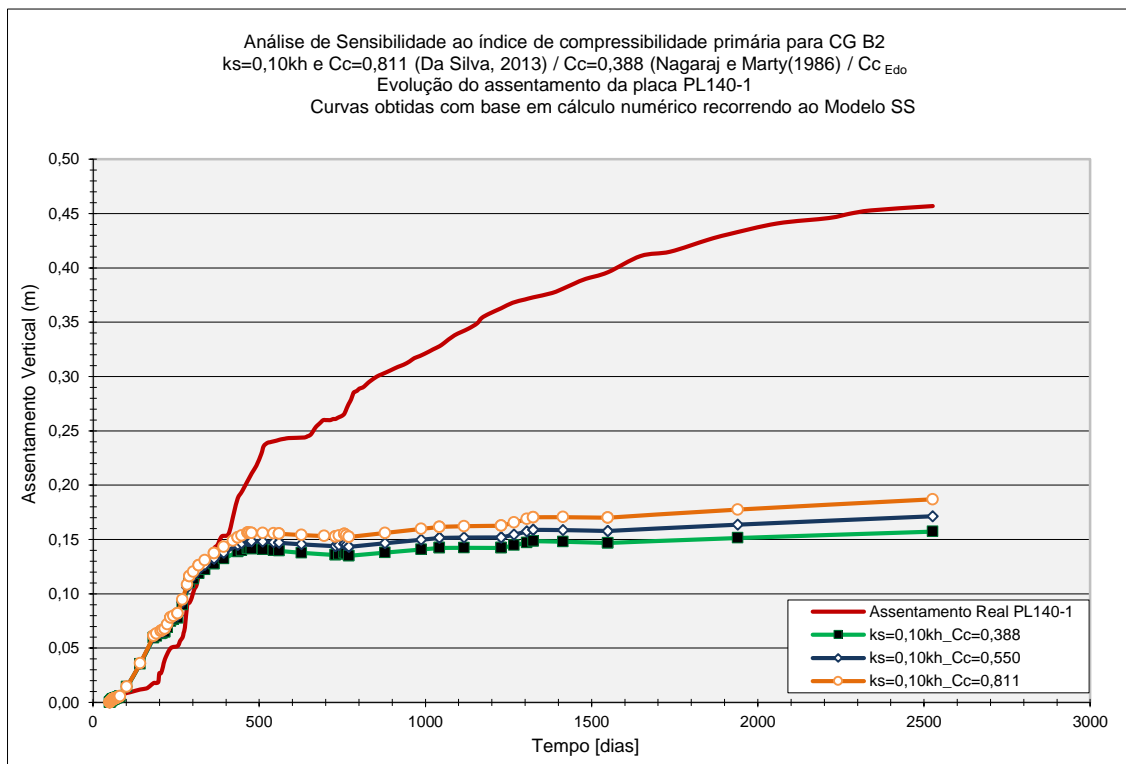


Fig. 5.13 – Assentamentos da placa PL140-1 considerando o modelo SS para os solos de fundação. Sensibilidade do índice de compressibilidade primária C_c – PK0+140

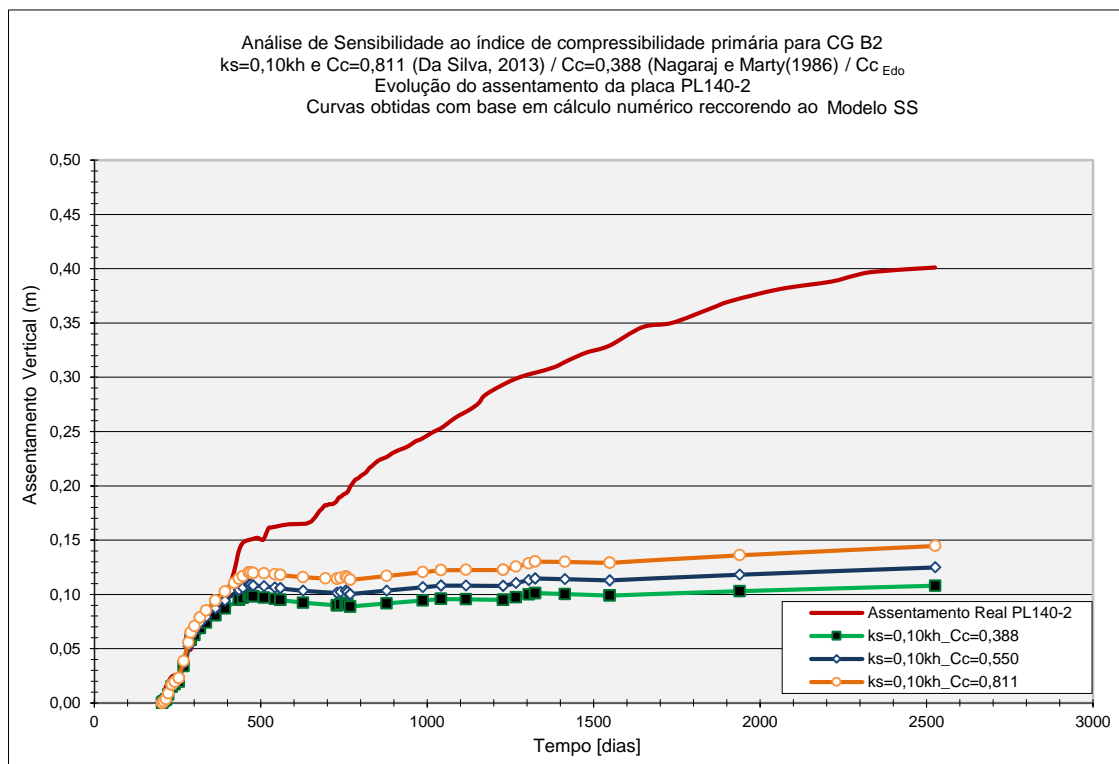


Fig. 5.14 – Assentamentos da placa PL140-2 considerando o modelo SS para os solos de fundação. Sensibilidade do índice de compressibilidade primária C_c – PK0+140

5.3.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA AO ÍNDICE DE COMPRESSIBILIDADE SECUNDÁRIO (C_{α})

Para se conseguir realizar uma análise paramétrica ao índice de compressibilidade secundário (C_{α}), então ter-se-á que recorrer ao modelo de comportamento *Soft Soil Creep* (SSC) para os solos de fundação. Para o coeficiente de permeabilidade horizontal na zona tratada por drenos, continua a admitir-se a relação $k_{hsPD}=0,10k_h$ e $d_s=3d_w$, sendo que, para o parâmetro C_c foram considerados os valores obtidos no ensaio edométrico.

Relativamente a este parâmetro C_{α} , foram adotadas três hipóteses distintas, tal como já mencionado anteriormente, sendo elas:

- Na primeira hipótese, adotaram-se os resultados obtidos diretamente do ensaio edométrico;
- Na segunda hipótese foram considerados valores propostos por Terzaghi *et al.* (1996) (obtidos pela relação $C_{\alpha}=0,045C_c$);
- Por último, na terceira hipótese, aplicaram-se os valores estimados com base na relação λ^*/μ^* , sugerida no manual do PLAXIS (PLAXIS 2D-AE (2014)).

Calculando λ^*/μ^* a partir dos resultados laboratoriais, obtêm-se valores extraordinariamente elevados (quadro 4.12), enquanto, que para $C_{\alpha}/C_c=0,045$ proposto por Terzaghi *et al.* (1996), esta relação se reduz a 22,2 (quadro 4.14). Segundo o manual do PLAXIS, a relação entre λ^*/μ^* deverá situar-se entre 15 e 25. Dado que 22,2 se

aproxima do limite superior indicado pelo PLAXIS, então o terceiro valor de C_α adotado para a análise paramétrica corresponde ao limite inferior, ou seja, $\lambda^*/\mu^*=15$. Adotando este limite, obtêm-se valores superiores (quadro 5.6), o que irá implicar assentamentos por fluência viscosa superiores.

Quadro 5.6 – Valores de C_α PLAXIS para cada camada geotécnica utilizados na análise b)

Camada geotécnica	C_α PLAXIS		
	C_α	μ^*	λ^*/μ^*
A1	0,02400	0,00477	15
A2	0,03720	0,00616	15
B1	0,04987	0,00864	15
B2	0,03667	0,00632	15
B3	0,03820	0,00670	15

Da análise de sensibilidade do índice de compressibilidade secundária C_α , resultam as curvas representadas na figura 5.15. Com base nesses resultados numéricos é possível concluir que o índice de compressibilidade secundária (C_α) assume grande relevância na evolução dos assentamentos, quer no início da fase construtiva, mas acima de tudo ao longo de todo o processo de consolidação, uma vez que as curvas apresentam maior separação entre elas a partir da fase final de construção do dique. Este andamento permite concluir que, de facto, a viscosidade tem influência ao longo de todo o processo de consolidação e não só depois da fase de consolidação primária estar concluída.

Além disso, constata-se que os valores de C_α estimados, com base na relação proposta no manual do PLAXIS ($\lambda^*/\mu^*=15$), fornecem melhores resultados no que diz respeito aos assentamentos finais registados pela placa PL140-1. Os resultados retirados de ensaios edométricos para o índice de compressibilidade secundária, estão muito abaixo deste valor. A relação média considerada com a formulação de Terzaghi *et al.* (1996) ($\lambda^*/\mu^*=22,2$) está, em termos de assentamentos totais, no intermédio das outras hipóteses consideradas. Esta apresenta uma melhor aproximação à curva de assentamento real na fase construtiva. Face aos resultados numéricos alcançados, decidiu-se, para posteriores análises, excluir os valores de C_α obtidos a partir dos ensaios edométricos.

Por último retira-se ainda a conclusão de que o modelo *Soft Soil Creep* e *Soft Soil* apresentam assentamentos relativamente semelhantes na fase construtiva, embora na fase pós-construtiva e de enchimento da albufeira, apenas o modelo SSC consiga traduzir o incremento dos assentamentos com o tempo, tal como seria de esperar, dado que este incorpora o comportamento viscoso dos solos argilosos.

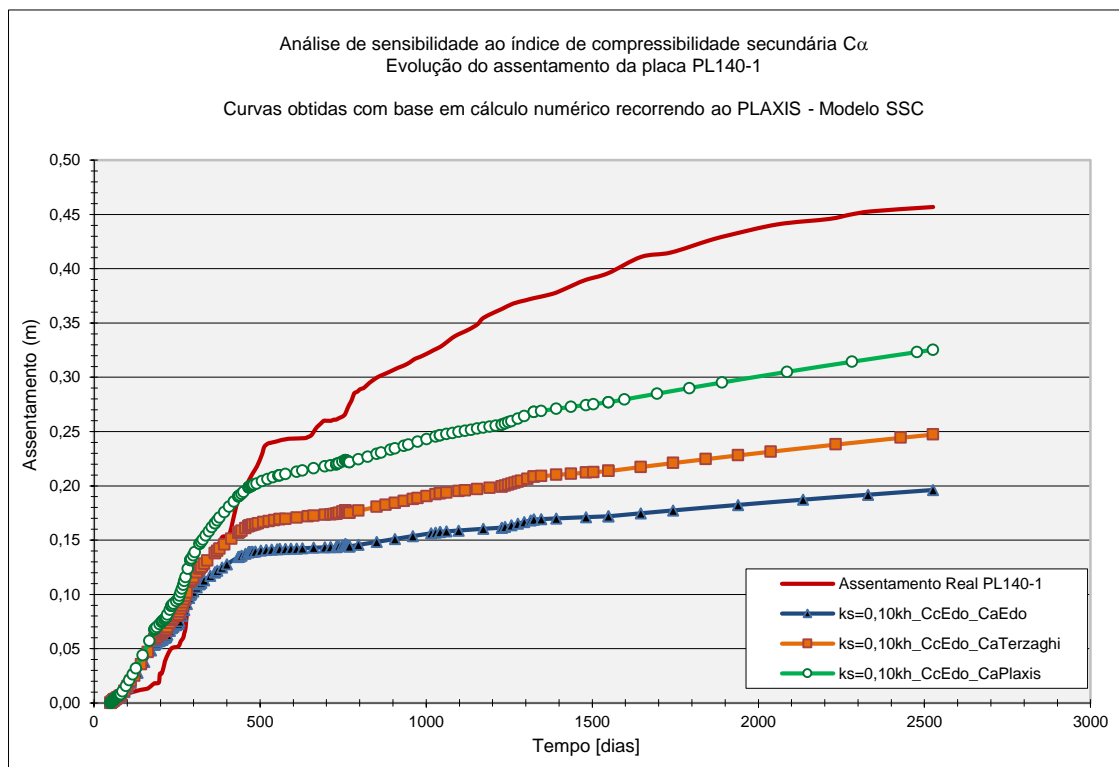


Fig. 5.15 – Assentamentos da placa PL140-1 considerando o modelo SSC e com variação do índice de compressibilidade secundária (C_{α}) – PK0+140

5.3.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA À PERMEABILIDADE HORIZONTAL PERTURBADA (K_{HS})

Pelo facto de só haver presença de drenos PVD nas secções PK0+140 e PK0+170, só nestas é que se poderia realizar a análise de sensibilidade a este parâmetro. Contudo, para haver uma coerência com as análises anteriormente apresentadas, ir-se-á prosseguir com o estudo apenas para a secção PK0+140.

Assim sendo, analisou-se o efeito da variação de k_{hsPD} para as relações:

- a) $k_{hsPD}=0,10k_h$;
- b) $k_{hsPD}=0,33k_h$;
- c) $k_{hsPD}=0,66k_h$;

Tal como nas análises anteriores, a largura da zona de *smear* (d_s) será constante e igual a $3d_w$, ou seja, 3 vezes superior ao diâmetro do dreno.

Para esta análise de sensibilidade foi considerado o modelo de comportamento *Soft Soil Creep*, dado se ter observado pelos resultados anteriores que este é o mais adequado para o tipo de solos de fundação existentes. Relativamente aos valores dos índices de compressibilidade primária (C_c), foram admitidos os determinados com base nos ensaios edométricos, e para os índices de compressibilidade secundária (C_{α}) foram excluídos os valores dos ensaios edométricos, por se verificarem desadequados, e apenas considerados os propostos pela relação de Terzaghi *et al.* (1996) e PLAXIS (2012).

De acordo com a figura 5.16, é possível verificar que quanto maior é a redução do coeficiente de permeabilidade horizontal na zona perturbada, menor é o assentamento correspondente. Este comportamento é expectável, visto que se está a reduzir a permeabilidade do solo ao redor do dreno e como tal o tempo de drenagem aumenta, embora isso não signifique que os drenos não estejam a desempenhar a sua função adequadamente. Aliás, a consolidação continuará a processar-se mais rapidamente em face da presença dos drenos, só que não tão rapidamente como o pretendido, daí que este tratamento continue a ser viável e aconselhável para acelerar o processo de consolidação.

A relação $k_{hsPD}=0,10k_h$, que induz uma redução de 90% da permeabilidade no solo circundante aos drenos, é a que apresenta os menores valores de assentamento final, para ambas as relações de C_α , estando ainda muito aquém dos dados reais medidos nas placas. No entanto, as relações $k_{hsPD}=0,10k_h$ e $k_{hsPD}=0,33k_h$, apresentam uma aproximação aceitável para os assentamentos durante a fase construtiva. Relativamente às curvas de assentamento associadas à permeabilidade horizontal de *smear* correspondente a $k_{hsPD}=0,66k_h$, estas já se aproximam mais dos valores finais de assentamento registados na placa, contudo são superiores aos assentamentos na fase construtiva.

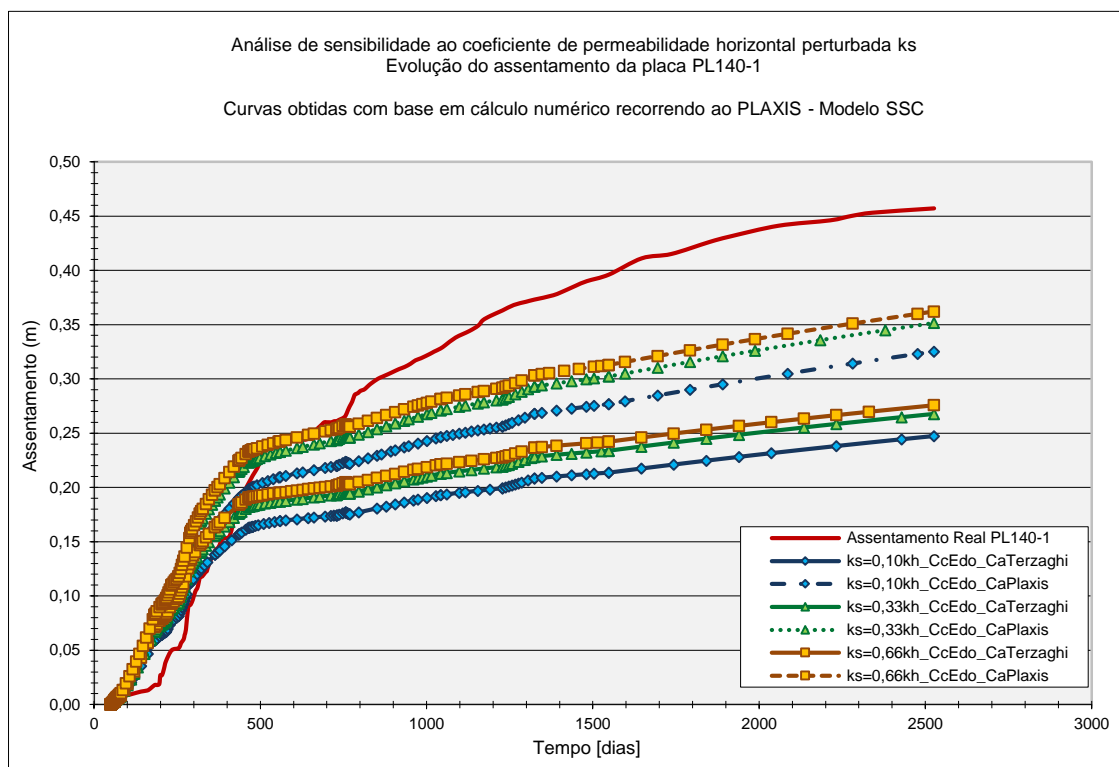


Fig. 5.16 – Assentamentos da placa PL140-1 considerando o modelo SSC, com variação do coeficiente de permeabilidade horizontal perturbado (k_{hsPD}) com $d_s=3d_w - PK0+140$

Tendo ainda em atenção as conclusões retiradas por Soriano (2005) e por Da Silva (2013) para o Dique N°1, em que os solos de fundação são idênticos e o tratamento preconizado é igual, então poder-se-á referir que a permeabilidade horizontal de *smear* correspondente a $k_{hsPD}=0,66k_h$ é demasiado elevada para a zona perturbada, devido à plasticidade elevada dos

solos. Este facto, é de igual modo comprovado pelos valores do quadro 5.4, no qual é possível constatar que para uma relação de $k_{hsPD}/k_{h0}=0,66$, se obtém uma relação $k_{hsPD}/k_{hv}= 4,05$ para a CG B2 e de 0,84 para a CG B3. Ora, uma vez que é referido por diversos investigadores que esta relação deverá rondar entre 0,9 e 1,15, então verifica-se que para o estrato B2 o resultado não é aceitável.

5.3.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS ASSENTAMENTOS REAIS E CALCULADOS

Face às análises realizadas até ao momento, verifica-se que para além do modelo de comportamento, os parâmetros que apresentam maior expressão nos resultados do cálculo numérico são o coeficiente de permeabilidade na zona perturbada (k_{hsPD}), o índice de compressibilidade secundária (C_{α}), tendo o índice de compressibilidade primária menor relevância. Contudo, chama-se a atenção de que este poderá ser também relevante, quando se considera o valor do índice de compressibilidade secundária a depender dele.

Como tal, com o intuito de aferir os parâmetros geotécnicos que definam o comportamento dos solos de fundação, sobretudo da influência da viscosidade das argilas brandas saturadas no fenómeno da consolidação, e também do efeito da perturbação do solo devido à cravação dos drenos, efetuaram-se as seguintes análises para todas as placas de assentamentos situadas nas secções PK0+140, PK0+170.

a) Utilização do modelo SSC, com o efeito de *smear* correspondente a $k_{hsPD}=0,10k_{h0}$ e $d_s=3d_w$, com:

a.1) parâmetros C_c resultantes dos ensaios edométricos para todos os solos e parâmetro C_{α} estimados com base nas relações de PLAXIS e Terzaghi *et al.* (1996);

a.2) parâmetros C_c resultantes dos ensaios edométricos para todos os solos, exceto para a camada geotécnica B2, para a qual se utilizaram os valores de C_c determinados por Da Silva (2013). Os valores de C_{α} foram calculados a partir das relações de PLAXIS e Terzaghi *et al.* (1996), sendo estes apresentados no quadro 5.7;

Quadro 5.7 – Valores de C_{α} PLAXIS e C_{α} Terzaghi para a camada geotécnica B2

Camada geotécnica	C_c (Da Silva, 2013)	C_{α} PLAXIS			C_{α} Terzaghi		
		C_{α}	μ^*	λ^*/μ^*	C_{α}	μ^*	λ^*/μ^*
B2	0,811	0,05407	0,00931	15	0,03650	0,00629	22,2

Os resultados destas simulações constam nas figuras 5.17, 5.19, 5.21 e 5.23;

b) Utilização do modelo SSC, com o efeito de *smear* correspondente a $k_{hsPD}=0,33k_{h0}$ e $d_s=3d_w$, com:

b.1) parâmetros C_c resultantes dos ensaios edométricos para todos os solos e parâmetro C_α estimados com base nas relações de PLAXIS e Terzaghi *et al.* (1996)

b.2) parâmetros C_c resultantes dos ensaios edométricos para todos os solos, exceto para a camada geotécnica B2, para a qual se utilizaram os valores de C_c determinados por Da Silva (2013). Os valores de C_α foram calculados a partir das relações de PLAXIS e Terzaghi *et al.* (1996);

Os resultados destas simulações constam nas figuras 5.18, 5.20, 5.22 e 5.24.

Para o estrato B2, foi adotado o índice de compressibilidade primária de valor 0,811. Os valores de C_c para as restantes camadas foram os dos ensaios edométricos. Resultou, então, um novo valor de C_α para a camada B2, calculado para a formulação de Terzaghi *et al.* (1996) e para $\lambda^*/\mu^*=15$ de PLAXIS (Quadro 5.7).

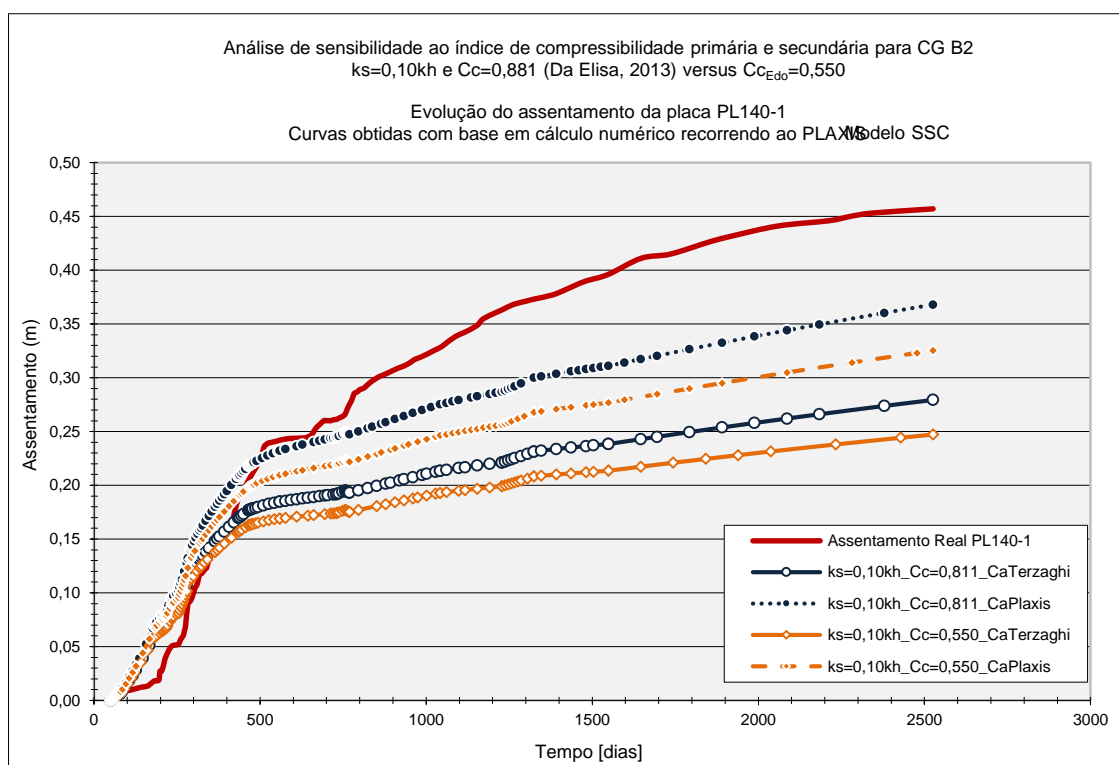


Fig. 5.17 – Assentamentos da placa PL140-1 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,10k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+140

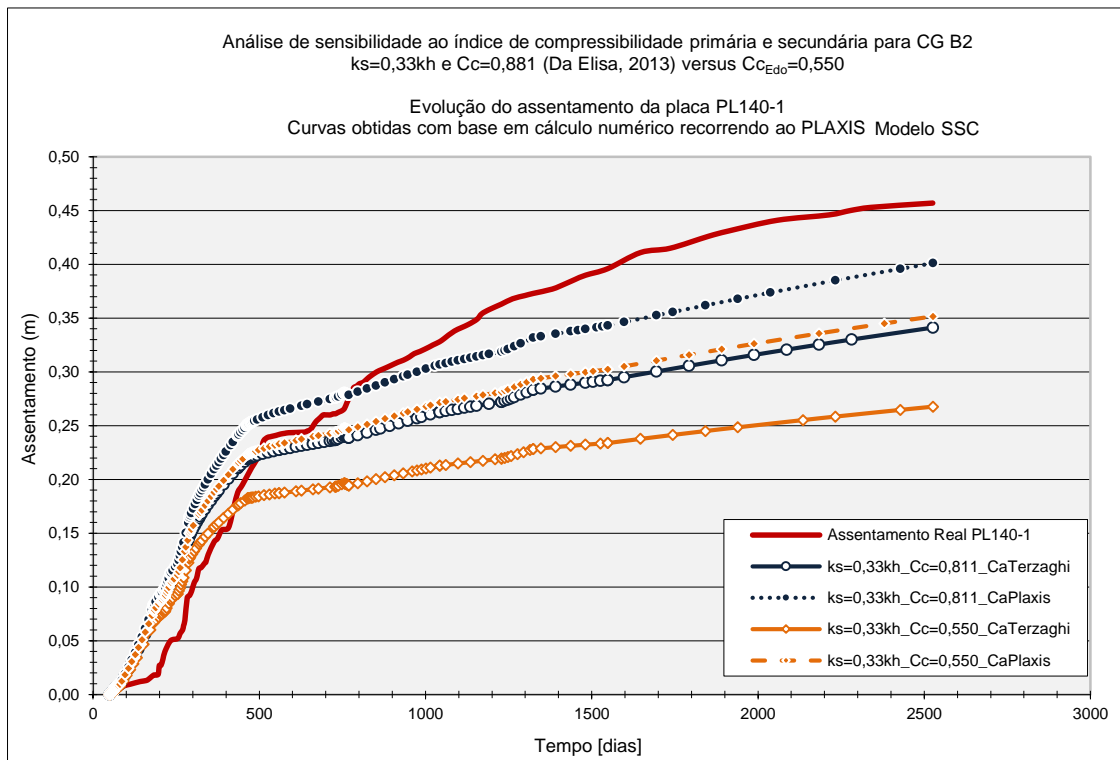


Fig. 5.18 – Assentamentos da placa PL140-1 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,33k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+140

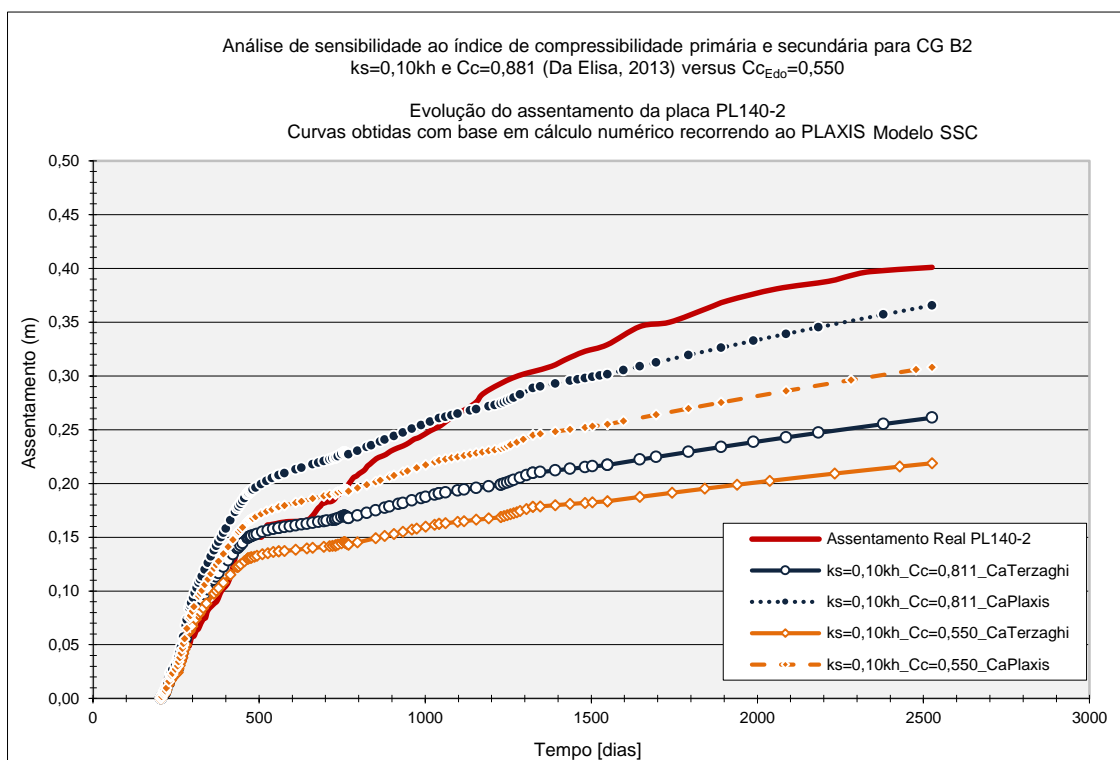


Fig. 5.19 – Assentamentos da placa PL140-2 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,10k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+140

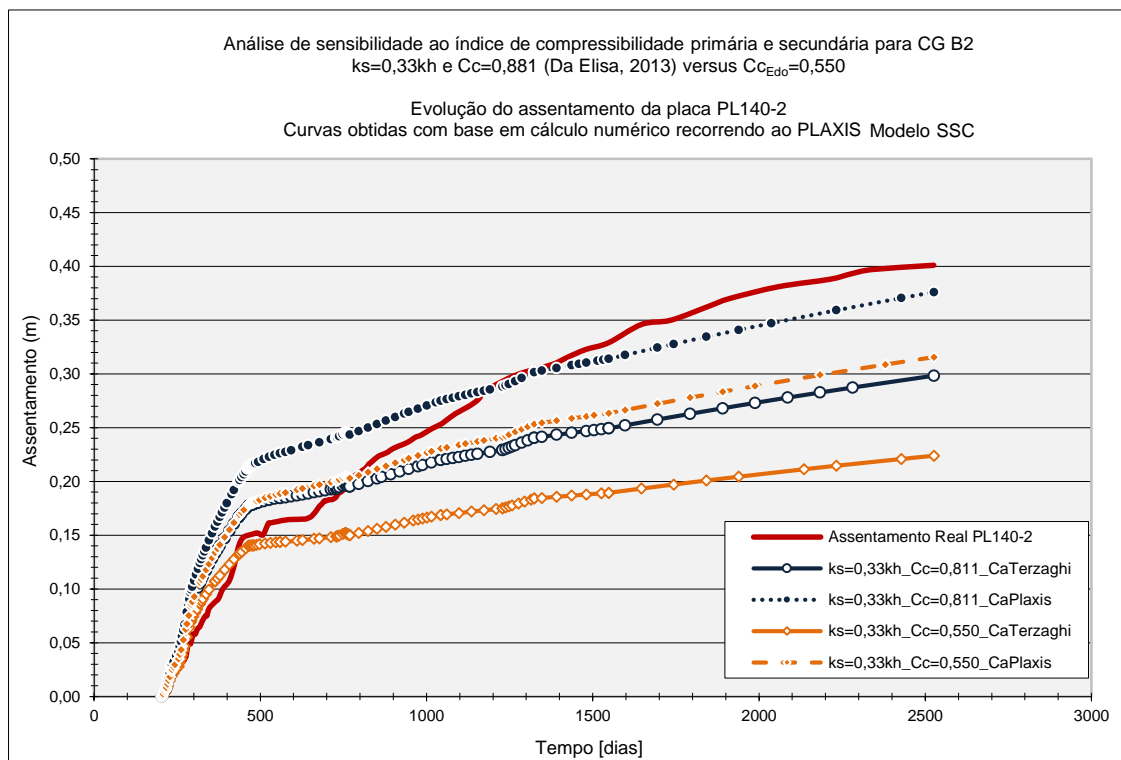


Fig. 5.20 – Assentamentos da placa PL140-2 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,33k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+140

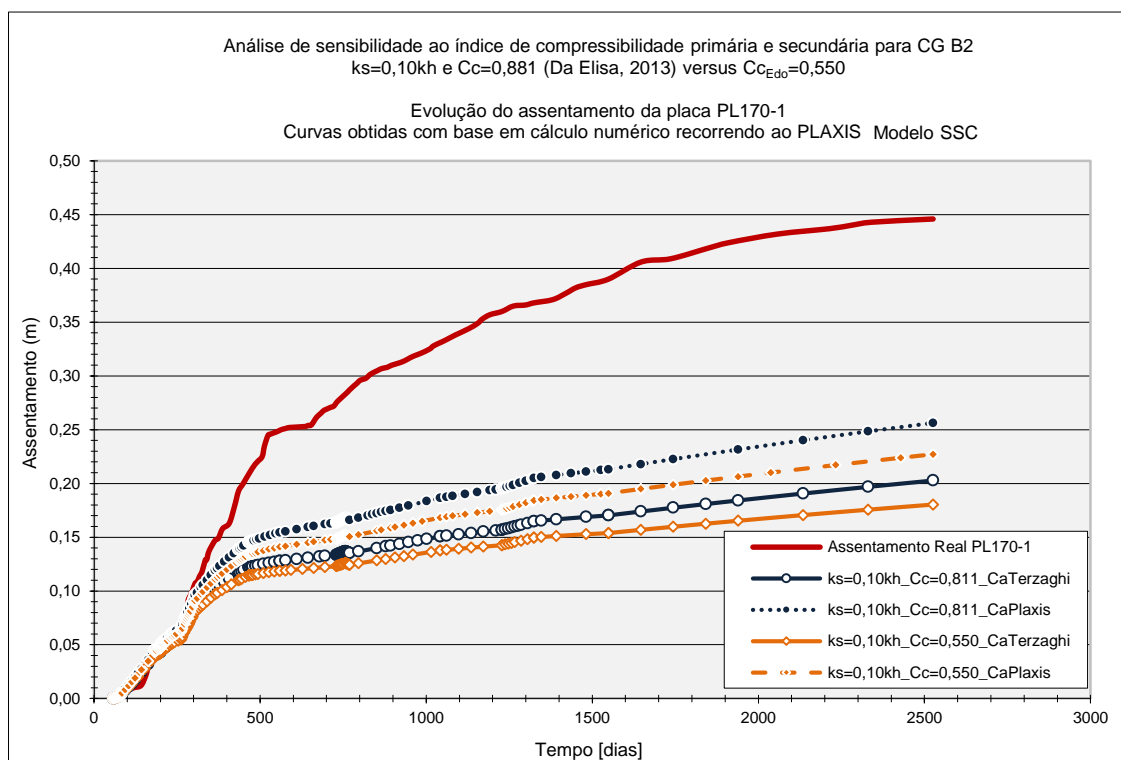


Fig. 5.21 – Assentamentos da placa PL170-1 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,10k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+170

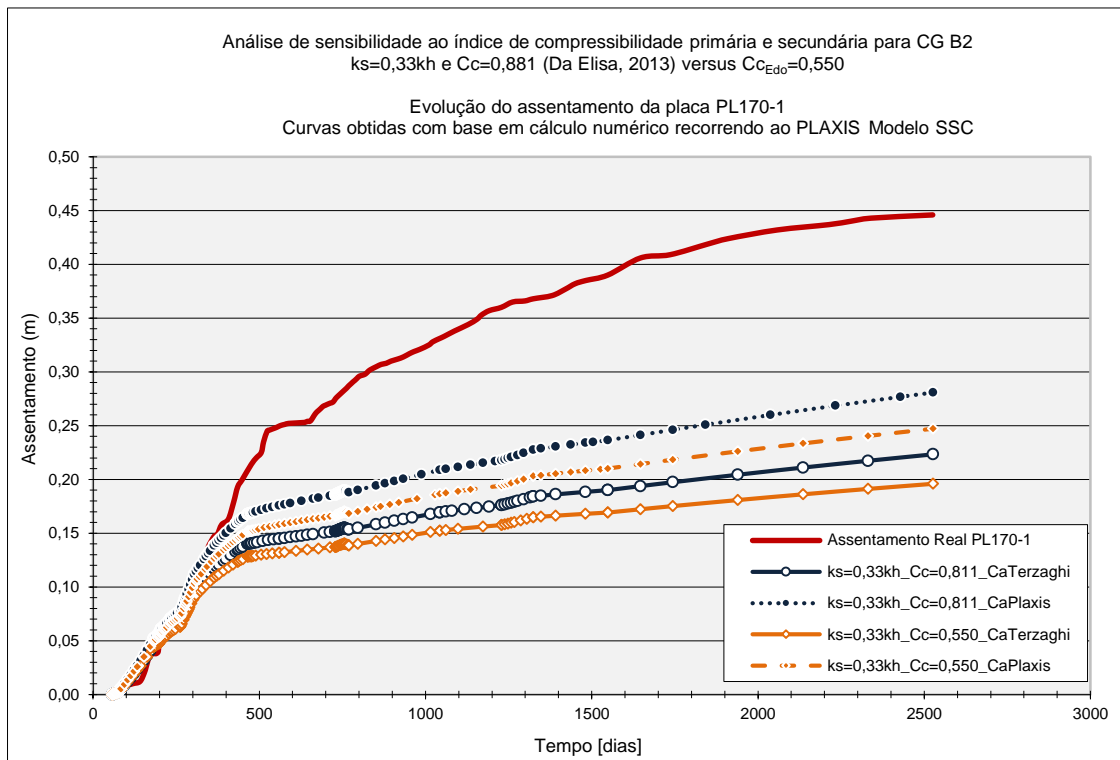


Fig. 5.22 – Assentamentos da placa PL170-1 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,33k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+170

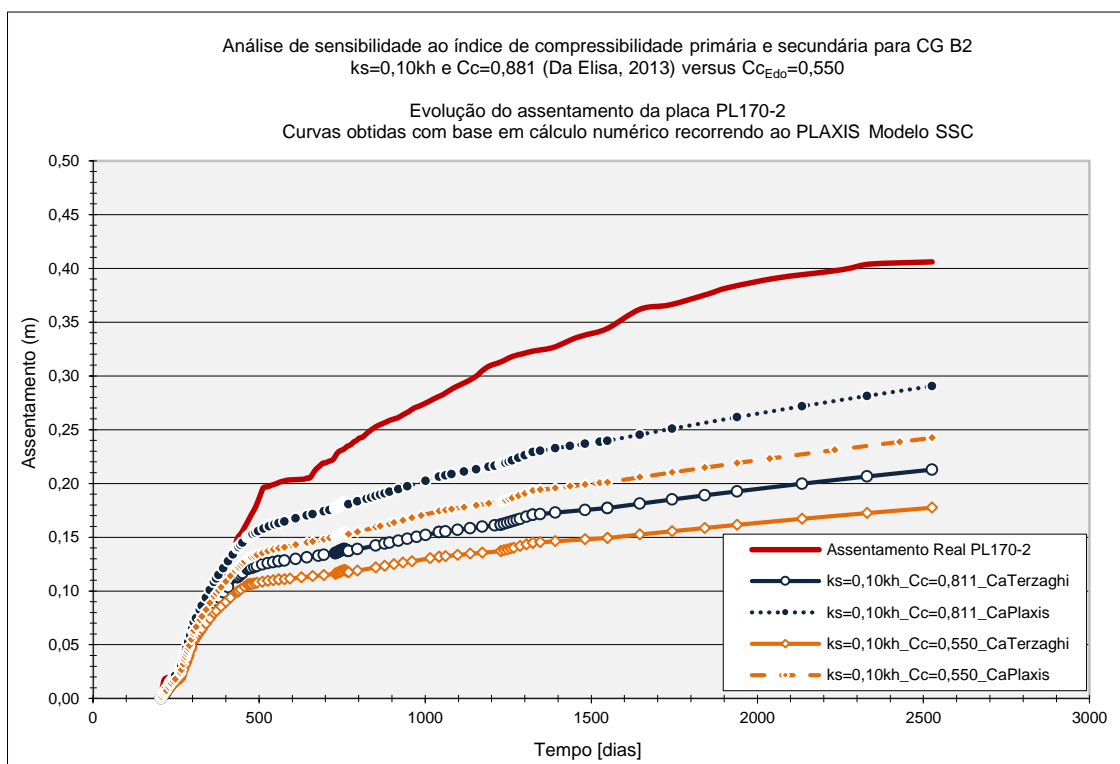


Fig. 5.23 – Assentamentos da placa PL170-2 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,10k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+170

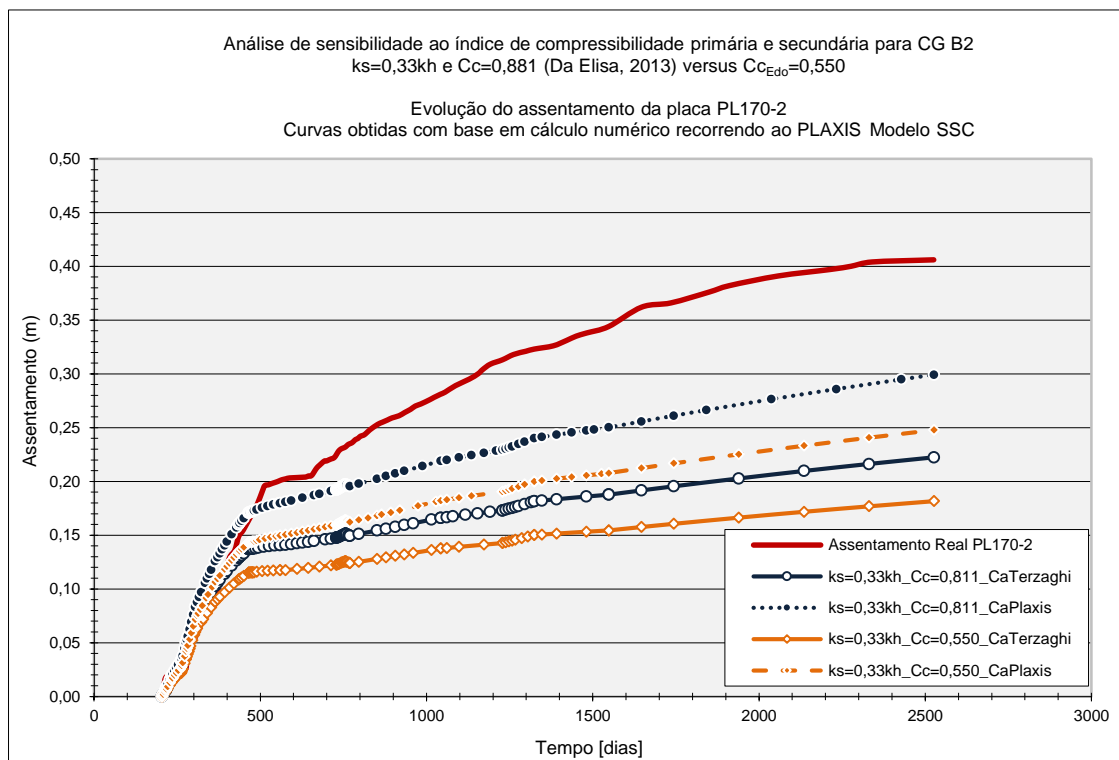


Fig. 5.24 – Assentamentos da placa PL170-2 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , C_α e com $k_{hsPD}=0,33k_h$ com $d_s=3d_w$ – PK0+170

Da comparação dos resultados entre os assentamentos calculados e os medidos para as diferentes condições analisadas, verifica-se que é difícil encontrar uma concordância razoável para todas as secções, visto que:

- Quando os assentamentos iniciais calculados se aproximam dos medidos (na fase construtiva do dique), os assentamentos finais calculados são relativamente inferiores às leituras das placas (na fase pós-construtiva);
- Quando os assentamentos iniciais calculados se afastam dos medidos (na fase construtiva do dique), os assentamentos finais calculados são mais próximos aos das leituras das placas (na fase pós-construtiva);

Particularizando para as diferentes secções tem-se que:

Na secção PK0+140, os resultados das modelações apresentam assentamentos finais ligeiramente inferiores aos monitorizados, embora os andamentos sejam bastante aceitáveis e compatíveis para a placa PL 140-1. A maior aproximação entre resultados na fase construtiva são para $k_{hsPD}=0,10k_{h0}$, $C_c=0,811$ e C_α estimado por Plaxis, embora na fase final já sejam os correspondentes a $k_{hsPD}=0,33$, k_{h0} , $C_c=0,811$ e C_α estimado por Plaxis. A placa PL 140-2, não será considerada para esta análise comparativa, uma vez que já se verificou, aquando da normalização das curvas, que esta placa apresenta assentamentos que se desviam bastante dos restantes, entre a fase final da construção e a estabilização do nível da água na albufeira.

Na secção PK0+170, os resultados provenientes das simulações são coincidentes na fase construtiva, tanto para a placa PL 170-1, como para a placa PL 170-2, situando-se depois muito abaixo dos valores medidos. Para a fase construtiva, na PL170-1, a curva que oferece a melhor aproximação é $k_s=0,33k_h$, $C_c=0.811$ e C_α estimado por Plaxis, sendo para a PL170-2, a curva correspondente a $k_s=0,10k_h$, $C_c=0.811$ e C_α estimado por Plaxis.

Relativamente à secção PK0+200, não foi analisada a influência da permeabilidade horizontal da zona perturbada, uma vez que não existem drenos aplicados nesta zona. Como tal, procedeu-se apenas à variação de C_c e C_α , tendo sempre sido considerado o modelo SSC. As simulações realizadas foram as seguintes:

- c.1) parâmetros C_c resultantes dos ensaios edométricos para todos os solos e parâmetro C_α estimados com base nas relações de PLAXIS e Terzaghi *et al.* (1996);
- c.2) parâmetros C_c resultantes dos ensaios edométricos para todos os solos, exceto para a camada geotécnica B2, para a qual se utilizaram os valores de C_c determinados por Da Silva (2013). Os valores de C_α foram calculados a partir das relações de PLAXIS e Terzaghi *et al.* (1996);

Os resultados destas simulações constam nas figuras 5.25 e 5.26. Para esta secção, e quando comparados os resultados dos assentamentos calculados numericamente, com os obtidos pela monitorização, verifica-se que, tanto para a PL200-1 como para PL200-2, não existe uma concordância razoável e minimamente aceitável entre estes. Verifica-se que as leituras das placas se situam sempre acima dos valores calculados, ocorrendo a maior discrepância após a conclusão da fase construtiva do dique.

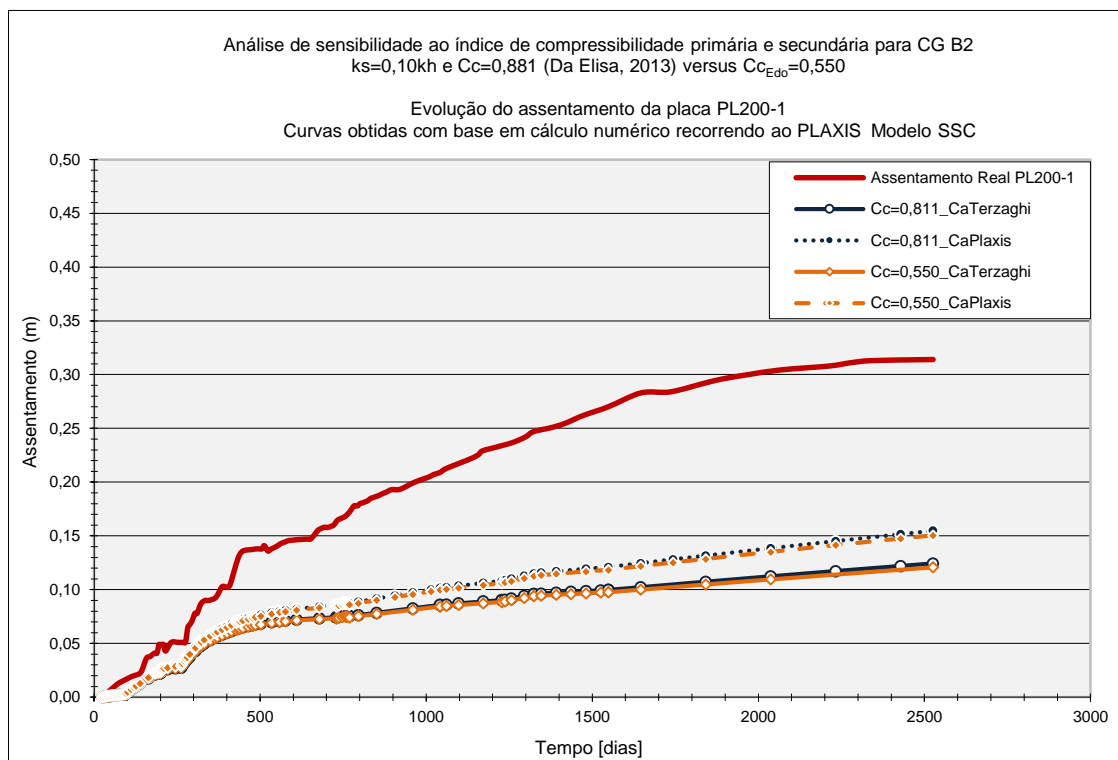


Fig. 5.25 – Assentamentos da placa PL200-1 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , e C_α – PK0+200

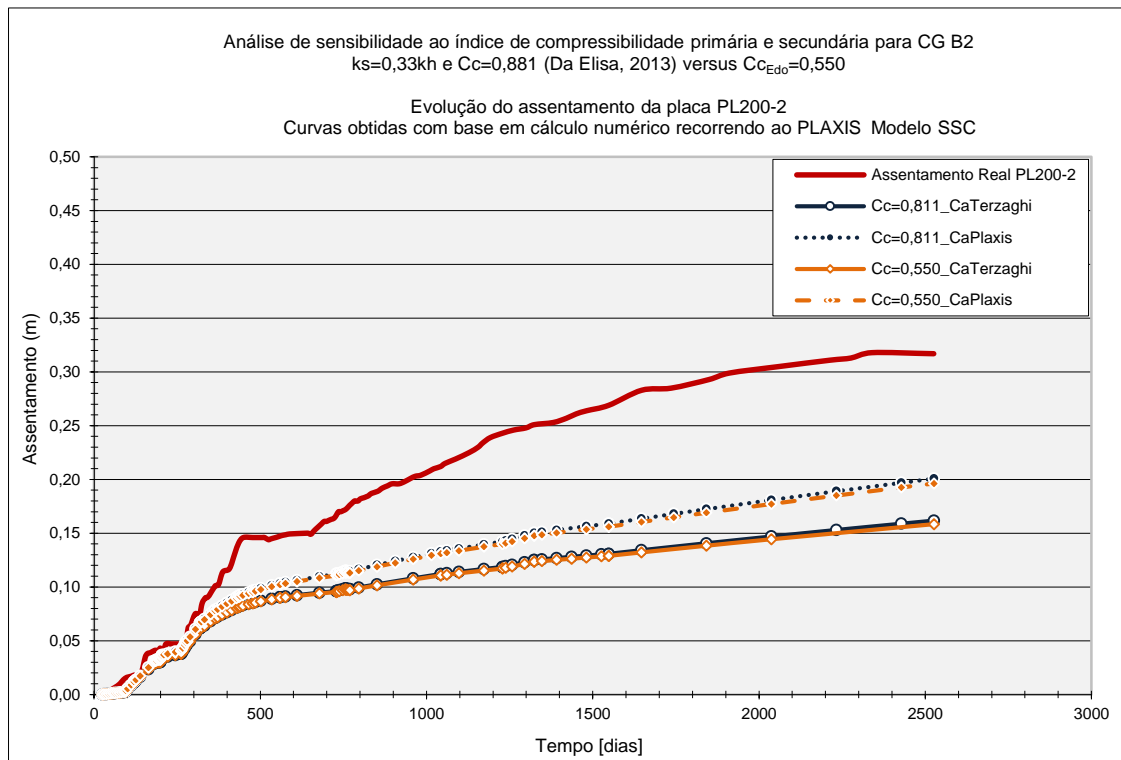


Fig. 5.26 – Assentamentos da placa PL200-2 considerando o modelo SSC, com variação de C_c , e C_α – PK0+200

Considerações relativas a estes resultados tão discrepantes serão apresentadas nas conclusões desta dissertação.

6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

Antes de se apresentarem as conclusões relativas ao trabalho desenvolvido, chama-se a atenção para alguns aspetos importantes, e para os quais convém estar alertado, quando estão envolvidas resultados de ensaios, de simulações numéricas e de monitorização de obras geotécnicas. Estas observações foram apresentadas por diversos investigadores, quer nas suas dissertações e teses, quer em artigos, com o intuito de justificar os resultados alcançados nas suas investigações, bem como auxiliar outros investigadores na obtenção de conclusões. Assim sendo, tem-se:

- Os terrenos são, regra geral, meios heterogêneos e anisotrópicos, uma vez que têm a sua origem na decomposição e alteração dos maciços rochosos e sofrem uma serie de processos naturais até se apresentarem na sua forma atual. Como tal, são materiais com comportamentos complexos e nunca completamente previsíveis, principalmente os solos brandos, os quais apresentam elevada compressibilidade;
- Os modelos matemáticos para descrever o comportamento dos solos, utilizados nas simulações numéricas, devem adequar-se o melhor possível ao tipo de solo analisado, caso contrário a resposta obtida não traduz com exatidão os fenómenos envolvidos. Esses modelos deverão recorrer a parâmetros simples e fáceis de determinar para caracterizar os solos, que possam ser obtidos com base em ensaios geotécnicos correntes de campo e laboratoriais;
- Na falta de dados que permitam a caracterização dos solos, é sempre possível recorrer a correlações empíricas, contudo as mesmas deverão ser escolhidas criteriosamente, com base no tipo de solo e nas condições envolventes;
- Nem sempre as condições das amostras utilizadas nos ensaios laboratoriais, nomeadamente os edométricos e triaxiais, que deveriam ser inalteradas, correspondem de facto ao estado em que se encontram no terreno. Consequentemente, as características e parâmetros determinados com base nas mesmas, poderão não traduzir com rigor o solo ensaiado;
- As leituras dos dispositivos de monitorização, utilizados para controlo do comportamento das obras geotécnicas, podem apresentar anomalias ou irregularidades, devido a problemas aquando da sua instalação, no decorrer da construção da obra, ou até mesmo depois da conclusão desta;
- Ao comparar e confrontar dados de leituras provenientes de monitorização, ou até mesmo de curvas de ensaios laboratoriais, com resultados de simulações numéricas, não se pode esperar que estes últimos consigam traduzir com exatidão o comportamento observado, senão que exista uma concordância razoável entre valores registados e estimados, permitindo desse modo conhecer a tendência de comportamento do solo.

Tendo em atenção os aspetos anteriormente mencionados, apresentam-se em seguida as conclusões mais relevantes desta tese.

6.1.1. CONCLUSÕES RELATIVAS À MONITORIZAÇÃO DO DIQUE Nº3 DA REPRESA DE *LEBRIJA*

As principais conclusões que se retiram, a partir dos resultados da monitorização do Dique Nº3 da Represa de *Lebrija*, são as seguintes:

- Os drenos permitiram a dissipação do excesso de pressão intersticial mais rapidamente, uma vez que os assentamentos por consolidação, nas secções tratadas com drenos de banda, foi muito superior para o mesmo período de tempo, registando-se o valor máximo de 45,7cm na zona tratada e 31,7 cm na zona sem drenos. Estes assentamentos são considerados bastante elevados, face à altura do dique (6,5% na zona tratada com drenos e 4,2% na zona não tratada), sendo coerentes com as características muito fracas das camadas B1 e B2 dos solos de fundação;
- O assentamento máximo previsto na fase de projeto para o Dique Nº3 foi de 38 cm, contudo constata-se que este foi subestimado visto que o valor máximo registado foi de aproximadamente 46 cm na zona tratada com drenos (PL140-1 e PL170-1). Percentualmente, o assentamento estimado corresponde a 82,5% do observado até à data do último registo das respetivas placas de assentamento;
- Na fase correspondente ao final da construção do Dique Nº3, obtêm-se um assentamento percentual de 2.8% e 1.7%, respetivamente para as secções com drenos (PK140 e PK170) e sem drenos (PK200), a qual corresponde sensivelmente a 43% e 40% do valor de assentamento total medido nessas mesmas secções. Estes resultados permitem concluir que nesta fase o efeito dos drenos ainda não é muito significativo, sendo mais importante após o enchimento da albufeira e estabelecimento da rede de percolação pela fundação e no corpo do dique.

6.1.2. CONCLUSÕES RELATIVAS ÀS ANÁLISES DE SENSIBILIDADE

Com base nas análises paramétricas e de sensibilidade resultantes das simulações numéricas com o programa PLAXIS, pode-se concluir que:

- Os modelos de comportamento para os solos brandos da fundação, devem considerar a fluência viscosa, caso contrário não conseguem traduzir a evolução dos assentamentos com o tempo. De facto, quando se aplica o modelo *Soft Soil* aos solos brandos da fundação verifica-se que as curvas de assentamento são relativamente planas na fase pós-construtiva, enquanto que ao considerar o modelo *Soft Soil Creep*, estas já permitem a progressão dos assentamentos por consolidação.
- Quanto maior é a redução do coeficiente de permeabilidade horizontal na zona perturbada (k_s), menor é o assentamento correspondente. Tal não significa que os drenos não estejam a funcionar corretamente, mas sim que a drenagem leva mais tempo a processar-se. Observa-se, de igual modo, que a maior diferença entre os resultados numéricos ocorre na fase inicial, ou seja, durante a fase construtiva.

- A influência do valor do índice de compressibilidade secundária (C_{α}) na evolução dos assentamentos é elevada, fazendo-se sentir o seu efeito durante todo o processo de consolidação dos solos argilosos brandos. Quanto maior for o valor deste parâmetro, maiores serão os assentamentos obtidos numericamente;
- A modelação do efeito do tratamento dos solos de fundação com drenos verticais de banda pré-fabricados é bastante satisfatória, verificando-se a obtenção de assentamentos bastantes superiores quando comparados com os da zona não tratada.

6.1.3. CONCLUSÕES À COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS COM A MONITORIZAÇÃO

Os casos de obra são sempre elementos de grande importância e utilidade no desenvolvimento de trabalhos de investigação, visto que permitem comprovar os conceitos teóricos aplicados, aferir dados obtidos experimentalmente por confrontação de resultados e retirar conclusões acerca do comportamento da obra. Contudo, convém ressaltar que para tal é necessário assegurar que os dados experimentais sejam fiáveis e de elevada qualidade.

Com base na comparação dos dados da monitorização do Dique Nº3 da Represa de *Lebrija* com a modelação numérica, obtêm-se conclusões interessantes, as quais permitem aferir alguns dos parâmetros utilizados na caracterização dos solos de fundação, da influência dos drenos verticais de banda pré-fabricados no comportamento da estrutura geotécnica em causa, da importância da modelação e da adoção de modelos de comportamento adequados ao tipo de solos, bem como das limitações dos softwares neste tipo de análises. Deste modo, as conclusões apresentadas a seguir complementam as anteriores e permitem encerrar o trabalho de investigação desenvolvido, sendo elas:

- Que a magnitude da perturbação do solo ao redor dos drenos (efeito *smear*) é muito alta para os solos de fundação na zona tratada, estando-lhe associado uma redução da permeabilidade horizontal que oscila entre os 77% e 90% em relação ao seu valor inicial, numa largura igual a 3 vezes o diâmetro do dreno, ou seja, $0,33k_h \leq k_s \leq 0,10k_h$ e $d_s=3d_w$. Apesar disso, e face à elevada plasticidade e deformabilidade dos solos de fundação atravessados pelos drenos, estes valores podem-se considerar aceitáveis;
- Que a redução da permeabilidade horizontal devido à instalação dos drenos PVD será superior na secção PK140, propondo-se $k_s=0,10k_h$; relativamente à secção PK170 conclui-se que o melhor ajuste entre as curvas de assentamento ocorre para $k_s=0,33k_h$;
- Que os modelos *Soft Soil* e *Soft Soil Creep* apresentam assentamentos relativamente semelhantes na fase construtiva, todavia na fase pós-construtiva e de enchimento da albufeira, apenas este último consegue traduzir o incremento dos assentamentos com o tempo. Assim sendo, conclui-se que o modelo *Soft Soil Creep* é o mais adequado para caracterizar o comportamento dos solos de fundação B1, B2 e B3, dado que permite incorporar o efeito da viscosidade dos mesmos. Logo, o efeito da viscosidade é extraordinariamente importante na resposta do comportamento dos solos brandos da fundação, quando se analisa o fenómeno de consolidação;

- Que os índices de compressibilidade secundária (C_{α}) dos solos B1, B2 e B3, obtidos com base nos ensaios laboratoriais edométricos, são muito reduzidos, não permitindo traduzir os assentamentos registados nas placas de assentamento. Todavia, estimando este parâmetro a partir da relação proposta por Terzaghi *et al.* (1996) para este tipo de solos, ou seja $C_{\alpha}/C_c=0,045$, os assentamentos calculados numericamente já se aproximam um pouco dos registados, embora ainda um pouco abaixo do desejável. Só quando se estima o índice de compressibilidade secundária com base na relação $\lambda^*/\mu^*=15$, proposta no PLAXIS, é que ocorre uma melhor concordância entre os resultados numéricos e os monitorizados. Daqui conclui-se que o índice de compressibilidade secundário é muito superior à determinada com base nos resultados dos ensaios edométricos, e conseqüentemente a consolidação secundária prevista na fase de projeto foi subestimada;
- O índice de compressibilidade primária para a camada geotécnica B2, obtido com base no ensaio edométrico, é relativamente baixo quando comparado com o proposto por outros investigadores para solos com aquelas características. Este facto é comprovado pela adoção de um valor de C_c proposto por Da Silva (2013) para o mesmo tipo de solo, visto que os assentamentos calculados com este valor se aproximam dos observados *in-situ*;
- A modelação dos perfis PK 140 e PK170 com os drenos verticais pré-fabricados, tendo em conta o efeito de *smear*, a correção dos parâmetros de C_c para B2 e C_{α} com base na relação $\lambda^*/\mu^*=15$, traduz um andamento da curva de assentamento relativamente aceitável na fase construtiva, embora ainda abaixo do desejável na fase pós-construtiva quando se recorre ao modelo *Soft Soil Creep*. Infelizmente, já para a secção PK200, verifica-se que esta concordância de assentamentos dá-se apenas na fase construtiva, havendo uma diferença significativa entre os assentamentos medidos nas placas e os calculados numericamente. Esta diferença tão substancial implica que algo no modelo não reflete o que se passa nessa secção, extrapolando-se que a causa principal sejam os drenos, apresentando-se duas hipóteses:
 - a) ou na fase de obra foi decidida a colocação de drenos também nesta secção e tal não foi transmitido ao projetista;
 - b) ou o efeito tridimensional da drenagem radial na zona envolvente aos drenos é sentida na secção PK200, apesar destes terem sido aplicados apenas até ao PK180.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como linhas de investigação futuras associadas ao tema em questão, consideram-se os seguintes:

- Realizar novos ensaios edométricos sobre os solos de fundação, com vista a confirmar os índices de compressibilidade primária e secundária, dado que estes são muito inferiores aos considerados como razoáveis para os solos em questão;
- Considerar a formulação de Indraratna e Redana para determinação do efeito de *smear* na zona tratada com drenos verticais de banda pré-fabricados, a qual

implica a consideração de uma faixa de menor permeabilidade ao redor dos drenos, na modelação em estado plano de deformação;

- Por último, a realização de uma modelação com drenos para o PK200, de modo a considerar o efeito na drenagem na consolidação dos solos neste perfil e comparar estes resultados com os medidos nas placas.

7. BIBLIOGRAFIA

Akagi, T. (1979). *Consolidation Caused by Mandrel-Driven Sand Drains*. Proceedings of the 6th Asian Regional Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.125-128. Singapore.

Alves, R.M.M. (2011). *Estudo de Modelação da Consolidação Acelerada por Drenos Verticais Tomando em Consideração a Fluência do Terreno*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Lisboa, Portugal.

Assunção, B.A.N.B.D.C. (2010). *Colunas de Brita e Pré-Carga em Solos de Fundação de Reservatórios de Betão Armado*. Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil – Especialização em Construções. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto

Atkinson, J.H. e Bransby, P.L. (1978). *The Mechanics of Soils – An introduction to critical state soil mechanics*. McGraw-Hill, London.

Bardet, J-P. (1997). *Experimental Soil Mechanics*. Prentice-Hall. New Jersey-USA.

Barron, R. (1944). *The Influence of Drain Wells on the Consolidation of Fine Grained Soils*. Dissertation, U.S. Engineering Office. Providence, USA.

Barron, R. (1948). *Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells*. Transactions of ASCE., Vol.113, pp.718-724. Virginia, USA.

Bergado, D.T., Asakami, H., Alfaro, M.C. & Balasubramaniam, A. S. (1991). *Smear Effects of Vertical Drains on Soft Bangkok Clay*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 117, No.10, pp.1509-1530.

Bergado, D.T., Alfaro, M. C. & Balasubramaniam, A.S. (1993a). *Improvement of Soft Bangkok Clay Using Vertical Drains*. Geotextiles and Geomembranes, Vol.12, No.7, pp.615-663.

Bergado, D.T., Mukherjee, K., Alfaro, M.C., Balasubramaniam, A.S. (1993b). *Prediction of Vertical-Band-Drain Performance by the Finite-Element Method*. Geotextiles and Geomembranes, Vol.12, No.6, pp.567-586.

Bjerrum, L. (1967). *Engineering Geology of Norwegian Normally Consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings*. 7th Ranking Lecture, Geotechnique 17, pp.81-118.

Bjerrum, L. (1972). *Embankments of Soft Soil*. Proceedings of the specialty Conference, American Society of Civil Engineering, Vol 2, pp.1-54.

- Bowles, J.E. (1996). *Foundations Analysis and Design* - 5th edition. International Edition of the McGraw-Hill Companies.
- Britto, A.M., Gunn, M.J. (1987). *Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements*. Published by Ellis Horwood Limited, United Kingdom.
- Buisman, K. (1936). *Results of Long Duration Settlements Test*. Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol.1, pp.103-107. Cambridge.
- Burghignoli, A., Cavalera, L., Chieppa, V., Jamiolkowski, M., Mancuso, C., Marchetti, S., Pane, V., Paoliani, P., Silvestri, F., Vinale, F., Vittori, E. (1991) Geotechnical characterization of Fucino clay. Proc. 10th ECSMFE, Vol. I, pp. 27-40. Firenze. Italy
- Burghignoli, A., Chieppa, V., Soccodato, F.M. (1994). *A Visco-Plastic Constitutive model for soft clays: implementation and validation*. Rivista Italiana di Geotecnica 4/94, pp. 268-288.
- Burland, J.B. (1967). *Deformation of Soft Clay*. Dissertation. Cambridge University. Cambridge, USA.
- Butterfield, R. (1979). *A Natural Compression Law for Soils (an Advanced on e-logp)*. Geotechnique 29, pp. 469-480.
- Carrillo, N. (1942). *Simple Two and Three Dimensional Cases in the Theory of Consolidation Soils*. Journal of Mathematics and Physics Mechanics, Vol.21, pp.1-5.
- Castro, M. (2009) Laguna de Melendo. <http://www.panoramio.com/photo/14429791>. 18/09/2014
- Cea Azañedo, J.C., Saura, J., Marcos, J.M., Justo, J.L., Rendón. (2005). *Proyecto, Construcción y Comportamiento de los Diques de Cierre de la Balsa de Lebrija*. I Simposio Nacional Sobre Proyecto, Construcción e Impermeabilización de Balsas – Volumen II (comunicaciones libres). Sevilla-España.
- Cheung, Y.K., Lee, P.K.K., and Xie, K.H., (1991). *Some remarks on two and three dimensional consolidation analysis of sand-drained ground*. J. Computer and Geotechnics, Elsevier Sci. Publishers Ltd, England (GB), Vol. 12, pp. 73-87
- Coelho, S. (1996). *Tecnologia de Fundações* – 1ª edição. Edições E.P.G.E. Lisboa, Portugal.
- Craig, R.F. (1997). *Soil Mechanics – Sixth edition*. Department of Civil Engineering, University of Dundee. Edições: E & FN Spon. London. United Kingdom
- Da Silva, E.M.J. (2009). *Consolidación de Suelos Blando sen Presencia de Drenes de Banda. El Dique Nº 3 de Lebrija*. Trabajo de Investigación Tutelado. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Sevilla. Sevilla-España.
- Da Silva, E.M.J. (2013). *Consolidation of Soft Soils in the presence of Band-Shaped Drains*. Thesis submitted to accede to the degree of Doctor by the University of Seville. Department of Building Structures and Ground Engineering, University of Seville, Spain.

- Das, B.M. (1999). *Principles of Foundation Engineering* – 4th edition. PWS Publishing. California-USA.
- Fernandes, M. M. (2006). *Mecânica dos Solos, Conceitos e Princípios Fundamentais*, Volume I. Porto: FEUP Edições.
- Folque, J. (1987). *Introdução à Mecânica dos Solos*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Lisboa, Portugal.
- Fox, E.N. (1948). *The Mathematical Solution for the Early Stages of Consolidation*. 2nd edition. Proceedings of International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.41-52.
- Fox, P.J., Edil, T.B., Lan, L.T. (1992) *Ca/Cc concept applied to compression of peat*. J. of Geotech. ASCE, Vol. CXVIII. Pp. 1256-1263
- Futai, M.M. (2010). *Considerações sobre a Influência do Adensamento Secundário e do Uso de Reforços em Aterros sobre Solos Moles*. Tese de Livre Docência. Departamento de Estruturas e Geotécnica, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, Brasil.
- Garlanger, J.E. (1972). *The Consolidation of Soils Exhibiting Creep Under Constant Effective Stress*. Geotechnique 22, pp.71-78.
- Geotest (2001). *Campaña de Ensayos Vane-Test, Ensayos Dilatómétricos de Marchetti DMT – Tramo Final del Canal del Bajo Guadalquivir (1º fase)*. Caracterización Geotécnica y Geoambiental In Situ. España.
- Graham, J., Crooks, J.H.A., Bell, A.L. (1983). *Time effects on the stress-strain behavior of natural soft clays*. Géotechnique, volume 33, No. 3. Pp. 327-340.
- Hansbo, S. (1979). *Consolidation of Clay by Bandshape Prefabricated Drains*. Ground Engineering, Vol.12, No.5, pp.16-25. Great-Britain.
- Hansbo, S. (1981). *Consolidation of Fine Grained Soils by Prefabricated Drains*. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, pp.677-682. Stockholm, Sweden.
- Hansbo, S. (1987). *Facts and Fiction in the Field of Vertical Drainage*. International Symposium on Prediction and Performance in Geotechnical Engineering, pp.61-72. Alberta-Canada.
- Hansbo, S. (1997). *Practical Aspects of Vertical Drain Design*. Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, pp.1749-1752. Hamburg.
- Hird, C.C., Pyrah, I.C., Russell, D. (1992). *Finite Element Modeling of Vertical Drains Beneath Embankments of Soft Ground*. Géotechnique 42, No.3, Pp. 499-511. London, United Kingdom.
- Hird, C.C. & Moseley, V.J. (2000). *Model Study of Seepage in Smear Zones Around Vertical Drains in Layered Soil*. Géotechnique 50, No.1, pp.89-97.

- Holtz, R.D. & Holm, G. (1973). *Excavation and Sampling Around Some Sand Drains at Ska-Edeby, Sweden*. Proceedings of the Nordic Geotechnical Meeting. Trondheim, NGI-Oslo.
- Holtz R.D., Jamiolkowski M.B., Lancellotta R., Pedroni R. (1991). *Prefabricated vertical drains: Design and performance*. Butterworth Heinemann, Oxford
- Indraratna, B., Redana, I.W. (1997). *Plane-Strain Modeling of Smear Effects Associated with Vertical Drains*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.123, No.5, pp.474-478.
- Indraratna, B., Redana, I.W. (1998). *Laboratory Determination of Smear Zone due to Vertical Drain Installation*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.124, No.2, pp.180-184.
- Jamiolkowski, M. & Lancellotta, R. (1981). Consolidation by Vertical Drains: Uncertainties Involved in Prediction of Settlement Rates. Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.4, pp.593-595. Balkema. Rotterdam, Netherlands.
- Janbu, N. (1969). *The resistance concept applied to soils*. Proceedings of the 7th ICSMFE, Vol.1, pp.191-196. Cidade do México
- Johnson, S.J. Precompression for Improving Foundation Soils, Journal of the Soils Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol 96, No. SM1, p. 111-144, 1970.
- Jiménez Salas, J.A., Justo, J.L., Serrano, A. (1981). *Geotecnia y Cimientos II – 2ªEdition*. Editorial Rueda. Madrid-España.
- Justo, J.L. (2000b). *Informe sobre los Asientos, drenes, Filtros y Tuberías del Tramo Final del Canal del Bajo Guadalquivir*. Cliente: Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. Informe Técnico no publicado. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Sevilla, España.
- Justo, J.L. (2001). *Dictamen sobre la Modificación del Dique de Lebrija – Memoria y Anejos nº1 al 3*. Cliente: Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. Informe técnico no publicado. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Sevilla, España.
- Justo, J.L. (2002). *Dictament sobre el Llenado de la Balsa de Lebrija hasta Cota +6 – Memoria y Apéndices 1 a 3 y 7 a 14*. Cliente: Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. Informe técnico no publicado. Escuela Técnica superior de Arquitectura de la Universidad de Sevilla, España.
- Justo, J.L., Durand, P.N., Soriano, C., Da Silva, E. (2009). *Monitoring of Performance in Four Dikes on Soft Soil*. Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol.3, pp.2008-2011. Alexandria Egypt.
- Justo, J.L., Durand, P.N., Soriano, C., Saura, J., Marco, J.M. (2006). *Comportamiento de Cuatro Diques de Tierra sobre Suelo Blando: Mejora y Refuerzo del Terreno*. Revista de Ingeniería Civil No.143, pp.79-83. España.

- Justo, J.L., Soriano, C., Durand, P.N., Justo, E.M., Romero, M.M. (2003). *Parámetros para Análisis sin Drenaje en Suelos Blandos*. Revista de Obras Públicas No.3.431, pp.37-48. España.
- Karim, R., Gnanendram, C. (2008). *Review of Visco-plastic Soil Models for Predicting the Performance of Embankments on Soft Soils*. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), pp.945-956. Goa. India.
- Ladd, C.C. (1973). Estimating settlement of structures supported on cohesive soils. MIT Soils Publication nº 272. 99p.
- Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., Poulos, H.G. (1977) Stress-deformation and strength characteristics. Proc. 9th ICSMFE, vol. II, pp.421-494, Tokyo.
- Leroueil, S. (1977). *Quelques Considérations sur le Comportement des Argiles Sensibles*. Ph.D. Thesis, Laval University, Québec, Canada.
- Lopes, N.A F. (1991). *Considerações Relativas às Deformações das Fundações de Aterros em Argila Mole*. Revista Solos e Rochas, v. 14 n.º 2, p. 81 – 88, Brasil
- Maranhão, H.J.O. (2008). *Consolidação em Solos Moles, Uma Análise Comparativa*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre. Universidade de Aveiro, Portugal.
- Madhav, M.R., Park, Y-M. & Miura, N. (1993). *Modelling and Study of Smear Zones Around Vertical Drains*. Soils and Foundations, Vol.33, No.4, pp.135-147.
- Mendes, M.M.S.C.S. (2011). *Estudo de Modelação da Consolidação Acelerada por Drenos Verticais Tomando em Consideração a Fluência do Terreno*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, Portugal.
- Mesri, G., Godlewski, P.M. (1977). *Time and Stress Compressibility Interrelationship*. Journal of Geotechnical Engineering Division - ASCE, Vol.103, GT5, pp.417-430.
- Mesri, G. (1973). *Coefficient of Secondary Consolidation*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division - ASCE, Vol.99, pp.122-137.
- Mesri, G., Choi, Y.K. (1985). *The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio effective stress relationships*. Proc. XI ICSMFE, S. Francisco.
- Mesri, G. (1987). The fourth law of soil mechanics: the law of compressibility. Proc. Int. Symp. On Geotech. Eng. Of Soft Soils, pp. 587-590, Mexico City.
- Mesri, G., D.O.K. Lo (1991). *Field performance of prefabricated vertical drains*. Proc. Int. Conf. on Geotech. Eng. For Coastal Development – Theory to Practice. Yokohama
- Mesri, G., Stark, T.D., Ajlouni, M.A. & Chen, C.S. (1997). *Secondary Compression of Peat with or without Surcharging*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No.5, pp. 411-421.

- Morris, P.M., Williams, D.T. (1994). *Effective Stress Vane Shear Strength Correction Factor Correlations*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.31, No.3, pp.335-342.
- Müller, R. (2010). *Embankments founded on sulphide clay – some aspects related to ground improvement by vertical drains*. Licentiate Thesis. Department of civil and Architectural Engineering, Division of soil and rock mechanics. Royal Institute of Technology, Stockholm.
- Nagaraj, T.S., Miura, N. (2001). *Soft Clay Behavior – Analysis and Assessment*. A. A. Balkema Publishers. Rotterdam/USA.
- Nagaraj, T.S., Murthy, B.R.S. (1986). *A critical reappraisal of compression index*. Geotechnique vol. 36 pp. 27-32, London
- Naylor, D.J., Pand, G.N., Simpson, B., Tabb, R. (1981). *Finite elements in geotechnical engineering*. Pineridge Press. Swansea
- Neves, M.E. (2004). *Mecânica dos Solos*. AEIST. Lisboa, Portugal.
- Nogueira, E.G. (2010). *Estudo de Algumas Soluções de Tratamento de Solos Moles para Construção de Aterros no Trecho Sul do Rodoanel – SP*. Dissertação para obtenção do título de Mestre em Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, Brasil.
- Nova, R. (1985). Prediction of K_0 variation with time for normally consolidated clay. Constitutive Laws of soils, vol XI, ICSMFE. S. Francisco.
- Onoue, A., Ting, N., Germaine, J.T., Whitman, R.V. (1991). *Permeability of Disturbed Zone Around Vertical Drains*. Geotechnical Special Publication, ASCE, No.27, pp.879-890.
- Orleach, P. (1983). *Techniques to evaluate the field performance of vertical drains*, thesis presented to the Massachusetts Institute of Technology, at Cambridge, Massachusetts, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science.
- Ortigão, J.A.R. (1993). *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. Livros Técnicos e Científicos Editora Lda. Rio de Janeiro, Brasil.
- Perboni, J.P.(2003). *Análises de Estabilidade e de Compressibilidade de Aterros sobre Solos Moles – Caso dos Aterros de Encontro da Ponte sobre o Rio dos Peixes (Br 381)*. Dissertação para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, Brasil.
- PLAXIS 2D-AE, Manual (2014). *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. Edited by Brinkgrève, R. B. J., Swolfs, W. M. & Engin, E. Delft University of Technology & PLAXIS bv, Delft, Netherlands.
- Rathmayer, H. & Saari, K. (1983). *Improvement of Ground*. Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Organized by the Finnish Geotechnical Society. Vol.3, pp. 973-1399. A.A.Balkema. Helsinki.

- Raymond, G.P., Wahls, H.E., (1976). *Estimation One-Dimensional Consolidation, Including Secondary Compression of Clay Loaded from Overconsolidated to Normally Consolidated State*. Special Report 163, Transportation Research Board, pp. 17-23.
- Redana, I.W. (1999). *Effectiveness of Vertical Drains in Soft Clay with Special Reference to Smear Effect*. A thesis submitted in fulfilment of the requirements for the Award of the Degree of Doctor of Philosophy. Department of Civil, Mining and Environmental Engineering, University of Wollongong, Australia.
- Herrero, O.R. (1983). *Universal compression index equation*. Closure. J. Geotech. Eng. Div. ASCE, vol. 109, pp. 755-761. New York
- Rendulic, L. (1935). *Der Hydrodynamische Spannungsangleich in Zentral Entwässerten Tonzylindren*. Wasserwirt. Tech. Vol.2. pp.250-253 and pp.269-273.
- Rixner, J.J., Kraemer, S.R. & Smith, A.D. (1986). *Prefabricated Vertical Drains*. Federal Highway Administration. Report FHWA-RD-86/168, Vol.1. Washington D.C., USA.
- Sathananthan, I. (2005). *Modelling of Vertical Drains With Smear Installed in Soft Clay*. A thesis submitted in fulfilment of the requirements for the Award of the Degree of Doctor of Philosophy. Department of Civil, Mining and Environmental Engineering, University of Wollongong, Australia.
- Saura Martínez, J.F., Rodríguez, V.G., Cea Azañedo, J.C., Justo, J.L. & Marcos, J.M. (2004). *Los Diques de Cierre de la Balsa de Lebrija. Un Ejemplo de Construcción sobre Suelos Blandos*. XXI Congreso Internacional de Grandes Presas. Revista de Obras Públicas No.3.441, pp.119-130. España.
- Schmertmann, J.H. (1991). *The mechanical aging of soils*. 25th Karl Terzaghi Lecture, J. Geotech. ASCE, vol. CXVII. Pp. 1288-1330
- Schofield, A.N., Wroth, C.P. (1968). *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill. London, United Kingdom.
- Shinsha, H., Hara, H., Abe, Y. & Tanaka, A. (1982). *Consolidation Settlement And Lateral Displacement of Soft Ground Improved by Sand Drains*. Tsuchi-to-Kiso, Japanese Society of Soil Mechanics Foundation Engineering, Vol. 30, No.5, pp.7-12.
- Sivaram, B. & Swamee, P. (1977). *A Computational Method for Consolidation Coefficient*. Soils and Foundations. Tokyo, Japan.
- Skempton, A.W. (1944). *Notes on the compressibility of clays*. J. Geol. Soc. pp.119-135. London
- Soriano, C. (2005). *Validación de un Modelo Soft-Soil-Creep Mediante Ensayos de Laboratorio en Arcilla Blanda*. Trabajo de investigación. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de la Universidad de Sevilla. Sevilla-España.

Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanick auf Bodenphsikalischer Grundlage*. Deuticke. Vienna, Austria.

Terzaghi, K., Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in engineering practice*. John Wiley, New York.

Terzaghi, K., Peck, R., Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice – 3rd Edition*. Wiley Interscience.

Vairinhos, A.M.C. (2013). *A Influência do Efeito Smearing na Consolidação de Solos Moles Tratados com Drenos Verticais Pré-Fabricados*. Tese de Mestrado. Universidade de Évora.Évora, Portugal.

Vertematti, J.C., Oliveira, H.M., Almeida, M.S.S. (2004). *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. Editor Edgar Blucher. Brasil.

Viegas, J. M. (2002). *Mecânica dos solos. Elementos Teóricos*, EST/UAlg, Faro-Portugal.

Yin, J.H., Graham, J. (1989). *Viscous-elastic-plastic Modelling of One-dimensional Time Dependent Behavior of Clays*. Canadian Geotechnical Journal, Vol.26, No.2, pp.199-209.

Yin, J.H., Zhu, J.G. (2002). *A new elastic viscoplastic model for timedependent behavior of normally and overconsolidated clays: Theory and Verification*. Canadian Geotechnical Journal, 2002, Vol. 39, No. 1 : pp. 157-173

<http://www.panoramio.com/photo/17989144>. 18/09/2014

https://fenix.tecnico.ulisboa.pt/downloadFile/3779574566301/Grandezes_Ensaio_edometrico.pdf. 13/09/2013

ANEXO A

**FASEAMENTO CONSTRUTIVO CONSIDERADO PARA A MODELAÇÃO DO DIQUE Nº3 NAS SECÇÕES
PK0+140, PK0+170 E PK0+200**

Initial phase	0	N/A	K0 procedure	Unassigned	Phreatic	0,00 day
✓ Nilstep	1	0	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,00 day
✓ Escavação cota 3.84 e vala corta-águas	2	1	Consolidation (UM+)	Staged construction	Phreatic	9,00 day
✓ Compactação vala corta águas; Instalação PL 140-1	3	2	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	41,00 day
✓ Compactação cota 4.34;	4	3	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	10,00 day
✓ instalação dos drenos	26	4	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	0,00 day
✓ Compactação cota 4.81; Instalação PL 140-2	5	26	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	21,00 day
✓ Compactação cota 8.15	6	5	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	101,00 day
✓ 1ª Leitura placa PL 140-2	7	6	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	22,00 day
✓ Obra Retomada - Cota 8.15	8	7	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	12,00 day
✓ Compactação cota 8.5	9	8	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	17,00 day
✓ Obra retomada - Cota 8.50	10	9	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	21,00 day
✓ Compactação cota 10.10	11	10	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	36,00 day
✓ Compactação 10.39	12	11	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	28,00 day
✓ Compactação 10.63	13	12	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	46,00 day
✓ Compactação Cota 10.96; conclusão Dique nº 3	14	13	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	71,00 day
✓ Instalação Marca Topo 135	15	14	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	30,00 day
✓ Subida água - Cota 3.00	16	15	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	12,00 day
✓ Nível água cota 4.86	17	16	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	82,00 day
✓ Nível água cota 7.30	18	17	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	170,00 day
✓ Nível água cota 6.90	19	18	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	27,00 day
✓ Nível água cota 7.80	20	19	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	13,00 day
✓ Nível água cota 7.22	21	20	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	273,00 day
✓ Nível água cota 8.01	22	21	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	186,00 day
✓ Nível água cota 6.71	23	22	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	96,00 day
✓ Nível água cota 8.04	24	23	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	224,00 day
✓ Nível água cota 7.80 - última leitura	25	24	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	978,00 day

Fig. A1 – Faseamento construtivo na secção PK0+140

Initial phase	0	N/A	K0 procedure	Unassigned	Phreatic	0,00 day
Nil Step	1	0	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,00 day
Escavação cota 3.79 e vala corta-água 1.78	2	1	Consolidation (UM+)	Staged construction	Phreatic	9,00 day
Compactação cota 3.79; Instalação PK 170-1	3	2	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	49,00 day
Compactação cota 4.30;	4	3	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	17,00 day
Instalação Drenos	28	4	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	0,00 day
Compactação cota 4.79; Instalação PL 170-2	5	28	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	9,00 day
Compactação cota 7.93	6	5	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	98,00 day
Obra retomada - Cota 7.93	7	6	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	17,00 day
Compactação cota 8.15; 1ª leitura PL 170-2	8	7	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	5,00 day
Obra retomada - cota 8.15	9	8	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	12,00 day
Compactação 8.32	10	9	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	17,00 day
Obra retomada - Cota 8.32	11	10	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	29,00 day
Compactação cota 8.90	12	11	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	14,00 day
Compactação 10.02	13	12	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	28,00 day
Compactação 10.66	14	13	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	60,00 day
Compactação 10.96; Conclusão Dique Nº3	15	14	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	71,00 day
Instalação Marca Topo 170	17	15	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	30,00 day
Subida água cota 3.00	18	17	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	12,00 day
Nível água cota 4.79	19	18	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	82,00 day
Nível água cota 7.30	20	19	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	170,00 day
Nível água cota 6.90	21	20	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	27,00 day
Nível água cota 7.80	22	21	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	13,00 day
Nível água cota 7.22	23	22	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	273,00 day
Nível água cota 8.01	24	23	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	186,00 day
Nível água cota 6.71	25	24	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	96,00 day
Nível água cota 8.04	26	25	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	224,00 day
Nível água cota 7.80 - última leitura	27	26	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous phase	978,00 day

Fig. A2 – Faseamento construtivo na secção PK0+170

Initial phase	0	N/A	K0 procedure	Unassigned	Phreatic	0,00 day
✓ Nil step	1	0	Plastic	Staged construction	Phreatic	0,00 day
✓ Escavação cota 3.40 e vala corta-águas 1.89	2	1	Consolidation (UM+)	Staged construction	Phreatic	9,00 day
✓ Compactação cota 3.40; Instalação PL 200-1 e PL 200-2	3	2	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	17,00 day
✓ Compactação cota 4.60	4	3	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	67,00 day
✓ Compactação cota 6.00	5	4	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	27,00 day
✓ Compactação cota 7.80	6	5	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	62,00 day
✓ Obra retomada - cota 7.80	7	6	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	17,00 day
✓ Compactação cota 8.10	8	7	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	5,00 day
✓ Obra retomada - cota 8.10	9	8	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	58,00 day
✓ Compactação cota 8.75	10	9	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	14,00 day
✓ Compactação cota 9.99	11	10	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	42,00 day
✓ Compactação cota 10.46	12	11	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	46,00 day
✓ Compactação cota 10.96; Conclusão Dique nº3	13	12	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	71,00 day
✓ Subida água cota 3.00	14	13	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	42,00 day
✓ Nível água cota 4.86	15	14	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	82,00 day
✓ Nível água cota 7.30	16	15	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	170,00 day
✓ Nível água cota 6.90	17	16	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	27,00 day
✓ Nível água cota 7.80	18	17	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	13,00 day
✓ Nível água cota 7.22	19	18	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	273,00 day
✓ Nível água cota 8.01	20	19	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	186,00 day
✓ Nível água cota 6.71	21	20	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	96,00 day
✓ Nível água cota 8.04	22	21	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	224,00 day
✓ Nível água cota 7.80 - última leitura	23	22	Consolidation (UM+)	Staged construction	From previous ...	978,00 day

Fig. A3 – Faseamento construtivo considerado na secção PK0+200